الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

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

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : OUVRAGES ET AMENAGEMENT HYDRAULIQUE

THEME :

CONCEPTION D'UNE RETENUE COLLINAIRE DE OUED ISSA COMMUNE DE LAYOUNE WILAYA DE TISSEMSILT.

Présenté par :
FETTAL YAMINA NARIMENE.

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
A. ZEROUAL	M.C.A	Président
S. TOUMI	M.C.B	Examinateur
N. LAOUCHE	M.C.B	Examinateur
I. ZAIBAK	M.A.A	Promoteur

Session : 2020/2021

Remerciements

Ce travail a été réalisé dans le cadre de la préparation du mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Hydraulique.

J'adresse mes vifs remerciements à mon promoteur Mr ZAIBAK ISSAM, pour la confiance et la motivation qu'il m'accordé, son accueil et son accompagnement tout le long du déroulement de mon travail.

Je remercie les membres du jury, Mr, AYOUB ZEROUAL, qui m'a fait l'honneur de présider ce jury, ainsi Mr, TOUMI SAMIR et Mr, LAOUCHE NASSIM qui ont bien voulu accepter d'examiner et de juger ce travail.

Mes gratitudes vont également pour tous les enseignants de l'ENSH qui ont contribué à notre formation et à notre suivi durant notre passage à l'école.

Nous remercions l'ensemble du personnel du CTH et DRE, en particulier Mr HAMDANI BENAMER pour leur bienveillance, leur dévouement, leurs temps et leur aide.

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

FETTAL YAMINA NARIMEN.

Dédicace

Je dédie ce mémoire,
A l'ange de ma vie ma mère celle qui m'a bercé d'un amour sincère et *inconditionnelle.*
A l'homme de ma vie, celui qui s'est toujours sacrifié pour nous voir réussir.

Aucune dédicace très chère parent, ne pourrait exprimer la profondeur des sentiments que j'éprouve pour vous. Ce modeste travail est le fruit de tous vos sacrifices innombrables et votre compréhension. Vous avez toujours été mon école de patience, de confiance et surtout d'espoir et d'amour. J'implore Dieu, tout puissant, de vous accorder une bonne santé, une longue vie et beaucoup de bonheur.

A mes deux petits amour MOUNIR et ZORA. Et à tous les moments d'enfance passés avec toi mon frère BEN.

A la mémoire de mes deux chères grands-mères, cela fait maintenant treize ans mais on dirait que c'est hier. Et pour rendre hommage à l'esprit de mon oncle qui nous a quittés sans prévenir (Que Dieu vous gardes dans son vaste paradis).

A mes meilleures amies AMEL, THELILI, SOUKAINA, RANIA AIT et à mes amis et binômes durant ces trois ans à l'ENSH CHAHRAZED, RANIA et AMIRA. En souvenir des moments heureux et des fous rires passés ensemble.

A tous les membres de ma chère famille (mes tentes, oncles et leurs épouses paternelles et maternels) pour leurs amours et leurs encouragements. Ainsi que mes cousins et cousines.

Il m'a été très difficile d'écrire cette page par souci d'oublier les nombreuses personnes qu'il me faut citer pour leur aide, leur accueil, leur soutien... Qu'elles soient toutes assurées de ma plus profonde reconnaissance même si leur nom n'y figure pas.

MINA.

ملخص :

تعاني الجزائر على غرار دول العالم نقصا حادا في الموارد المائية وذلك يرجع الى عدة عوامل كالاحتباس الحراري، زيادة عدد السكان وبالتالي زيادة طلب المياه الصالحة للاستهلاك والاستعمال في السقي زيادة على ذلك سوء تسير هذا المورد.

تتوفر بلدية العيون المتواجدة في ولاية تيسمسيلت على عدة اودية منها واد نهر واصل وواد عيسى أحد أكبر روافده، كما تعتبر مقرا زراعيا مهما للحبوب والبقول. ومع ذلك فان هذه الثروة تواجه مشكل نقص التزويد بالمياه والحل لسد هذا العجز هو انشاء سدود وحواجز مائية لتجميع المياه السطحية.

فالهدف من هذا العمل هو دراسة تصميم حاجز مائي. مخصص لسقي حوالي 250 هكتار لتنمية النشاط الزراعي وتحسين السبل المعيشة للمزارعين من خلال تيسير الحصول على المياه وحسن استخدام هذا المورد.

Résumé :

L’Algérie, comme plusieurs pays du monde, souffre d’une grave pénurie de ressources en eau. Cela est dû à un certain nombre de facteurs tels que le réchauffement climatique et l’augmentation de la population, par conséquent une augmentation de la demande en eau potable et d’irrigation, ainsi que la mauvaise gestion de cette ressource.

La commune de 'Laayoune' située dans la wilaya de 'Tissemselt' compte plusieurs cours d’eau tel que 'Oued Nahr Ouasel' et 'Oued Issa' l’un de ses plus grands affluent construit un siège agricole de céréales et de légumes secs. Néanmoins cette richesse s’est retrouvée face au problème de manque d’eau d’irrigations. La solution la plus adaptée pour combler ce manque est de construire des barrages et des retenues collinaires pour le stockage des eaux surfacique.

L’objectif de ce mémoire est d’étudier la conception d’une retenue collinaire destinée à irriguer environ 250 hectares afin de développer l’activité agricole et améliorer le rendement des agricoles par l’accès facile à l’eau et une bonne utilisation de cette ressource.

Abstract:

Algeria, like many countries around the world, is suffering from a serious shortage of water resources. This is due to a number of factors, such as global warming and the population growth thus an increase in the demand for drinking water and also water used for irrigation, aside from these factors the bad management of this resource. The town of ‘Laayoune’ located in the city of ‘Tissemsilt’, has several wadis such as ‘Oued Nahr Ouasel’ and ‘Oued Issa’, one of its important contributions is the agricultural headquarters of cereals and vegetables. Nevertheless, this wealth has been confronted with the lack of irrigation water. The proposed solution to fill this gap is to build dams and colliery dams for storing surface water.

The objective of this research is to study the design of a colliery dam that is intended to irrigate about 250 hectares so there will be a development of agricultural activity and an improvement of the livelihood of farmers through an easy access to water and a good use of this resource.

Sommaire :

Introduction général

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction 1

I.1 Description du site du barrage : 1

I.2 Situation géographique et accès au site du barrage : 2

I.3 Topographie : 2

I.4 Situation hydrographique du site et du bassins versants : 3

Conclusion : 5

CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

II.1 Ipntroduction : 6

II.2 Contexte géologique : 6

II.2.1 Géologie régionale : 6

II.2.2 Géologie du bassin versant 9

II.2.3 Géologie du site et de la cuvette : 9

II.3 Tectonique : 10

II.4 Sismicité : 11

II.5 Etude géotechnique 11

II.5.1 Les investigations géotechniques du site de la retenue : 11

II.5.2 Résultats et discussion d'investigation : 13

Conclusion : 18

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction : 19

III.1 Un bassin versant : 19

III.1.1 Etude géomorphologique : 19

- Caractéristiques géographiques : 21
- Caractéristiques morphologiques : 21
- Caractéristiques de forme : 21

III.1.2 Etude de Relief : 23

- La courbe hypsométrique : 23
- Les indices de pentes : 27
- La pente moyenne Im du bassin versant : 29

III.2 Etude du réseau hydrographique 32

- III.2.1 Caractéristiques du réseau hydrographique 32
- III.2.2 Paramètres hydrographiques 32

III.3 Caractéristiques climatologiques 40
III.3.1 Température : 40
III.3.2 Humidité relative : 41
III.3.3 La vitesse du vent : 41
III.3.4 L'évaporation : 41
III.3.5 Précipitation 41
III.4 Etude des précipitations 42
III.4.1 Analyse fréquentielle des crues par la station hydrométrique 43
- Présentation de la station hydrométrique 43
- Ajustement de la série hydrométrique : 44
- Ajustement à la loi Log Normale (Loi de Galton) 47
- Application de la méthode d'analogie : 50
III.4.2 Détermination des débits maximums fréquentiels par la méthode du GRADEX : 51
- Présentation des séries pluviométrique de référence 53
- Ajustement de la série pluviométrique 54
- Application du GRADEX sur les trois séries : 57
III.5 L'hydro-gramme de crue 59
III.6 Evaluation des apports liquides : 61
III.6.1 Apport liquide 61
- Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen : 61
- Caractéristiques de l'écoulement 62
- L'estimation fréquentielle des apports 65
- Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% : 66
III.5.2 Apports solides et estimation du volume mort 67
- Estimation du transport solide : 67
- Estimation du débit solide : 69
Calcul du volume mort : 69
III.7 Etude de la régularisation de la retenue : 70
III.7.1 Courbes caractéristiques de la retenue : 71
III.7.2 Répartition mensuelle des besoins en eau : 73
III.7.3 Calcul du volume normal : 73
III.8 Choix de la crue du projet : 79
III.9 Etude de laminage de la crue : 80
III.9.1 Laminage de crue par la méthode de Muskingum : 81
III.10 Etude d'optimisation : 84
III.10.1 Calcul du coût de la digue : 84

- Coût de la digue 84
- Calcul de la revanche 84
- Calcul de la hauteur du barrage : 85
- Calcul de la largeur en crête : 86
- Estimation du coût de la digue : 86

III.10.2 Calcul du coût préliminaire de l'évacuateur de crue : 88

- Coût du déversoir : 88
- Coût du canal d'approche : 90
- Coût du coursier : 90
- Cout des excavations : 91

III.10.3 Coût Total de la retenue collinaire : 91

Conclusion : 93

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE

Introduction 94

IV.1 Le choix du site de la retenue : 94

IV.2 Le choix du type de la retenue : 94

IV.3 Les variantes à choisir : 97

IV.4 Définition du profil général de la retenue : 97

IV.4.1 Hauteur de la retenue : 97

IV.4.2 Largeur en crête : 97

IV.4.3 Longueur en crête : 97

IV.4.4 Choix des pentes des talus : 97

IV.5 Digue à terre homogène : 98

IV.5.1 Pentes des talus : 98

IV.5.2 Système de drainage : 100

IV.6 Digue zoné à noyau d'argile : 102

IV.6.1 Pentes des talus : 102

IV.6.2 Dimensionnement du noyau : 102

IV.6.2 Calcul des drains : 105

IV.6.3 La clé d'étanchéité 105

IV.6.4 Ecran para fouille : 105

IV.7 Estimation du coût des différentes variantes : 105

Conclusion 106

CHAPITRE V : CONCEPTION DETAILLE DE LA DIGUE

Introduction 108
V.1 Définition du profil général de la retenue 108
V.2 Protection de talus : 108
V.2.1 Calcul des filtres : 108
V.2.2 Détermination de fuseau granulométrique de filtre : 109
V.2.3 Drainage à l'aval : 112
V.3 Dimensionnement de clé d'étanchéité et écran par-fouille : 112
V.3.1 Clé d'étanchéité : 112
V.3.1 Ecran para-fouille : 112
V.4 Etude des infiltrations 112
V.4.1 Le débit de fuite à travers le corps 113
V.5 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage : 115
V.5.1 Etanchéité de barrage : 114
V.5.2 Fondation de barrage : 115
V.5 Etude de stabilité 116
V.5.1 Méthode de Fellenius : 117
V.5.2 Les forces agissant sur une tranche : 119
V.5.3 Détermination de coefficient Fss et Fas pour les différents cas de sollicitations : 121
Conclusion : 122

CHAPITRE VI : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

Introduction 123
VI.1 L'évacuateur de crues 123
VI.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crues 123
VI.1.2 Différents types d'évacuateurs de crues 123
VI.1.3. Choix de la variante : 124
VI.1.4 Dimensionnement de l'évacuateur de crue : 124
VI.2 Ouvrage de vidange : 136
VI.2.1 Type de l'ouvrage de vidange : 136
VI.2.2 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange : 137
VI.2.3 Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange 139
VI.3 La prise d'eau : 140
VI.3.1 Types de l'ouvrage de prise d'eau : 140
Conclusion : 141

CHAPITRE VII ORGANISATION DE CHANTIER (O.D.C)

Introduction 143
VII.1 Travaux préparatoires et organisation du chantier 143
VII.2 Travaux d'installation du chantier : 143
VII.2.1 Installations destinées au personnel 144
VII.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux 144
VII.3.3 Installations destinées à la réparation des engins 144
VII.3.4 Installation destinée pour la préfabrication 144
VII.4 Moyens du chantier 144
VII.4.1 Moyens humains 144
VII.4.2 Moyens matériels du chantier 145
VII.5 Planification 147
VII.5.1 Définition 147
VII.5.2 Techniques de la planification 147
VII.6 Programme des travaux : 150
VII.6 Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes 151
Conclusion : 152

CHAPITRE VII : SECURITE DE TRAVAIL

Introduction 153
VII.1 Accident au travail : 153
VII.1.1 Causes humaines 153
VII.1.2 Causes techniques 154
VII.2Mise en place des règles de sécurité : 154
Mesures préventives 154
Méthode et moyens de prévention 154
Equipement de protection individuelle : 155
Conclusion 155

Conclusion général

Liste des figures :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I. 1 localisation de la commune de LAYOUNE 3
Figure I. 2 Localisation du bassin versant (Source : ArcGIS) 4
Figure I. 3 Bassin versant total. 5

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Figure II. 1 Carte géologique de l'Algérie Carte géologique de l'Algérie extrait de la carte géologique de l'Algérie (dressé d'après la 1ére édition et les travaux récents par MM. Cornet et Al par M , 1/500.000e). 7
Figure II. 2 Coupe géologique de l'axe de la digue (bureau d'étude). 10
Figure II. 3 Carte de zonage sismique de l'Algérie, selon RPA99/APRES ADDENDA. 11
Figure II. 4 Schéma représentatif de l'essai LUGEON. 12
Figure II. 5 Schéma représentatif de l'essai LEFRANC……...12

Chapitre III : Etude hydrologique

Figure III. 3 Bassin versant de la retenue collinaire d'oued ISSA..... 20
Figure III. 4 La carte hypsométrique du bassin versant de la retenue collinaire..... 24
Figure III. 5 Courbe hypsométrique du bassin Versant..... 25
Figure III. 6 Carte des courbes de niveaux du bassin versant. 30
Figure III. 7 Répartissions des pentes dans le bassin versant..... 31
Figure III. 8 Réseau hydrographique du bassin versant. 33
Figure III. 9 Profil de dénivelé du thalweg principal. 35
Figure III. 10 Graphe de variation de la Q max. 44
Figure III. 11 Graphe d'ajustement de la série des débits à la loi de GAMBUL. 46
Figure III. 12 Graphe d'ajustement de la série des débits à la loi de GALTON. 48
Figure III. 13 Graphe de résultat de comparaison d'ajustement. 49
Figure III. 14 Graphe d'ajustement de la série des pluies à la loi de GUMBEL. 55
Figure III. 15 Graphe d'ajustement de la série des à la loi de GUMBEL. 56
Figure III. 16 Graphe d'ajustement de la série des à la loi de GUMBEL 57
Figure III. 17 Graphe de l'ajustement des pluies et la droite d'extrapolation des débits. 58
Figure III. 18 l'hydro-gramme de crue du bassin versant..... 60
Figure III. 19 Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel (1976/2006). 62
Figure III. 20 Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen de fréquence 80%. 67
Figure III. 21 Courbe surface-hauteur. 72
Figure III. 22 Courbe capacité –hauteur. 72

Figure III. 23 Courbe caractéristique du barrage pour b=45 m. 83
Figure III. 24 Hydro-gramme de débit entrant et des débits sortants. 83
Figure III. 25 le profil du déversoir pour B=35m et H=2.82m. 89
Figure III. 26 Courbe d'optimisation……...92

Chapitre IV : Etude des variantes de la digue

Figure IV. 1 Coupe transversale d'une digue homogène. 95
Figure IV. 2 Coupe transversale d'une digue zonée. 95

Chapitre V : Conception détaillé de la digue

Figure V. 1 Schéma de la ligne de saturation cas d'un drain vertical. 113
Figure V. 2 Schéma détaillé de la méthode de Fellenuis. 118

Chapitre VI : Les ouvrages annexes

Figure VI. 1 Dimensions caractéristiques et géométrie du déversoir..... 126
Figure VI. 2 Schéma du profil du seuil déversant type Creager. 127
Figure VI. 2 Schéma de la ligne d'eau dans le coursier……..131
Figure VI. 1 Dimensions caractéristiques et géométrie du déversoir..... 126
Figure VI. 4 Schéma de bassin de dissipation, type I (USBR, 1987) 133
Figure VI. 5Abaque des caractéristiques du bassin de dissipation 134
Figure VI. 6 Courbe de tendance de la courbe surface-hauteur. 138

Chapitre VII : Organisation de chantier

Figure VII. 1 Réseau à nœuds. 151

Liste des tableaux :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I. 1 Coordonnées de la retenue. 4

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Tableau II. 1 l'imperméabilité des trois sondages. 13
Tableau II. 3 résultat de laboratoire du premier puit. 16
Tableau II. 4 résultat de laboratoire du deuxième puit. 16
Tableau II. 5 résultat de laboratoire du troisième puit. 17
Tableau II. 6 résultat de laboratoire quatrième puit. 17
Tableau II. 7 Résultats de l'essai Proctor……..17

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III. 1 Coordonnées géographiques de l'exutoire. 21
Tableau III. 2 Répartition de la surfaces partielles par tranche d'altitude. 24
Tableau III. 3 Détermination de H50%, H5% et H95%. 25
Tableau III. 4 Détermination de l'altitude moyenne Hmoy. 26
Tableau III. 5 Tableau récapitulatif des résultats des différents altitudes. 26
Tableau III. 6 Classification du relief. 27
Tableau III. 7 Détermination de la pente Roche IP. 27
Tableau III. 8 Classification O.R.S.T.O.M (type de relief). 29
Tableau III. 9 Longueurs des courbes de niveaux. 29
Tableau III. 10 Densité de drainage. 34
Tableau III. 11 Récapitulatif des valeurs du temps de concentration. 38
Tableau III. 12 Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant. 39
Tableau III. 13 Identification de la station pluviométrique de Tissemsilt (1976/2006). 40
Tableau III. 14 Répartition mensuelle des températures moy, max et min. 40
Tableau III. 15 : Humidités relatives moyennes mensuelles. 41
Tableau III. 16 Vitesses moyenne du vent en m/s –Région de TISSEMSILT (1976/2006) 41
Tableau III. 17 Répartition mensuelle de l'évaporation. 41
Tableau III. 18 Répartition mensuelle de la précipitation (1976/2006). 42
Tableau III. 19 Débit maximales annuelle (1973/2005). 43
Tableau III. 20 Représentation de l'Ajustement à la loi de GAMBEL. 45
Tableau III. 21 Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL 46
Tableau III. 22 Représentation de l'Ajustement à la loi de GALTON. 48

Tableau III. 23 Comparaison des caractéristiques de la loi de GALTON. 48
Tableau III. 24 Résultats de test d'adéquation khi 2 des lois d'ajustement. 50
Tableau III. 25 Identification des stations pluviométriques. 53
Tableau III. 27 Caractéristique des séries pluviométriques. 54
Tableau III. 28 Représentation de l'Ajustement à la loi de GUMBEL (La série N° 01). 54
Tableau III. 29 Représentation de l'Ajustement à la loi de GUMBEL (La série N° 02). 55
Tableau III. 30 Représentation de l'Ajustement à la loi de GUMBEL (La série N° 03). 56
Tableau III. 31 Résultats de l'ajustement des trois stations par la méthode du GRADEX. 58
Tableau III. 32 Coefficient de forme de l'hydro-gramme de crue. 60
Tableau III. 34 Estimation de l'apport moyen annuel par les formules empiriques. 61
Tableau III. 35 Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel (1976/2006). 62
Tableau III. 36 Récapitulatif des caractéristiques de l'écoulement. 65
Tableau III. 37 Récapitulation de l'apport fréquentiel. 66
Tableau III. 38 Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel de fréquence 80%. . 66
Tableau III. 39 Valeur de α en fonction de la perméabilité. 68
Tableau III. 40 Récapitulation de l'apport solide. 69
Tableau III. 41 Récapitulation de calcul du volume mort. 70
Tableau III. 42 Caractéristiques topographiques et volumétriques de la retenue. 71
Tableau III. 43 Répartition mensuel des consommations. 73
Tableau III. 44 Détermination du volume utile de la retenue. 74
Tableau III. 46 Valeurs du coefficient δ. 76
Tableau III. 47 Les volumes des pertes dans la retenue 76
Tableau III. 48 Les volumes de pertes dans la retenue pour la deuxième approximation 78
Tableau III. 49 Détermination du volume utile de la retenue. 78
Tableau III. 50 Récapitulatif des résultats de calcul. 79
Tableau III. 51 Crues de projet recommandées. 80
Tableau III. 52 Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour b=50m. 82
Tableau III. 54 Récapitulatif des résultats obtenus par la méthode de Muskingum. 81
Tableau III. 55 Récapitulatif des résultats du calcul de la revanche. 85
Tableau III. 56 Résultat de calcul de la hauteur de la retenue. 86
Tableau III. 57 Calcul de largeur en crête. 86
Tableau III. 58 Calcul du volume de la digue. 87
Tableau III. 59 : Coût de la digue pour différentes largeurs déversâtes 88
Tableau III. 60 Coordonnées pour construire le profil du déversoir. 89

Tableau III. 61 Résultats de calcul du coût du déversoir. 90
Tableau III. 62 Résultats de calcul du coût du canal d'approche. 90
Tableau III. 63 Coût du Coursier pour différentes largeurs déversâtes. 91
Tableau III. 65 Coût total de la retenue collinaire. 91
Tableau III. 66 Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage. 92

Chapitre IV : Etude des variantes de la digue

Tableau IV. 1 Valeurs indicatives des pentes des talus. 97
Tableau IV. 2 Valeurs du coefficient C. 98
Tableau IV. 3 Epaisseur de l'enrochement et D50 des pierres. 99
Tableau IV. 4 La répartition des couches du filtre. 101
Tableau IV. 5 Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation. 103
Tableau IV. 6 Valeurs de gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage. 103
Tableau IV. 7 Caractéristiques du noyau. 104
Tableau IV. 8 Caractéristiques de prisme de drainage. 106
Tableau IV. 8 Coûts des différentes variantes étudiées. 105

Chapitre V : Conception détaillé de la digue

Tableau V. 1 Profil général de la digue. 108
Tableau V. 2 Caractéristiques du revêtement. 108
Tableau V. 3 Détermination de fuseau granulométrique du filtre. 109
Tableau V. 4 Caractéristiques de la clé d'étanchéité. 112
Tableau V.5 Coordonnées de la parabole de la ligne de saturation.. 113
Tableau V. 6 Gradient d'infiltration admissible en fonction de la nature du sol 115
Tableau V. 7 Coefficient de sécurité en fonction de la classe de l'ouvrage.. 115
Tableau V. 8 Limite définie par Fandeev. 117
Tableau V. 9 Valeur de Rmax et Rmin. 118
Tableau V.10 Valeurs des coefficients de stabilité admissibles. 121
Tableau V.11 Détermination de coefficient F_{ss} et F_{as} 122

Chapitre VI : Les ouvrages annexes

Tableau VI. 1 Données de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue. 125
Tableau VI. 2 Coordonnés du profil de Greager 127
Tableau VI. 3 récapitulatif des résultats. 129
Tableau VI. 4 récapitulatif des résultats du coursier. 130
Tableau VI. 6 Hauteur des murs bajoyers dans le coursier. 132
Tableau VI. 7 Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR. 133

Tableau VI. 8 Les dimensions des blocs Chicanes du bassin de dissipation. 134
Tableau VI. 9 récapitulatif des résultats. 135
Tableau VI. 10 Coefficients de pertes de charge singulières. 138
Tableau VI. 11 Temps de vidange pour différents diamètres. 139
Tableau VI. 12 Disposition minimums de vidange à tenir en compte. 139

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII. 1 Les engins généralement utilisé dans le chantier. 146
Tableau VII. 2 Liste, symbole et durée des opérations. 150
Tableau VII. 3 Devis estimatif de la digue 150
Tableau VII. 4 Devis estimatif de l'evacuteur de crue 150

Liste Des Planches

Planche 01 : Plan d'aménagement.

Planche 02 : La coupe géologique sous l'axe de la digue.

Planche 03 : Coupe en travers des variantes de la digue.

Planche 04 : Le profil en long de l'évacuateur**.**

INTRODUCTION GENERALE

L’eau est l’une des premières sources utilisées par l’homme depuis la naissance à nos jours. Elle a été développée et exploiter de nombreuses façons (les puits, forage et les barrages …). Elle est considérée comme un élément précieux et un enjeu primordial qu’il faut préserver et gérer de manière raisonnée et raisonnable.

Néanmoins, cette source a connu pas mal de problèmes. Notamment, l’insuffisance de la quantité d’eau a emmagasiné causée par la sécheresse due au réchauffement climatique et l’augmentation de la demande en eau potable et en eau d’irrigation.

L’Algérie étant le plus grand pays en Afrique confronte ce problème dans la majorité de ses régions.

Afin de lutter contre le problème de la sècheresse et de satisfaire les besoins en eau d’irrigation et en eau potable, l’Algérie s’est dirigée vers la conception des retenues collinaires, des barrages, des réservoirs et des châteaux d’eau.

De même la wilaya de Tissemsilt ; plus précisément la commune de Layoune ; a bénéficié d'un important projet de réalisation d’un barrage destiné à l’irrigation. C'est celui d’Oued AISSA, l’un des affluents d’Oued NAHR OUASSEL et Oued BEUN.

De ce fait, le travail de ce mémoire de fin d'études a pour objectif de réaliser une étude technico-économique qui consiste à étudier les différentes variantes d’une retenue qui puisse s'adapter aux conditions locales du milieu ; c'est-à-dire topographique, géologique et hydrologique ; pour remplir les déficits et améliorer ces services envers les citoyens.

Cette étude vise à déterminer une variante adéquate du point de vue économique et technique en commençant d’abord par le premier chapitre qui consiste à représenter le site du projet et à établir un plan de situation de la retenue.

Ensuite, un deuxième chapitre lié aux aspects géotechniques, aux investigations du géologue et du laboratoire AGRO-HYDE-GROUPE afin d’analysé le sol étudier et la zone d’emprunt et établir la coupe géologique du site de la digue et leurs différentes caractéristiques (capacité portante, la perméabilité, teneur en eau… etc.).

Puis un troisième chapitre constitué d’une analyse détaillée de la géomorphologie du bassin, des reliefs, des apports liquides et du volume d’eau stocké dans la cuvette, de l’estimation des crues et le transport solide ainsi qu’une étude de régularisation des apports clôturer par une optimisation du coût de la retenue afin de choisir la variante adéquate.

À la suite, les deux chapitres quatre et cinq sont dépendants de la digue commençant par le choix de type adapté au site ensuite l'étude détaillée d'infiltration, des risques des phénomènes hydrauliques et de la stabilité du corps de barrage.

Après, une interconnexion entre la digue et les ouvrages annexes est primordiale dont les ouvrages d'évacuation de l'eau, de vidange de fond et de prise d'eau seront projetés.

Enfin, les deux derniers chapitres désignent l'organisation du chantier, la planification des tâches réalisées, la sécurité et la protection du travail sont envisager afin d'organiser le déroulement des travaux en assurant la sécurité des matériaux et des humains.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE ETUDIER

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE ETUDIEE

Introduction

L'intérêt de ce travail est d'abord de combler le manque d'eau dans la région de Layoune et de garantir le débit nécessaire qui sera piégée dans la retenue et stocker et pour cela il faut d'abord identifie la situation géographie de la région ainsi que la topographie du lieu et l'accès aux sites pour pouvoir étudier tous les choix possibles et éviter tous types de risque lie à l'implantation de la retenue collinaire.

I.1 Description du site du barrage :

Le site de la retenue se trouve dans la commune de LAYOUNE. Cette dernière est limitée par 02 wilaya et 02 communes.

Les frontières du site :

- Au nord, par la commune de THNIET EL HAD.
- À l'ouest, par la commune de KHMISTI.
- À l'est, par la wilaya de MEDEA.
- Au sud, par la wilaya de Tiaret et Wilaya de DJELFA.



Figure I. 1 localisation de la commune de LAYOUNE

I.2 Situation géographique et accès au site du barrage :

Les coordonnées de l'axe du barrage sont les suivantes sachant qu'il se trouve dans la zone 31 et la côte de l'Oued est à 788 m.

Tableau I. 1 Coordonnées de la retenue.

	X	Y
UTM (Km)	419,261	3950,991

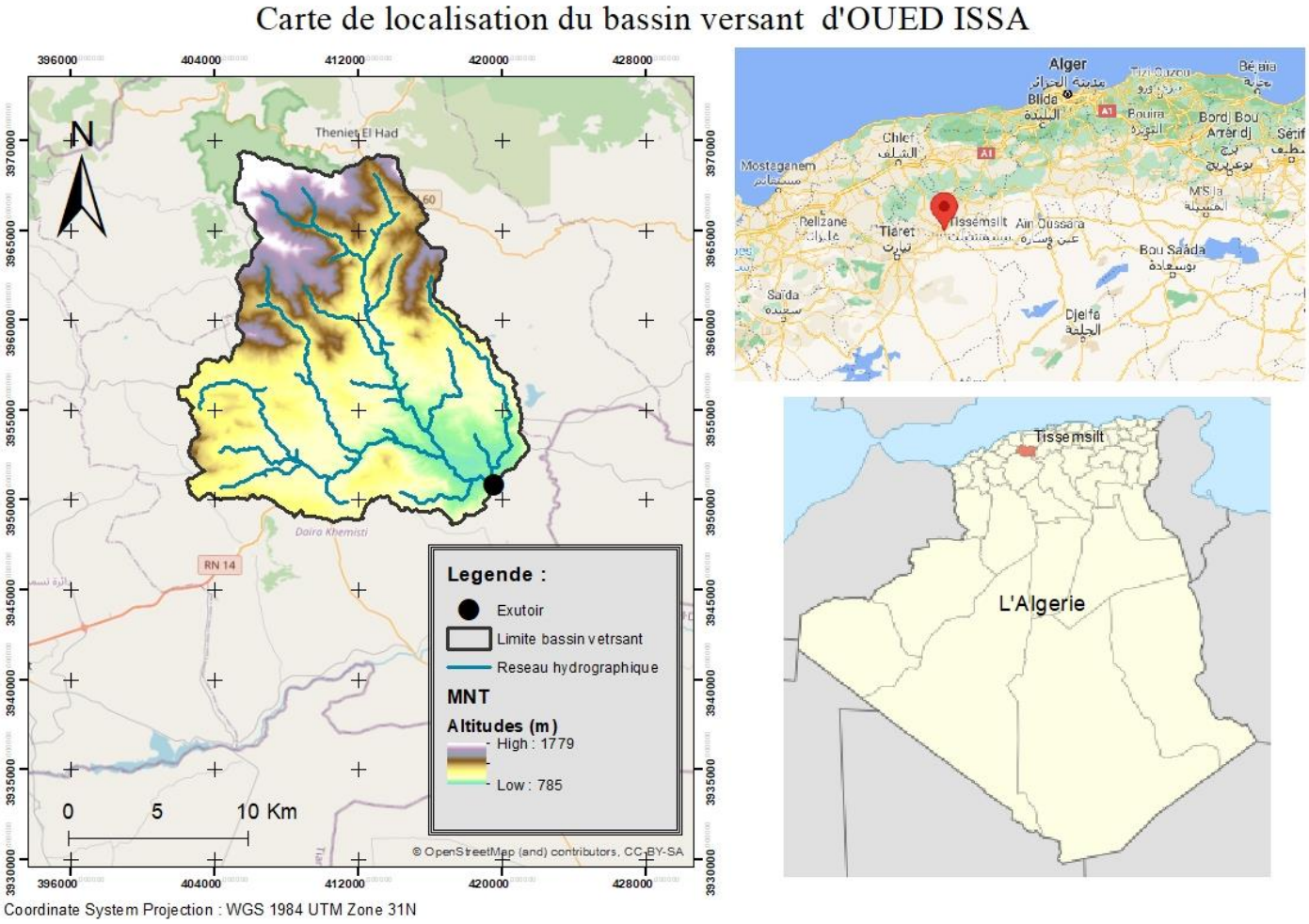


Figure I. 2 Localisation du bassin versant (Source : ArcGIS)

I.3 Topographie :

Notre petit barrage est caractérisé par un étranglement de vallée, assurant un volume minimal de la digue. La cuvette s'élargie plus en permettant la mobilisation d'une réserve d'eau importante, Au terme de l'analyse les résultats obtenus montrent que le bassin versant étudie appartient d'après la classification de l'ORSTOM IRD actuellement au relief assez fort a fort, avec une pente assez grande (égale à 3% du lit de l'oued principal). En peu de mots sa nous guide vers un écoulement caractérisé par un régime turbulent. Avec tout cela la stabilité de

l'Oued ne se réalise qu'après une dizaine de kilomètre en amont du site ou ce dernier devient calme avec une pente moyenne de l'ordre de 0.25%, favorisant la formation de méandres et l'épandage des eaux de crues sur toute la vallée de l'oued

I.4 Situation hydrographique du site et du bassins versants :

Le bassin versant de la région appartient au grand bassin du haut Chélif selon la classification de l'Agence du Bassin Hydrographique. L'ouvrage est placer sur oued ISSA, l'un des plus importants affluents d'oued NAHR OUASSEL. La position topographique du réseau hydrographique des deux oueds est illustrée dans l'image (I.3) et la carte d'état-major NI 31-2,1/250 000e) (faite par THE ARMY MAP SERVICE, corps of Engineers U.S.Army)].

On doit distinguer deux bassins :

- Un premier BASSIN VERSANT INTEGRALE comprenant deux oueds celui d'oued Nahr Ouassel et oued Issa
- Un deuxième BASSIN VERSANT PARTIEL dont oued Nahr Ouassel non compris (c'est le cas choisis pour notre retenue).

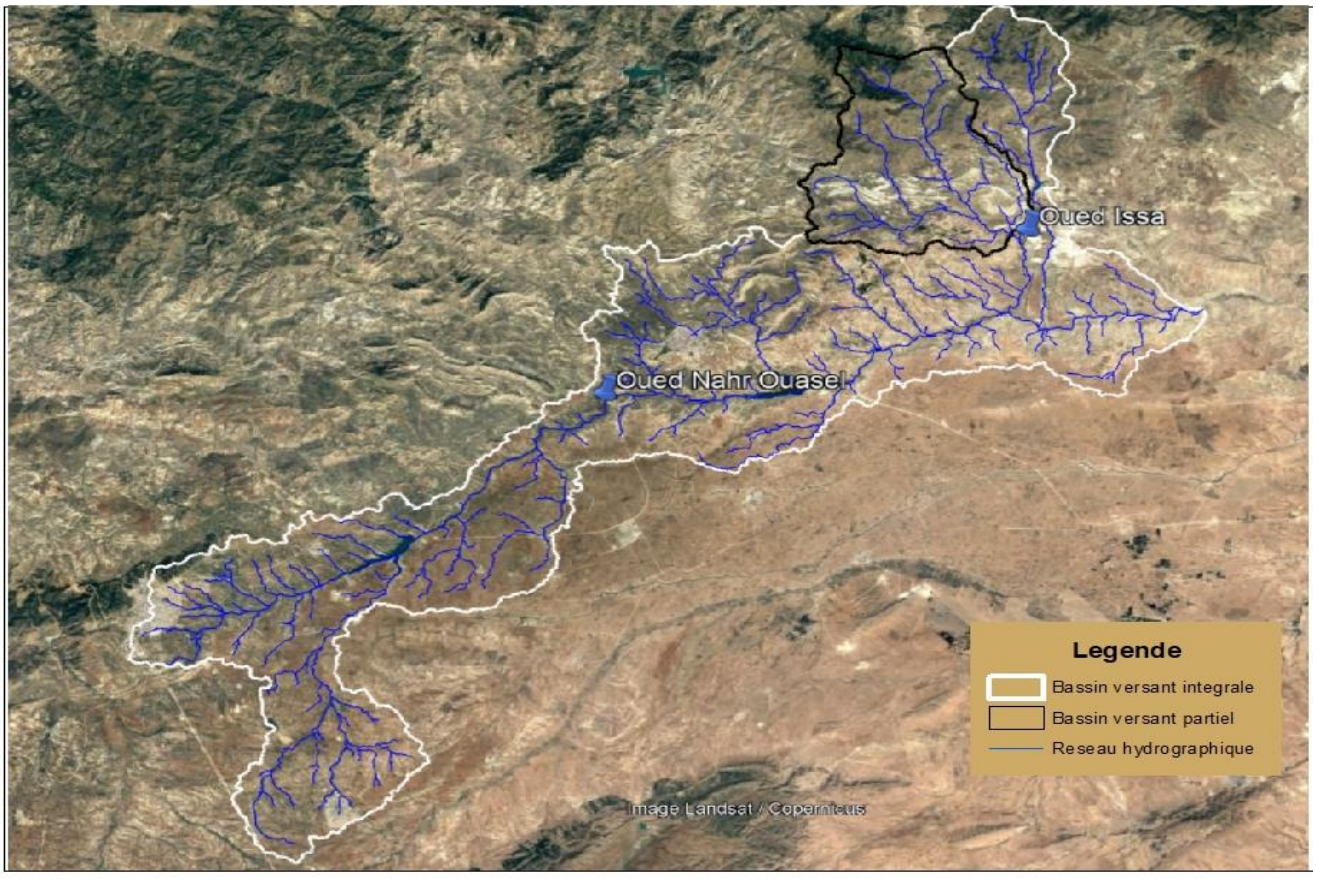


Figure I. 3 Bassin versant tota

Conclusion :

A la fin dans ce chapitre on a pu définir le site de la retenue à l'aide des données géographique ainsi que les caractéristiques hydrologiques des bassins versant qui vont par la suite nous aider à implanter l'axe de la digue et l'emplacement des ouvrages annexe, dans le but de la mobilisation des eaux surfaciques afin d'irrigué d'environ 250 Ha de terre végétal dans la commune de Laayoune wilaya de Tissemsilt.

CHAPITRE II
ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Introduction

Les deux études géologiques et géotechniques d'un site sont basées sur le travail du géologue pour reconnaitre le site et définir une zone d'emprunt préalable pour la construction du barrage. Cette étude nous permettre aussi de déterminer les caractéristiques mécaniques et hydrodynamiques des sols qui vont être élaboré par des essais in-situ ou bien au niveau du laboratoire. Dont le but essentiel est calculé la stabilité de diverses structures du barrage, vérifier les tassements et les infiltrations sous la corp de la retenue.

Les résultats de ses essais vont nous permettre de déterminer la nature du sol, les propriétés physico-chimique et mécanique du terrain du bassin versant de la retenue ainsi que ceux de la zone d'emprunte ils ont donc intérêt de répondre principalement aux questions suivantes :

- La stabilité et l'étanchéité des fondations de la digue et des ouvrages annexes.
- L'étanchéité de la cuvette de la retenue et de recherches les zones d'emprunts.
- L'existence des eaux souterraines sous la retenue.

II.2 Contexte géologique :

II.2.1 Géologie régionale :

Le territoire de Tissemsilt fait partie du massif de l'Ouarsenis oriental qui est principalement représenté sur la carte géologique de l'Algérie a une échelle de 1/500.000. Ce dernier appartient dans l'Algérie centrale aux reliefs qui forment entre la méditerranée et les hautes plaines, Le bloc de l'Ouarsenis correspond à la partie du tell méridional, l'Ouarsenis se situe à la partie médionnée du sillon tellien et empiète légèrement sur la plateforme située plus au sud.

Le massif de l'Ouarsenis est considéré comme un pays de nappes le ≪numidien≫ au lieu d'être tertiaire simplement transgressive sur du crétacé (autochtone), La majeur partie des terrains actuellement visibles dans l'Ouarsenis oriental ne sont en réalité pas en place ; ils proviennent de région d'autant plus lointaines leur origine doit être cherchée jusqu'à 50 à 100km.Le substratum autochtone d'une grande partie de l'Ouarsenis reste totalement inconnu dont une partie de l'Ouarsenis appartient encore à l'Atlas Saharien au moins au point de vue structural.

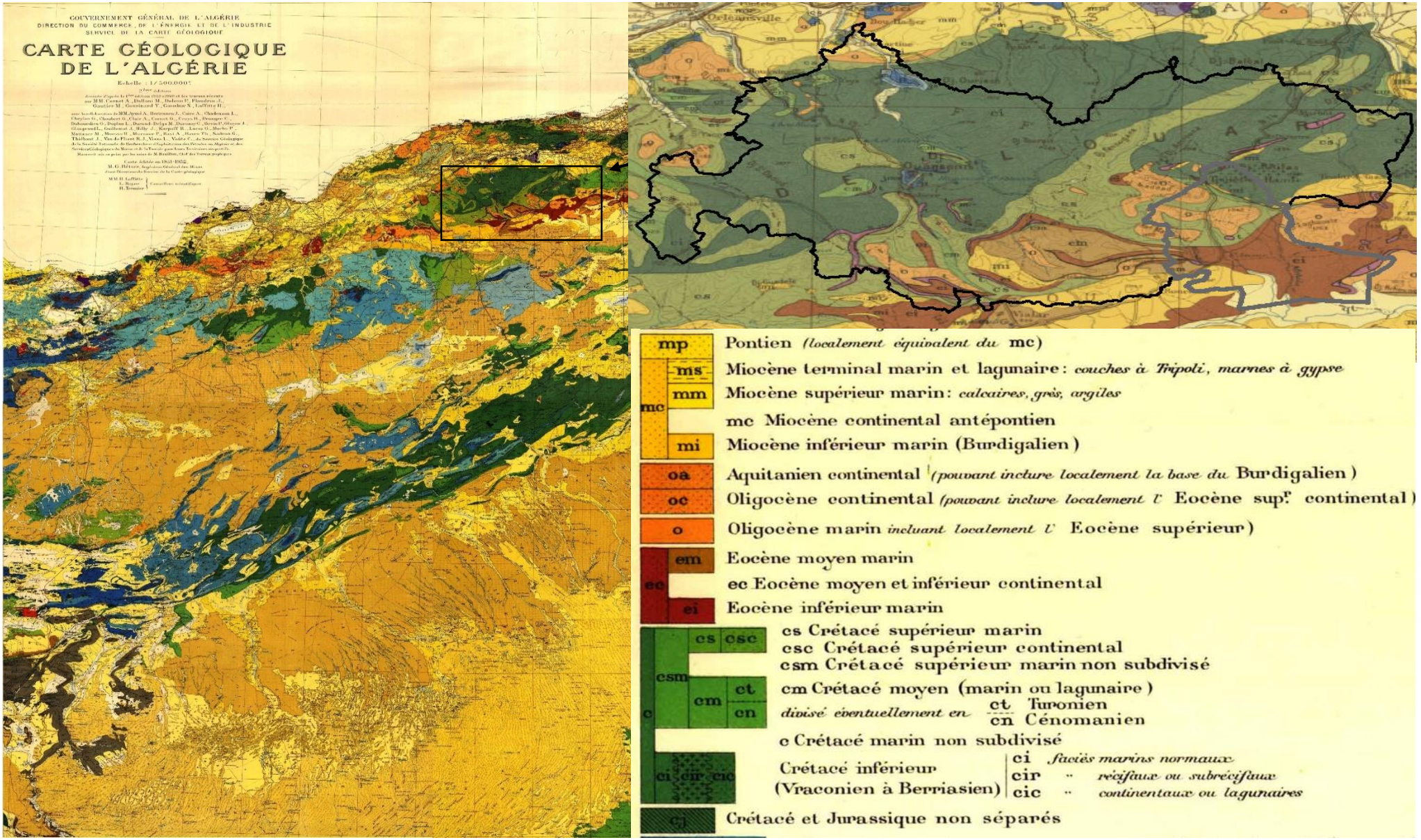


Figure II. 1 Carte géologique de l'Algérie Carte géologique l'Algérie extrait de la carte géologique de l'Algérie (dressé d'après la 1ére édition et les travaux récents par MM. Cornet et Al par M , 1/500.000e).

Nous décrirons la série litho-stratigraphique de la région en débutant par les séries les plus anciennes au plus récent :

- **C_c : Cénomanien et Albien supérieur (autochtone) :**

L'Albien est le dernier étage stratigraphique du Crétacé inférieur. Il succède à l'Aptien et précède le Cénomanien. Il s'agit des calcaires et des marno-calcaires on plaquette a patine grise -bleus claire parfois à patine blanche qui apparaitre entre l'oligocène et l'éocène. Ces formations surmontent anormalement les schistes et quartzites de l'albien.

Au sommet du cénomanien apparait une barre calcaire, chargé de lits siliceux.

- **C_s : crétacé supérieure marin :**

Ils se présentent généralement sous des facies marneux qu'il est très difficile de distinguer les uns d'autres sur le terrain à cause de la complexité tectonique.il s'agit des marnes grises ou gris verdâtre et parfois jaunâtre.

- **E_i Eocène inférieur marin :**

Un facies bien typique, quoique toujours plus ou moins marno-calcaire, surmonte par contre les marnes du paléocène ; il s'agit de la classique barre à silex si fréquente dans tout l'éocène algérien. Les silex sont associés à des faciès calcaire ou marno-calcaires assez variable dans le détail, mais qui provoquent toujours un ressaut dominent le substratum de marnes crétacées. Ce niveau est lui-même surmonté par un nouveau complexe marneux ; celui-ci est épais.

- **Oligocènes :**

1. **O_N Oligocène (faciès Numidien) :**

Il s'agit d'une épaisse série, argileuse a la base et gréseuse au sommet. Le complexe argileux de base est difficile à séparer de son substratum de crétacé a faciès flysch avec lequel il avait toujours été confondu ; il donne aux affleurements des teintes criantes et un aspect bien particulier qui attire vite l'attention, le complexe gréseux supérieur, très épais puisqu'il attient plusieurs centaines de mètres, sec gros bancs de grès, dont les éléments et le ciment sont uniquement quartzeux, et qui sont parfois très grossiers

2. **O_B Oligocène (faciès Boghari) :**

Il s'agit d'une épaisse série marneuse chargée d'intercalations gréseuses. Les marnes qu'il est facile de confondre avec celle de crétacé ou d'autres niveaux, elles ne sont jamais typiques car on trouve des marnes gris clair, gris verdâtre, gris bleu, brunâtre ou verdâtre.

Les intercalations gréseuses ou plus rarement calcaires sont beaucoup plus reconnaissables, les grés sont fins, souvent friable, jaunâtre a rougeâtre, et ont un cachet légèrement différent des grés miocènes ; leur puissance varie du décimètre a la dizaine de métrés ;

- **M_I miocène inférieur I :**

Les terrains miocènes présentent de nombreux faciès, et des épaisseurs très variable ; ils sont soit concordants avec l'oligocène sous-jacent, soit transgressifs sur tous les terrains antérieurs allant jusqu'au primaire ;

A la base du miocène inferieur, des niveaux détritiques plus au moins puissants ; au- dessus, épaisse série essentiellement marneuse. Ces faciès sont généralement faciles à reconnaitre. Des importantes et tertiaires, et qui donnent à la bordure sud-telliens sa morphologie si particulière de chainons gréseux escarpés et irrégulièrement alignés au milieu d'un pays marneux, monotone.

Ces grés atteignent quelquefois plus de 100 m d'épaisseur. Ce sont toujours des grés-quartzeux à ciment calcaire, a grain fin et homogène et plus souvent friable ; leur patine et leur cassure sont jaunâtre clair a rougeâtre ; la stratification est toujours bien soulignée par des joints qui séparent des bancs de 1 à 2 m en moyenne. Les marnes sont grises ou verdâtre assez claires.

- **q Quaternaire :**

On rencontre d'assez nombreuses terrasses qui s'étagent jusqu'à près de 50 m au-dessus du lit actuel et qui sont généralement très caillouteuses, seules les alluvions récentes étant limoneuse.

II.2.2 Géologie du bassin versant

On détecte une nappe phréatique après les sondages réalisés et on remarque que on a une présence d'eau et cela à partir de 1 mètre. On tient a précisé que le site de la retenue est constitué principalement par des argiles molles allant de 0.8cm a 4.00m de profondeur, elles sont imperméables, tassantes et moyennement gonflantes.

II.2.3 Géologie du site et de la cuvette :

La description du sol du site et des formations trouvées dépend de la coupe géologique établi par le bureau d'étude, cette coupe est le résultat granulométrique des échantillons des trois sondages prises de la digue de la retenue.

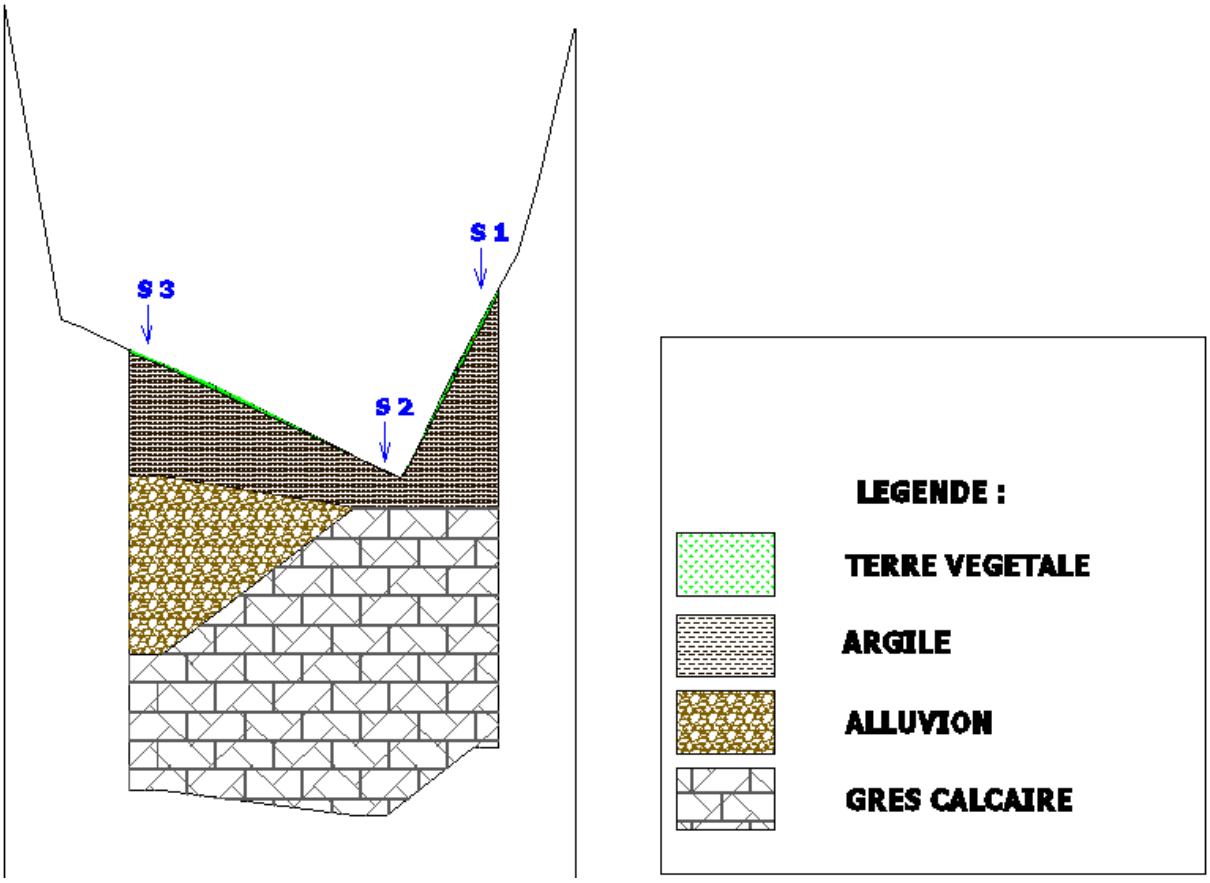


Figure II. 2 Coupe géologique de l'axe de la digue (d'après le bureau d'étude AGRO-HYDE-GROUPE).

II.3 Tectonique :

La région de site est effectuée par plusieurs phénomènes tectonique complexes notamment des contacts anormaux notables d'importance régionale et locale (charriages ou déplacements horizontaux) et des anomalies structurales et stratigraphiques localise au voisinage du site

Aucune faille d'une grande importance n'est relevée aux environs immédiats de site. La fracturation est cependant intense. Elle est liée d'une part aux phénomènes tectonique à petites échelles et d'autre parts aux phénomènes a grandes échelles, les fissures qui résultent de ces effets sont aléatoire et parfois avec un remplissage calcique.

De point de vue structural et stratigraphique, la structure est très variée, ont relève généralement une multitude de contacts anormaux subhorizontaux, mais leur fréquence et leur importance sont variables.

L'extrait de carte géologique montre plusieurs contacts anormaux au voisinage de site, mettant en contact des terrains du crétacé avec ceux du l'Eocène supérieur et des terrains du crétacé avec ceux du l'Eocène supérieur et des terrains du crétacé supérieur avec ceux de l'oligocène, il y a donc eu un jeu horizontal.

II.4 Sismicité :

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

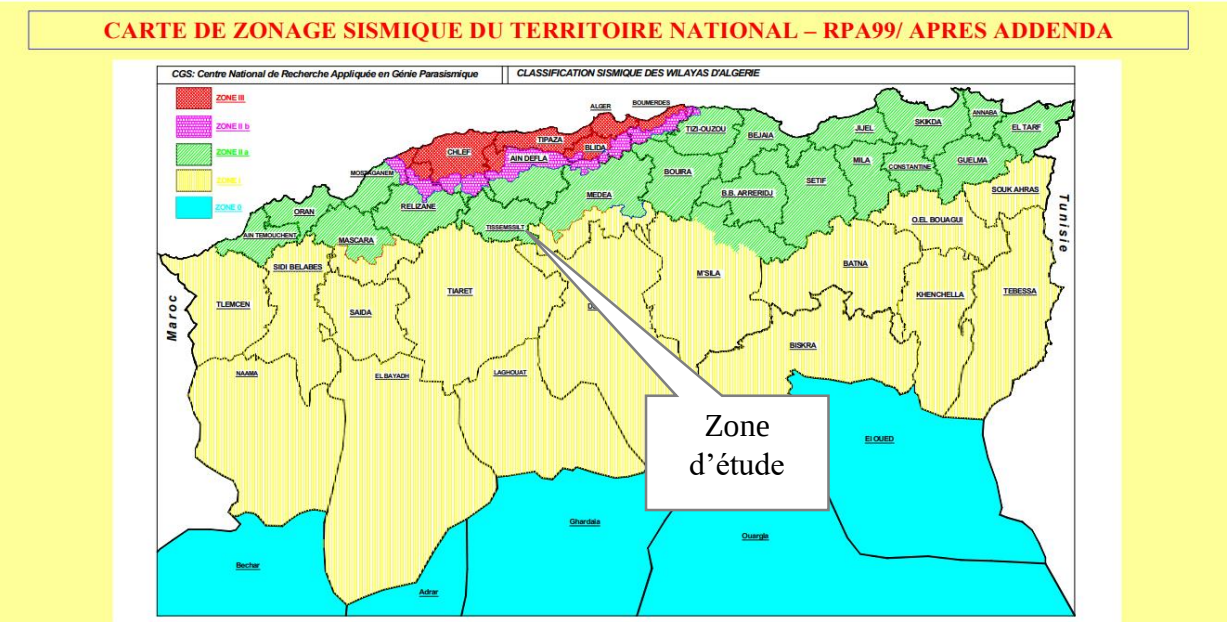


Figure II. 3 Carte de zonage sismique de l'Algérie, selon RPA99/APRES ADDENDA.

II.5 Etude géotechnique

L'importance primordiale de la connaissance du contexte géologique et géotechnique dans lequel va être intégré l'ouvrage étudié, met en évidence les deux interventions dont la première se déroule sur site et la deuxième au niveau du laboratoire. Cette étude est basée sur des puits exécuter sur site et des sondages. Ses prélèvements vont être accompagné par des échantillonnages du sol de différentes zones d'emprunt pour dessiner une zone favorable et qui répond aux exigences lie à la quantité et la qualité des matériaux de construction et l'état géo-mécanique de la fondation par ces essais.

II.5.1 Les investigations géotechniques du site de la retenue :

❖ **<u>Les interventions in-situ :</u>**

Plusieurs visites in-situ ont été effectuées pour matérialiser les lieux des sondages et des puits. Un programme géotechnique a été proposé et arrêter comme suit :

- 03 sondages carottés au niveau de l'axe de la digue en carottage continuent. Les profondeurs des sondages sont de l'ordre de 12 à 16 mètres. À l'aide d'une sondeuse

de type ATLAS COPCO, les échantillons du sol intact et remanier firent récupérés au moyen d'un carottiers Φ=101mm.

- Essai de perméabilité in situ (LUGEON et LEFRANC).
- 04 puits de reconnaissance au niveau des zones d'emprunt.

❖ **Les interventions aux laboratoires :**

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

- Analyses granulométriques.
- Limites d'Atterberg.
- Poids volumiques apparents.
- Teneur en eau.
- Essais de cisaillement.
- Essais de compressibilité.

✓ Essai LUGEON :

Essai LUGEON, également appelé test de pacquer ou test de pression d'eau, une méthode d'essai in situ il s'agit d'injecter l'eau sous des pressions différentes (de 1 bar a 10generalement) afin d'estimer la conductivité hydraulique moyenne des massifs rocheux, elle est réalisée dans une section de fourrage isolée par des emballeurs gonflés généralement répétés sur plusieurs intervalles dans un trou de fourrage.

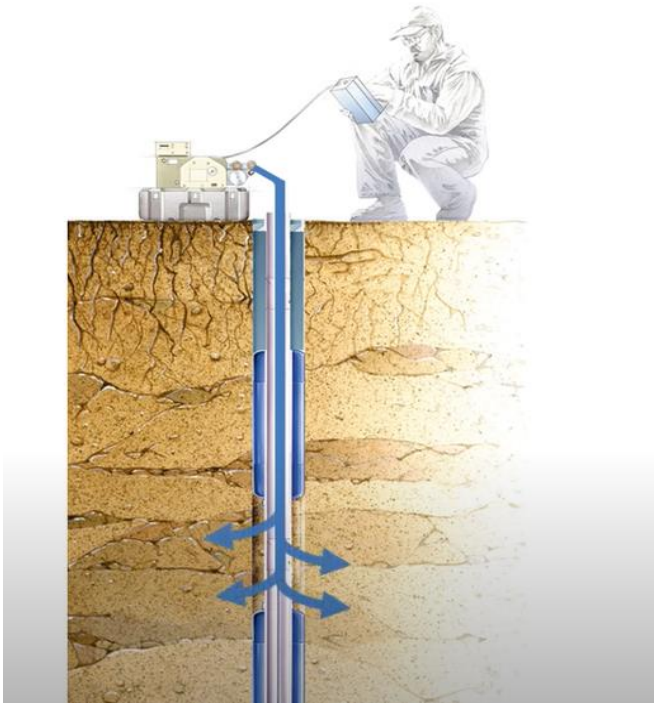


Figure II. 4 Schéma représentatif de l'essai LUGEON.

✓ Essai LEFRANC :

L'essai LEFRANC permet d'évaluer ponctuellement la perméabilité horizontale d'un terrain. C'est une méthode essentiellement destinée à évaluer la circulation de l'eau dans les sols meubles, Il consiste à injecter ou à pomper de l'eau dans une cavité appelée lanterne aménagée dans le dans le site du barrage dont on veut tester sa perméabilité.

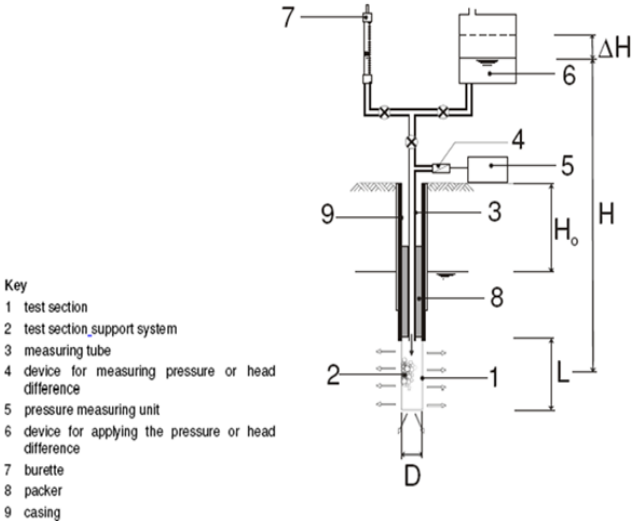


Figure II. 5 Schéma représentatif de l'essai LEFRANC.

II.5.2 Résultats et discussion d'investigation :

- ✓ ***La perméabilité :***

D'après les essais de perméabilités effectués in-situ les formations rencontrées au site sont généralement moyennement imperméable.

Tableau II. 1 l'imperméabilité des trois sondages.

Sondages N°	S01	S02	S03
Perméabilités (m/s)	$1.24.10^{-5}$	$6.11.10^{-5}$	$8.54.10^{-6}$

- ✓ ***Tassement :***

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

$$\Delta H = H\frac{Cc}{1+e0}Log(1+\frac{\Delta P}{P0'})\text{……(II.1)}$$

Avec :

ΔH : Tassement.

H : mi-hauteur de la couche compressible (m)

Cc : Indice de compression (%)

e_0: Indice des vides initial

ΔP : Accroissement des contraintes (1.00kg/cm^2).

P_0' : Pression des terres (0.6096kg/cm^2).

ΔH=21.56cm

- ✓ ***Capacité portante :***

La capacité portante a été calculée à partir des essais de cisaillement CU selon la formule suivante :

$$Q_{adm}= \gamma * D\frac{0.5*\gamma*B*N\gamma+\gamma*D(Nq-+1)+C*Nc}{Fs} \text{……(II.2)}$$

Avec :

Q_{adm} : Capacité portante admissible.

Fs : Coefficient de sécurité

γ : Poids volumique apparent.

ϕ : Angle de frottement.

C : Cohésion.

B : Largeur de la semelle.

D : Profondeur d'ancrage.

Nγ
Nq Coefficients de capacité portante.
Nc

$$\mathbf{Q_{adm}}=1.58\text{Kg/cm}^2$$

N.B:

Le calcul a été fait en prenant 2/3 de ϕ et 2/3 de C afin de minimiser les tassements différentiels

- ✓ ***Caractéristiques géotechniques des sols en place :***

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

- Sondage N°01 :

Le présent sondage est caractérisé par une variation de formation géologique très riche dont la nappe apparaitre à 3m de profondeur. On trouve dans la partie supérieure une couche de terre végétale de 0.1m de profondeur suivie par une couche de 0.10-0.70m de limons et sable fin argileuse d'une couleur brunâtre. La couche qui suit cette formation contient des argiles de couleur brunâtre plus au moins compacté d'une épaisseur varie de 0.70 à 1.5m.la 4eme formation trouvé s'agit des sables a grain fins et limons argileux de 3 mètres de profondeur. Dans la dernière couche on trouve des grès calcaires de deux couleurs différentes : jaunâtre consolidé et à grain fins grisâtre dont les deux sons eu fissurée et avec une profondeur successive de 4.5 à 7.50 et de 7.50 à 16 m.

- Sondage N°02 :

Dans ce sondage le niveau de la nappe se trouve à 1 mètre de profondeur et première couche qui affleure et constitué des limons et des sables de couleur brunâtre d'une épaisseur de 1.2m, cette formation repose sur une couche de grès calcaire de couleur jaunâtre fractures à jointure argileuse varie entre 1.2 à 3.4 m à la fin en rencontre des grès calcaires grisâtres, peu fracturé sa profondeur varie de 3.4 jusqu'à 12m.

- Sondage N°03 :

Il s'agit des argiles de couleur brunâtre plus au moins compacté d'une épaisseur varie de 0.1 m (i.e. après la couche de la terre végétale) jusqu'à 4.50m, ses argiles reposant sur une couche des alluvions (Galet de taille moyenne et grossier emballé dans une matrice sableuse peu argileuse et sable à grains grossie de 4.5 à 10.7m) et de 10.7 à 15.00m on voie une couche de grès calcaire fracturé à jointure argileuse.

- ✓ ***Essais de laboratoire :***

Une série d'essais de laboratoire a été programmée sur des échantillons de sol représentatifs. Dont les résultats sont regroupés dans l'annexe A01

- ***Zone d'emprunt :***

C'est une zone qui se situe aux environs du site (maximum 1 km pour les petites barrage) et qui est qualifié pour répond à l'insuffisance des matériaux de construction en qualité et en quantité suffisante. Le coût de l'ouvrage augmente considérablement avec la distance de transport des matériaux acceptable.

La série d'essais de laboratoire exécutes sur les matériaux choisis est :

1. L'identification et classification des sols : granulométrie, teneur en eau, limites d'Atterberg, les densités.
2. Essais mécaniques : Le compactage (essai PROCTOR).
3. La perméabilité.

Les échantillons sont prélevés de la zone d'emprunt à partir de quatre puits à ciel ouvert ont donné les résultats suivants :

PUIT N°01

Le sol est de nature argile silto-sableuse a sableuse marronne a marron jaunâtre.

Tableau II. 2 résultat de laboratoire du premier puit.

	Prof (m)	**Granulométrie %**	**VBS (gr/100gr)**	**Limites d'Atterberg (%)**			**Carbonate %**
				WL	WP	IP	
Echantillon N°01	3.00 à 3.40	Sable fin :5 Limon :	4.00	60.20	31.34	28.86	16
Echantillon N°02		Sable fin Limon	3.90	58.70	31.43	27.27	16

PUIT N°02

Le sol est de nature argile silto-sableuse marronne a marron verdâtre

Tableau II. 3 résultat de laboratoire du deuxième puit.

	Prof (m)	**Granulométrie %**	**VBS (gr/100gr)**	**Limites d'Atterberg (%)**			**Carbonate %**
				WL	WP	IP	
Echantillon N°01	2.30 à 2.40	Sable fin :5 Limon :	3.67	58.30	32.03	26.27	16
Echantillon N°02		Sable fin Limon	3.17	57.60	32.99	24.61	16

PUIT N°03

On a un sol argileux silto-sableux marron a marron verdâtre

Tableau II. 4 résultat de laboratoire du troisième puit.

	Prof (m)	Granulométrie %	VBS (gr/100gr)	Limites d'Atterberg (%)			Carbonate %
				WL	WP	IP	
Echantillon N°01	2.40 à 22.60	Sable fin :5 Limon	4.07	55.1	26.8	28.3	16
Echantillon N°02		Sable fin Limon	3.97	55.10	27.19	27.19	16

PUIT N°04

Le sol contient des argile silto-sableuse a sableuse marronne a marron jaunâtre

Tableau II. 5 résultat de laboratoire quatrième puit.

	Prof (m)	Granulométrie %	VBS (gr/100gr)	Limites d'Atterberg (%)			Carbonate %
				WL	WP	IP	
Echantillon N°01	23.50 à 4.10	Sable fin :5 Limon :	2.50	45.25	24.11	21.14	10
Echantillon N°02		Sable fin Limon	2.43	44.90	23.97	20.93	10

- ***Essais Proctor normaux :***

Tableau II. 6 Résultats de l'essai Proctor.

PUITS N°	Proctor normale	
	W (%)	Υ (t/m^3)
Puit N°01	14.14	1.62
Puit N°02	13.56	1.66
Puit N°03	12.66	1.68
Puit N°04	11.40	1.58

✓ ***La perméabilité :***

Le coefficient de perméabilité varie entre $1.84x10^{-8}$ et $2.23x10^{-9}$ ($m.s^{-1}$), donc le sol est pratiquement imperméable.

- Après les études des zones on remarque que mise à part le puit N°04 qui présente des résultats médiocres ; les caractéristiques géotechniques des matériaux du puits N° 01,02 et 03 favorisant leur utilisation pour le remblaiement de la digue.

Conclusion

Sur la base des caractéristiques et de la nature des fondations établis dans ce chapitre on constate que les résultats géologiques et géotechniques du terrain projeté obtenus pour la future retenue collinaire d'oued ISSA sont favorables d'où la relation fondation-ouvrage peut être établi en tout sécurité car le site est pratiquement imperméable ainsi que on remarque que on a trois zones d'emprunts d'où la disponibilité des matériaux pour construire la digue ainsi que les ouvrage annexes.

CHAPITRE III
ETUDE HYDROLOGIQUE

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction :

L'étude hydrologique est primordiale pour la réalisation des ouvrages hydraulique, elle a pour objectif de caractériser les flux surfaciques interceptés et de déterminer leur paramètres hydrologiques (tels que les apports liquides et solides du bassin versant, les débits de pointe et les hydro-grammes de crue de périodes de retour différentes…). Cette science s'intéresse plutôt au cycle de l'eau dans la nature ou plus précisément aux écoulements des eaux superficielles. En d'autres termes l'hydrologie consiste aussi à étudier l'impact c'est-à-dire évaluation de paramètres hydrauliques (ligne d'eau, vitesse, débits, etc.) liés au cours d'eau par comparaison entre l'état de référence (état actuel) et l'état réaménagé (état de l'ouvrage après réalisation).

III.1 Un bassin versant :

En termes d'hydrologie un bassin versant désigne la totalité des surfaces drainé par un système fluvial et par rapport à un lieu donné quel que soit sa taille. L'ensemble de cours d'eau et ses affluents en amont de cette surface coulent dans un cours d'eau principale vers la section la plus basse du cours d'eau dite exutoire. Géométriquement tout bassin versant est défini par rapport à un lieu donné (embouchure ou un point quelconque) par un contour (ligne de partage des eaux) et par une superficie.

III.1.1 Etude géomorphologique :

Le travail de caractérisation du bassin versant repose en grande partie sur l'étude du modèle numérique du terrain extrait du programme EARTH EXPLORER est traiter à l'aide des outils hydrologique de l'ARCGIS.

Résultat de la délimitation du bassin versant :

La surface parcourue par le cours d'eau de la retenue et ses affluents est donnée par la carte suivante :

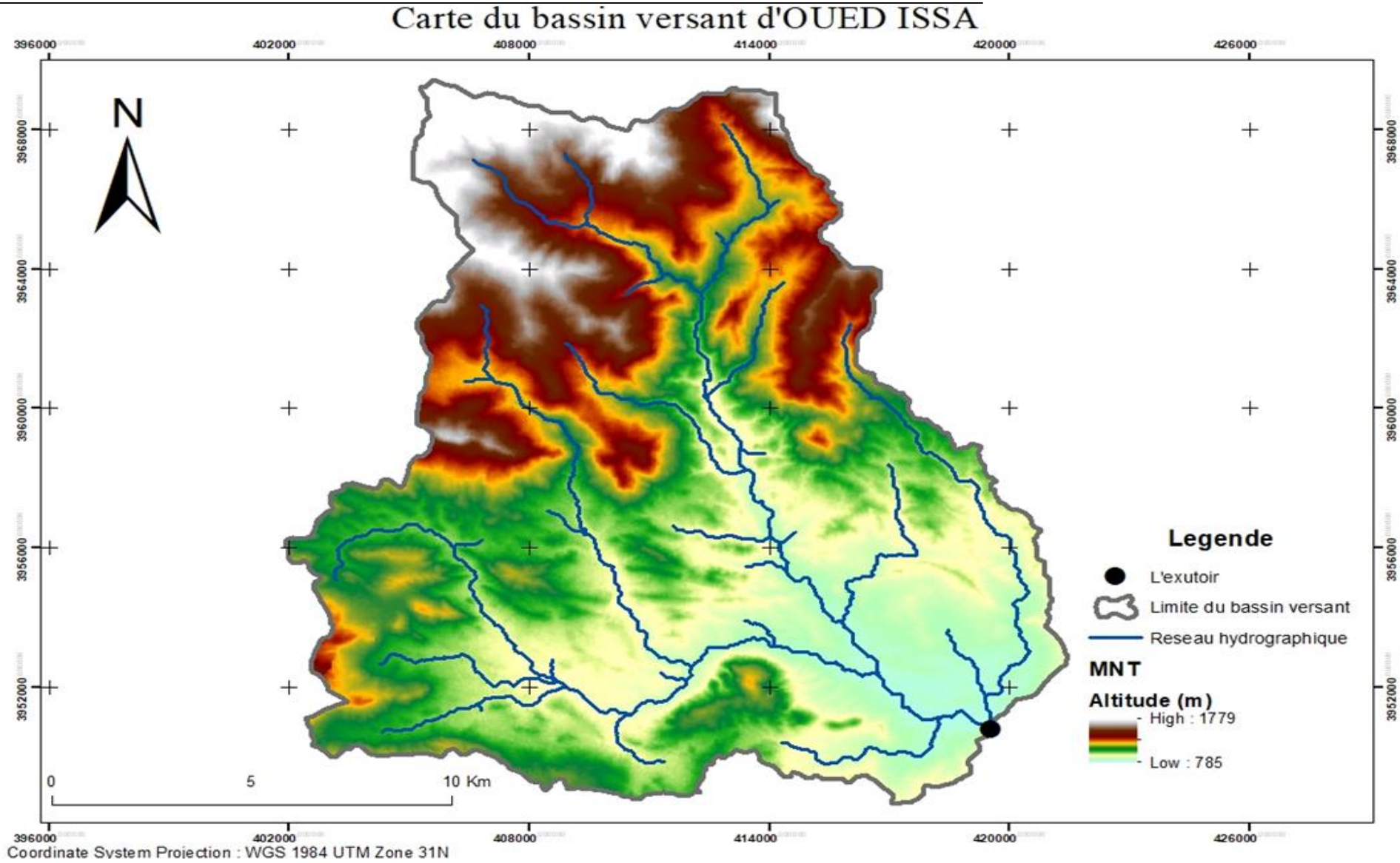


Figure III. 1 Bassin versant de la retenue collinaire d'OUED ISSA.

❖ **Caractéristiques géographiques :**

Les données géographiques de l'exutoire sont représentées dans le tableau suivant X :

Tableau III. 1 Coordonnées géographiques de l'exutoire.

Système de cordonnée	UTM (Km)	Géographique
Les coordonnées de l'exutoire de la retenue collinaire d'Oued Issa	X= 419,526 Y= 3950,791	2°6'37.841"E 35°41'51.958"N
	Z=788m	

❖ **Caractéristiques morphologiques :**

Les différents paramètres morphologiques et hydrologiques du bassin versant.

1. **Surface du bassin versant :** Le bassin versant d'Oued ISSA occupe une superficie de :

$$S = 265.48Km^2$$

2. **Périmètre du bassin versant :** Le périmètre du bassin versant est de :

$$S= 84.45Km^2$$

3. **Longueur du thalweg principal :** La longueur du thalweg principal à pour valeur :

$$L= 25.66Km^2$$

4. **Altitude du bassin versant :**

Altitude maximale H_{max} : 1779 m

Altitude minimale H_{min} : 785 m

❖ **Caractéristiques de forme :**

➢ **Indice de compacité de Gravelius Kc :**

Pour caractériser la géométrie du bassin versant on applique la formule de l'indice de compacité, dit de Gravelius. Il est défini comme le rapport du périmètre du bassin étudié à celui d'un cercle de même surface

C'est un paramètre indicateur de la forme du bassin versant. C'est le rapport entre le périmètre du bassin P et la circonférence du cercle P' de rayon R ayant la même superficie S que le bassin, soit :

$$K_c = P/P' = P\ 2\pi R \ \ldots$$

$$K_c = \frac{P}{Pc} = \frac{P}{2\pi R} \text{ ; } R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \text{ , avec : } P_c = 2\pi R = 2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

$$K_c = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\pi\sqrt{\pi S}} = 0.28\frac{P}{\sqrt{S}} \text{……..(III.1)}$$

P : périmètre du bassin versant (Km).

S : surface du bassin versant (km²).

Kc : indice de compacité.

$$K_c = 0.28\frac{84.45}{\sqrt{265.48}} = 1.45$$

On distingue trois cas :

$Si : Kc = 1$ Le bassin est parfaitement circulaire.

$Si : Kc < 1.128$ Le bassin est ramassé.

Si : $Kc > 1.128$ le bassin est allongé.

Conclusion :

Selon la valeur de K_C on pourra dire que notre bassin est de forme allongée ce qui lui confère un temps de concentration des eaux de ruissellement élevé, c'est-à-dire le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire sera important et la crue est moins violente.

- **Coefficient d'allongement :**

Le coefficient d'allongement conditionne la réponse d'un bassin versant à une pluie. Il est défini par la relation :

$$Ca = \frac{L^2}{S} \text{ ……..(III.2)}$$

L : la longueur du bassin versant.

S : la surface du bassin versant

AN :

$$C_a = 25.66^2/265.48$$

$$C_a = 2.48$$

- **Rectangle équivalent :**

C'est une transformation purement géométrique du bassin versant en un rectangle de dimensions L et l Ce dernier permet de comparer les bassins versants entre eux du point de vue de l'écoulement. Pour notre cas la longueur et la largeur ont été déterminées à l'aide de la formule suivante :

Le périmètre du rectangle équivalent et la surface :

$$P = 2x (L+ l) ; S = L \times l$$

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

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \text{……..(III.1)}$$

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

$$L_r = \frac{Kc\sqrt{S}}{1.128}\left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc}\right)^2}\right) \text{……..(III.3)}$$

$$l_r = \frac{Kc\sqrt{S}}{1.128}\left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc}\right)^2}\right) \text{……..(III.4)}$$

On obtient :

L_r = 34,539 km et l_r = 7,6859km

C'est une transformation purement géométrique, le bassin versant devient un rectangle du même périmètre, les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits côtés du rectangle.

III.1.2 Etude du Relief :

L'intérêt de l'étude du relief est d'indiquer le sens d'écoulement et de déterminer dans le comportement hydrologique du bassin, Il nous permet aussi de déterminer les paramètres suivants :

- La courbe hypsométrique.
- L'altitude moyenne.
- Les altitudes caractéristiques ($H_{5\%}$, $H_{50\%}$, $H_{95\%}$).
- Les indices de pentes
- L'indice de pente moyenne du bassin versant Im

La nature du relief a été caractérisée par les paramètres étudiés dans les paragraphes suivants.

❖ **La courbe hypsométrique :**

Dans le but de décrire et déterminer la nature du relief on doit réaliser des courbes dites "hypsométriques". Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant par tranche d'altitude. Cette répartition a été réalisée à l'aide d'un logiciel de SIG et elle est représentée sur un graphe qui porte en ordonnée l'altitude et en abscisse la surface exprimée en %. (La répartition est représentée dans la figure III.4).

.

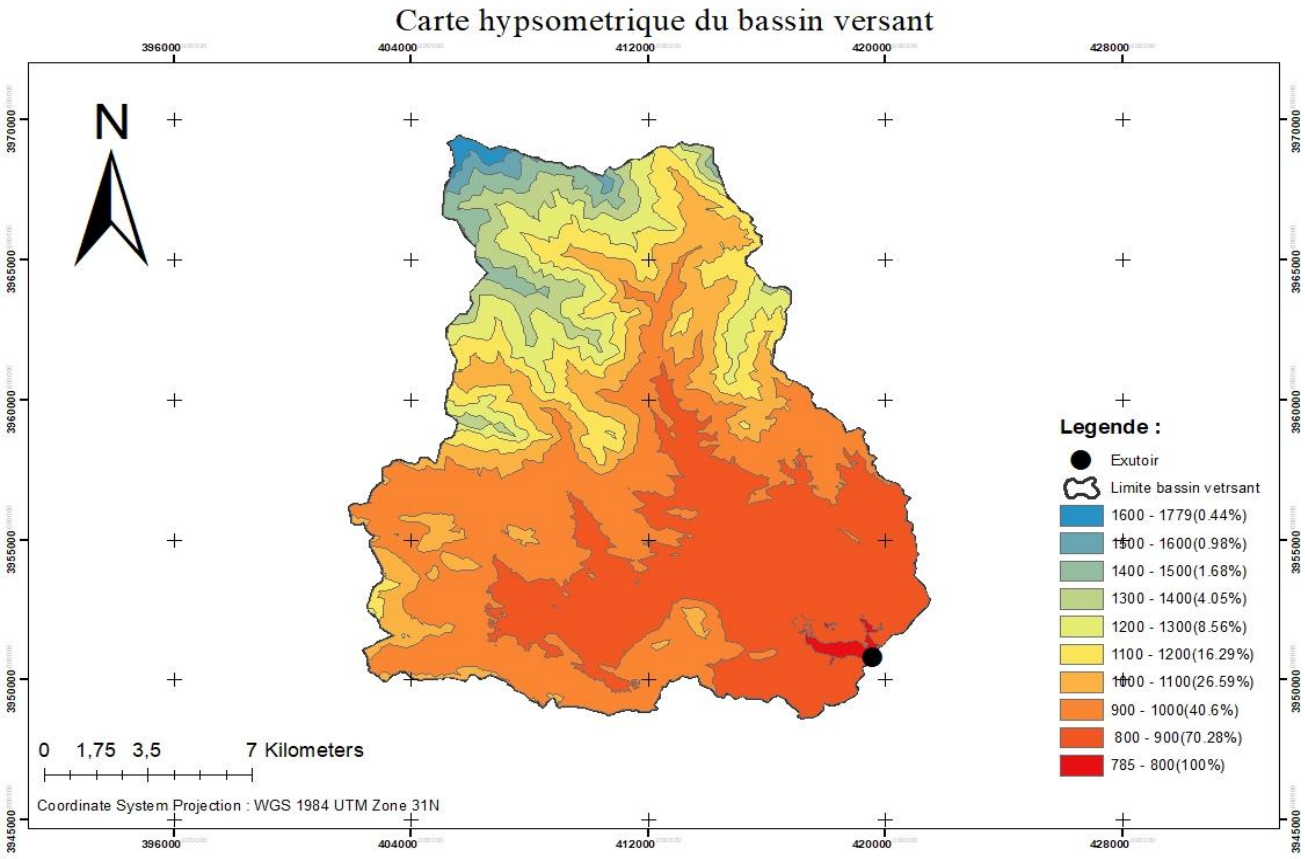


Figure III. 2 La carte hypsométrique du bassin versant de la retenue collinaire.

- **Les résultats de calculs sont regroupés dans le tableau ci-dessous :**

Tableau III. 2 Répartition des surfaces partielles par tranche d'altitude.

Altitudes (m)	**Surface Partielle (Km)**	**Surface partielle (%)**	**Surfaces partielles cumulées (km²)**
785-800	1,4370	0,5414	100,00
800-900	78,7780	29,6782	99,46
900-1000	78,8900	29,7204	69,78
1000-1100	37,1900	14,0106	40,06
1100-1200	27,3510	10,3040	26,05
1200-1300	20,5090	7,7264	15,75
1300-1400	11,9660	4,5080	8,02
1400-1500	6,3030	2,3745	3,51
1500-1600	1,8590	0,7003	1,14
1600-1779	1,1580	0,4363	0,44
Somme	265,4410	100	//

- **La courbe hypsométrique du bassin versant d'OUED ISSA est présentée sur le graphique ci-dessous :**

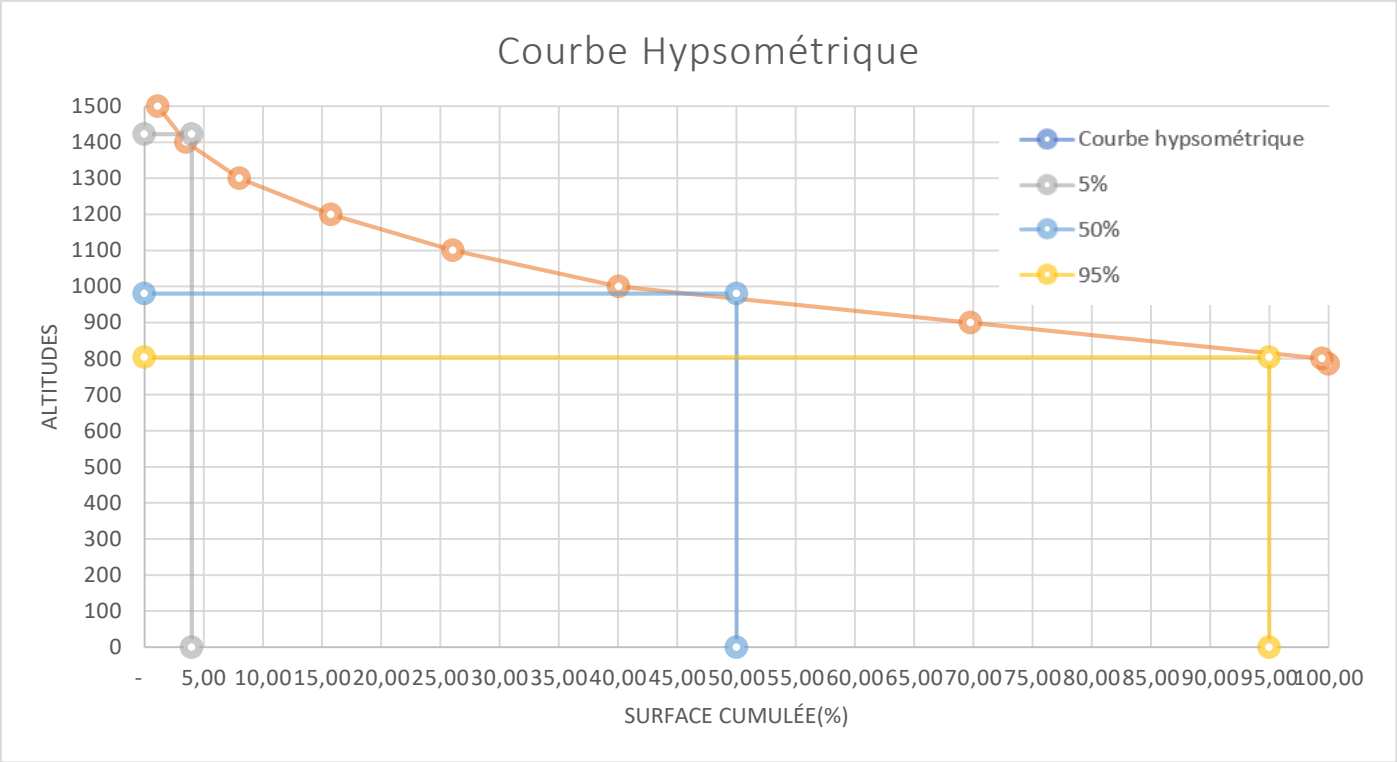


Figure III. 3 Courbe hypsométrique du bassin Versant.

- **Les altitudes caractéristiques :**

- Altitude médiane H50% : correspond à 50% de la surface du bassin. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière.
- H5% et H95% qui sont respectivement les altitudes correspondantes à 5% et 95% de la surface du bassin.

Tableau III. 3 Détermination de H50%, H5% et H95%.

Altitudes	**Valeur (m NGA)**
$H_{50\%}$	980
$H_{5\%}$	1422
$H_{95\%}$	803.26

- **Calcul de l'altitude moyenne H_{moy} :**

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

$$Hmoy = \sum SiHi/S \quad \text{……..(III.5)}$$

Avec :

$$H_i = \frac{H_{i-1} + H_i}{2}$$

Avec

Hi : Altitude moyenne entre deux courbes de niveaux consécutives (m).

Si : surface partielle entre deux courbes de niveaux (Km²).

S : surface totale du bassin versant (Km²).

Tableau III. 4 Détermination de l'altitude moyenne Hmoy.

Altitudes (m)	**Surface Si (Km)**	**Hi**	**Hi*Si**
785-800	1,437	792,5	1138,8225
800-900	78,778	850	66961,3
900-1000	78,89	950	74945,5
1000-1100	37,19	1050	39049,5
1100-1200	27,351	1150	31453,65
1200-1300	20,509	1250	25636,25
1300-1400	11,966	1350	16154,1
1400-1500	6,303	1350	8509,05
1500-1600	1,859	1350	2509,65
1600-1779	1,158	1350	1563,3
Somme	265,441	///	267921,123

D'où :

$$H_{moy} = \frac{267921,123}{265.4496} = 1009,3107\text{m}$$

- **Les résultats précédents sont récapitulés dans le tableau XIV :**

Tableau III. 5 Tableau récapitulatif des résultats de différentes altitudes.

Altitudes	**Valeur (m NGA)**
$H_{50\%}$	980
$H_{5\%}$	1422
$H_{95\%}$	803.26
H_{max}	1779
H_{min}	785
H_{moy}	1009.3107

❖ Les indices de pentes :

Ils jouent un rôle essentiel car ils influent sur les eaux de ruissellements. Leur détermination permet de donner une classification pour les bassins versant et nous renseigne sur la topographie du bassin.

- **L'indice de pente globale Ipg :**

$$\boldsymbol{I_{pg}} = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \text{……..(III.6)}$$

Avec :

L : longueur du rectangle équivalent L=34.54 km

D : Dénivelée entre $H_{5\%}\ et\ H_{95\%}\ (m)$

$H_{5\%}$= 1422m; $H_{95\%}$= 803.26 m

AN:

$$\boldsymbol{I_{pg}} = \frac{1422 - 803.26}{34.54} = 17{,}91372322 \frac{\boldsymbol{m}}{\boldsymbol{km}}$$

$$\boldsymbol{I_{pg}} = 1.79137232\ \boldsymbol{\%}$$

Le bassin présente un relief d'une pente très forte selon la classification suivante :

Tableau III. 6 Classification du relief.

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

- **Indice de pente de Roche $\boldsymbol{Ip}$:**

Il caractérise la pente moyenne du bassin versant. Cet indice représente la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre deux courbes de niveau Hi et Hi-1. Il s'exprime par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i}(H_i - H_{i-1}) \text{ ……..(III.7)}$$

Avec :

L : Longueur de rectangle équivalent (Km)

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

Tableau III. 7 Détermination de la pente Roche IP.

Altitude (m)	Dénivelé H_i-H_{i-1}	Surfaces partielles (Km)	Surfaces partielles (%)	Si*Di	$(\sqrt{Si * Di})$ (%)
785-800	15	1,437	0,54134489	8,12017329	0,02849592
800-900	100	78,778	29,677152	2967,7152	0,5447674
900-1000	100	78,89	29,7193445	2971,93445	0,54515451
1000-1100	100	37,19	14,0101714	1401,01714	0,37430164
1100-1200	100	27,351	10,3036353	1030,36353	0,32099276
1200-1300	100	20,509	7,72612545	772,612545	0,27795909
1300-1400	100	11,966	4,50781691	450,781691	0,2123162
1400-1500	100	6,303	2,37445847	237,445847	0,15409278
1500-1600	100	1,859	0,70032021	70,0320211	0,08368514
1600-1779	179	1,158	0,43624035	78,087022	0,08836686
Somme	//	265,441	100	//	**2,6301323**

AN :

$$I_{pg} = \frac{2.630}{\sqrt{34.539}} = 0.448466428 \frac{\boldsymbol{m}}{\boldsymbol{km}}$$

$$\mathbf{I_P = 0.448\ \%}$$

- **Indice de pente moyenne** I_{pm}

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

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \text{……..(III.8)}$$

AN :

$$I_{pm} = \frac{1779 - 785}{34.359} \frac{\boldsymbol{m}}{\boldsymbol{km}}$$

$$I_{pm} = 2.879\%$$

- **Dénivelée spécifique Ds :**

L'indice de pente global (I_{pg}) présente l'inconvénient de décroître pour un même bassin lorsque la superficie croit. Pour pallier à cette lacune, il serait préférable d'utiliser la dénivelée spécifique D_s car ce paramètre est indépendant de la surface et permet alors de comparer des bassins versants de tailles différentes (Merrien Soukatchoff, 2004). Elle est donnée par la formule suivante :

$$D_s = Dx \sqrt{\frac{lr}{Lr}} \text{ ……..(III.9)}$$

AN :

$$D_s = (1422\text{-}803.26) \times \sqrt{\frac{7.6859}{Lr34.359}} = 296{,}04\text{m}$$

Tableau III. 8 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 fort (250 < Ds = 296.04 < 500).

❖ **La pente moyenne Im du bassin versant :**

Ce paramètre donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct c'est à dire sur le temps de concentration t_c. Elle influence directement le débit de pointe lors d'une averse. Elle est donnée par la formule suivante :

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

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 ArcGIS pour la détermination des longueurs de courbes de niveau, les résultats sont illustrés dans le tableau (III.7)

Tableau III. 9 Longueurs des courbes de niveaux.

Cote (m)	**Dénivelée (m)**	**Longueur (km)**	**Surface totale (Km)**	**Im (m/Km)**
800	100	3.762	265.44	153.181
900		110.096		
1000		93.739		
1100		75.759		
1200		54.56		
1300		38.7		
1400		20.533		
1500		7.064		

1600		3.411		
1700		1.723		

$$\boldsymbol{Im} = 153.181\ \boldsymbol{m/km}$$

$$\rightarrow \boldsymbol{Im} = 15.3181\ \%$$

Ce travail est lié aux deux cartes réalisé avec l'ArcGIS :

- Carte des classes d'altitudes.
- Carte de la répartition des pentes

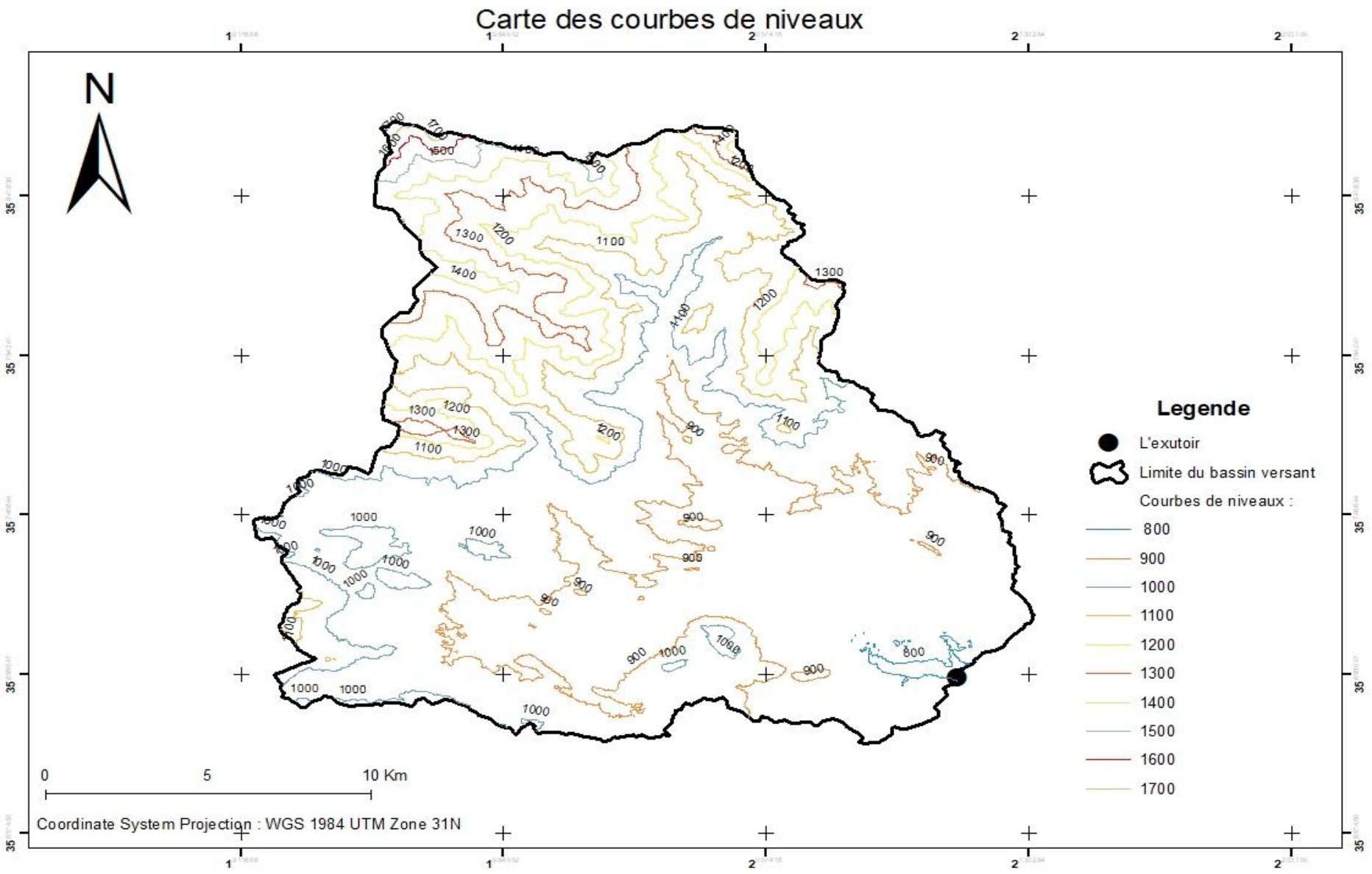


Figure III. 4 Carte des courbes de niveaux du bassin versant.

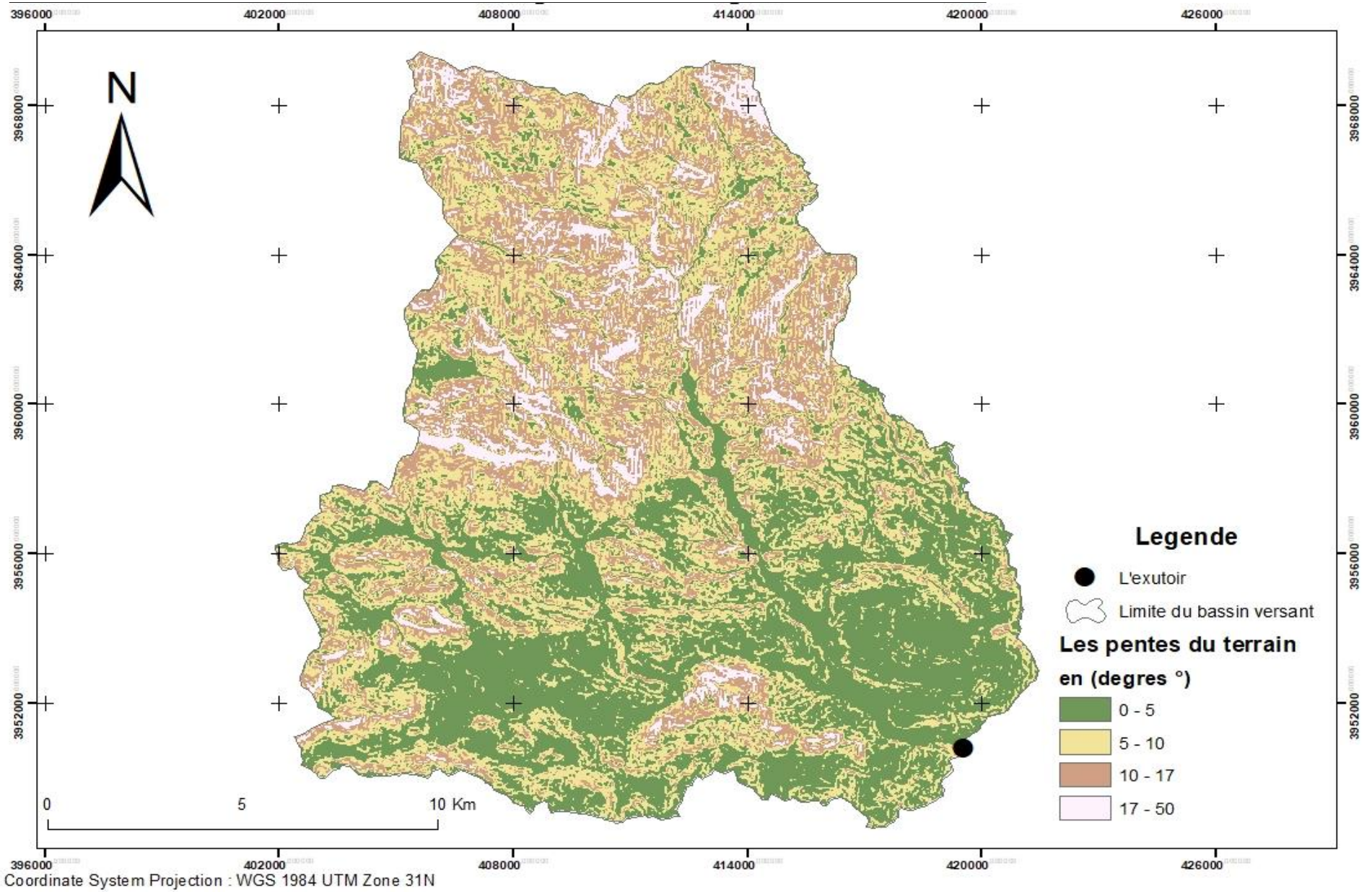


Figure III. 5 Répartissions des pentes dans le bassin versant.

III.2 Etude du réseau hydrographique

❖ III.2.1 Caractéristiques du réseau hydrographique

Un réseau hydrographique est l'ensemble des cours d'eau linéaires hiérarchisés coulent vers un exutoire. Il peut être naturel ou artificiel, permanent ou temporaires. L'espace drainé est appelé un bassin hydrographique (bassin versant) délimité par des lignes de partage des eaux

On distingue un réseau hydrographique d'un autre à l'aide de plusieurs paramètres :

- **Hiérarchisation du réseau :**

La classification de Schumm Strahler (1957) nous permet d'effectuer un système de numérotation hiérarchisé à chaque tronçon du cours d'eau en fonction de son importance de tel sorte que :

- Tout cours d'eau dépourvu d'affluent est d'ordre 1
- Au confluent de deux cours d'eau de même ordre n, le cours d'eau résultant est d'ordre n + 1
- Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau d'ordre différent prend l'ordre du plus élevé des deux

Un bassin versant à l'ordre du plus élevé de ses cours d'eau, soit l'ordre du cours d'eau principal à l'exutoire

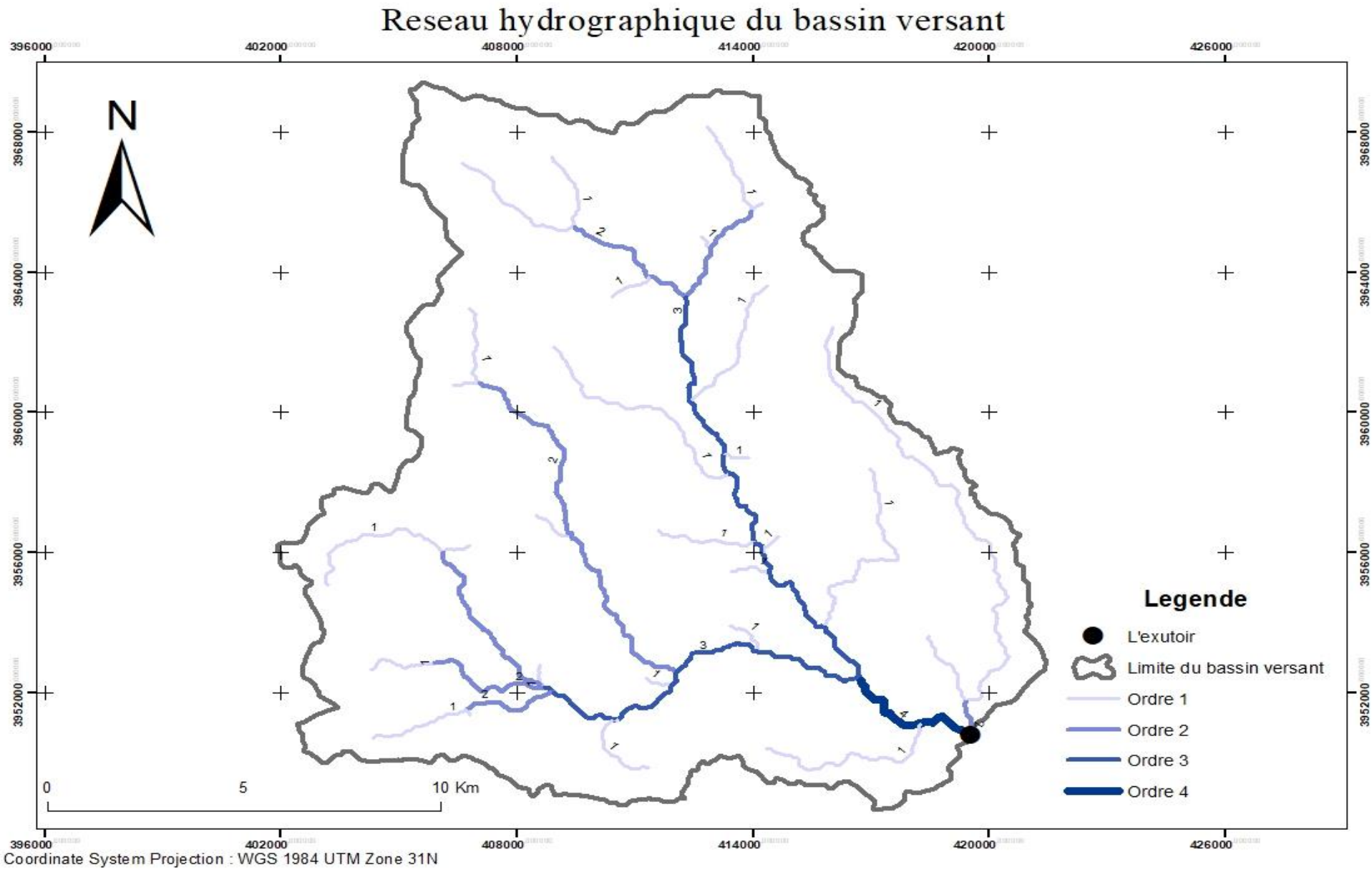


Figure III. 6 Réseau hydrographique du bassin versant.

❖ III.2.2 Paramètres hydrographiques

Densité de drainage Dd :

Elle est définie comme étant la longueur totale de tous les talwegs d'ordre i à n "Li", du bassin versant, rapportée à la surface totale " S " du bassin, plus sa valeur est élevée plus le réseau hydrographique relativement dense et ayant une réponse rapide à un quelconque événement pluvieux, Elle est donnée par l'expression suivante et exprimée en [Km/Km²] :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{n} L_i}{S} \text{……..(III.11)}$$

Avec :

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

S : Surface du bassin versant (Km2).

Tableau III. 10 Densité de drainage.

Ordre du cours d'eau	Nombre	Longueur (km)
1	61	76,19
2	18	31,38
3	48	25,09
4	3	4,03
Somme	130	136,69

AN :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{n} L_i}{S} = \frac{136.69}{265.45}$$

$$D_d = 0{,}5149369 \frac{km}{km^2}$$

La densité de drainage dépend de la géologie (structure et lithologie) des caractéristiques topographiques du bassin versant et, dans une certaine mesure, des conditions climatologiques et anthropiques.

Densité hydrographique F :

La densité hydrographique représente le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface. Elle est donnée par la formule suivante :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{n} N_i}{S} \text{……..(III.12)}$$

Avec :

$\sum Ni$: Somme des cours d'eau.

S : surface du bassin versant (km²).

AN :

$$F = \frac{130}{265.45} = 0.49$$

D'après les résultats de calcule on a trouvé une faible densité de drainage et faible densité hydrographique, c'est-à-dire on se rencontre en une région à substratum très perméable et à couvert végétal important et à relief peu accentué

Longueur moyenne des versants :

$$L_V = \frac{L}{2*Dd} \text{ ……..(III.13)}$$

Dd : densité de drainage en Km/Km².
L : longueur de rectangle équivalent en Km.
AN :

$$L_V = \frac{34.53}{2*0.51} = 33.85 \text{ Km}$$

Pente du thalweg principal

Elle caractérise la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin versant, La méthode la plus fréquemment utilisée pour calculer la pente longitudinale du cours d'eau consiste à diviser la différence d'altitude entre les points extrêmes du profil par la longueur totale du cours d'eau par la différence de longueur du cours d'eau

La valeur de la pente du thalweg principal a été obtenue à partir du profil en long simulé par le logiciel google earth :

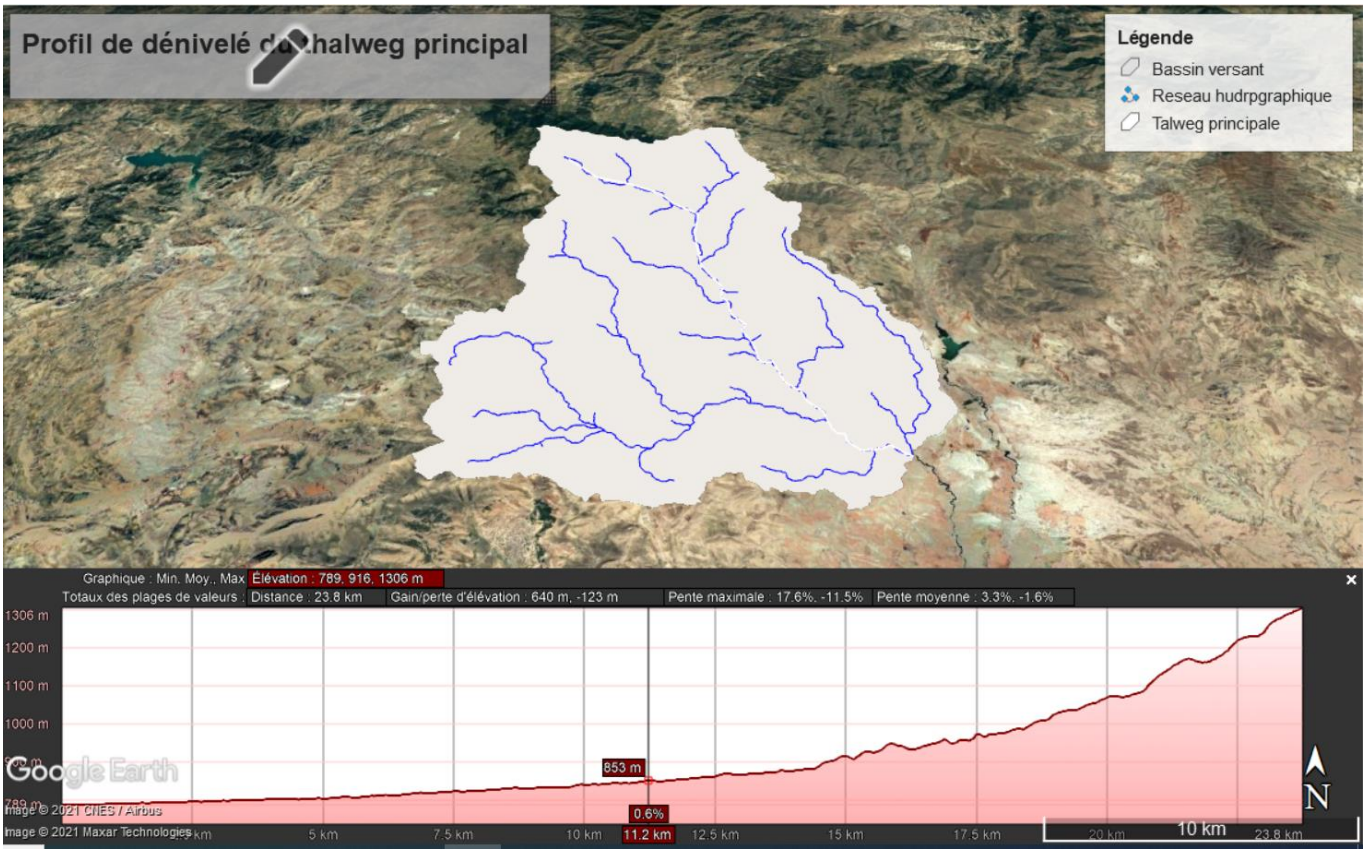


Figure III. 7 Profil de dénivelé du thalweg principal.

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

Avec :

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

Δl : Longueur du cours d'eau (km).

AN :

$\Delta H = 918 - 864 = 54\ m$,

$\Delta l = 15 - 12.5 = 2.5\ km$,

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta l} = \frac{54}{2.5} = 21.6\ \frac{m}{km}$$

$$I_c = 0.216\%$$

Temps de concentration du bassin versant tc :

Sur un bassin versant, le temps mis par la particule d'eau pour parcourir la distance entre le point le plus éloigné de l'exutoire et ce dernier est appelé le temps de concentration Tc. Ce paramètre influe sur la crue pluviale et son débit de pointe. Pour les crues, cette variable caractérise la vitesse de propagation de la phase maximale. Il existe plusieurs formules :

1) Formule de Kirpich

Domaine de validation : Cette méthode est adaptée aux bassins versants dont la superficie varie entre 0,4 ha et 81 ha, dont les sols sont argileux et dont la pente moyenne est comprise entre 3% et 10%, On a :

$$T_{c=0.6615(L_{cp})^{0.77}*(I_g)^{-0.385}} \text{……..(III.15)}$$

Avec :

I_g : Indice de pente globale en (%)

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

AN :

$$Tc=0.6615*(25.66)^{0.77}*0.179^{-0.385}=\mathbf{15.61h}$$

2) La Formule de Giandotti (Sud Italie 1937)

Domaine de validation : pour les grands bassins versant.

$$T_c = \frac{4\sqrt{S_{BV}}+1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy}-H_{min}}} \text{……..(III.16)}$$

Avec :

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

S : La superficie du bassin versant (Km2)

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

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

AN :

$$T_c = \frac{4*\sqrt{265.45}+1.5*25.66}{0.8\sqrt{1009.3-785}} = \textbf{8,65 h}$$

3) Formule De Venturra :

Domaine de validation : établie pour des bassins versants ruraux de surface varie entre 1 et 20km² ou supérieure à 10km² selon les ouvrages.

$$T_c = 0.1275\left(\frac{\sqrt{S_{BV}}}{\sqrt{I_{BV}}}\right) \dots\dots\dots\dots\dots\dots (III.17)$$

Avec :

I : La pente du bassin versant(m/Km)

AN :

$$T_c = 0.1275\left(\frac{\sqrt{265.45}}{\sqrt{38,74}}\right) = \textbf{0,333h}$$

4) La Formule De L'ANRH : (SOGREAH 1986/1989)

Domaine de validation : Formule établie dans le cadre d'établissement des études méthodologiques sur l'hydrologie des retenues collinaires en Algérie. Elle prend en considération la superficie du bassin versant ainsi que la longueur et la pente du cours d'eau.

$$T_c = 3\left(\frac{S_{BV}*L_{cp}}{(10I_{BV})^{\frac{3}{2}}}\right)^{\frac{1}{4}} \dots\dots\dots\dots\dots\dots (III.18)$$

Avec :

I : La pente du bassin versant en (%)

AN :

$$T_c = 3 * \left(\frac{2654.45*25.66}{(10*0.38)^{\frac{3}{2}}}\right)^{\frac{1}{4}} = \textbf{16.40 h.}$$

5) Formule de TURRAZZA

Domaine de validité : Pour les bassins versants agricoles de 1 à 2 hectares.

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

Avec :

T_c : Le temps de concentration (min).

S : la surface du bassin versant (km).

AN :

$$T_c = 1.662 \times (265.45)^{0.5} = 27.07 \text{ min} = \textbf{0,458h}$$

6) Formule de SOKOLOVSKY :

Domaine de validation : pour les petits cours d'eau.

$$T_c=\left(\frac{(S*Lcp)^{0.333}}{\sqrt{Ibv}}\right)^{-0.75} \quad \text{……..(III.20)}$$

Avec :

T_c : Le temps de concentration (h)

S : la surface du bassin versant (Ha).

Lcp : Longueur du cours d'eau en (Km).

Ibv : Pente du bassin versant(m/Km)

AN:

$$T_c=4*\left(\frac{(265.45/100)*25.66)^{0.333}}{\sqrt{38.}}\right)^{0.75}= \mathbf{9.20h}$$

Tableau III. 11 Récapitulatif des valeurs du temps de concentration.

Formule	Kirpich	Giandotti	Venturra	ANRH	Turrazza	solovsky
Résultat (h)	15.61	8.65	0.33	16.40	0.45	9.20

Conclusion :

Les valeurs du temps de concentration choisies sont celles de la formule Solovsky, car c'est la formule qui tient en compte plusieurs paramètres en relation avec la morphologie du site, ainsi que son domaine de validation qui est valable pour les petits cours d'eau.

Vitesse de ruissellement

Ce paramètre désigne la vitesse de l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain. C'est le rapport entre la longueur parcourue par le temps de concentration :

$$\boldsymbol{V_r = \frac{L_{cp}}{T_c}} \quad \text{……..(III.21)}$$

Avec :

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

T_c : Temps de concentration en (h).

AN:

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c} = \frac{25.66}{9.20} = 2{,}79 \text{ Km/h}$$

Tableau III. 12 Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant.

Paramètre		Symbole	Unité	Valeur
Superficie		S	Km^2	265,45
Périmètre		P	Km	84,45
Indice de compacité		K_G		1,45133049
Longueur du cours d'eau principal		L_{cp}	Km	25,66
Rectangle équivalent	Longueur	Lr	Km	34,5396239
	Largeur	Lr	Km	7,6853761
	Surface	Sr	Km^2	265,45
	Périmètre	Pr	Km	84,45
Altitude	Maximale	Hmax	m.	1779
	Moyenne	Hmoy	m	1009.31
	Minimale	Hmin	m	785
	Médiane 5%	H5%	m.	1422
	Médiane 50%	H50%	m.	980
	Médiane 95%	H95%	m.	803,26
Pente du BV		Ibv	m/km	38,7373344
Pente moyenne du BV		Imbv	m/km	160,66
Pente moyenne du cours d'eau		Icp	m/km	28,7785415
Indice de pente global		Ig	m/km	17,9139183
Dénivelée spécifique		Ds	m	291,864957
Longueur totale des thalwegs		∑Li	km	136,69
Nombre des thalwegs d'ordre 1		∑N1		61
Densité de drainage		Dd	Km/km2	0,5149369
Densité hydrographique		F	Km^{-2}	0,499041251
Coefficient de torrentialité		Ct		0,04655674
Temps de concentration		Tc	Heure	9.20
Vitesse de ruissellement		Vr	Km/h	2.79

III.3 Caractéristiques climatologiques

II est rationnel de penser que les effets prévus du changement des paramètres climatologiques dans une région sont les facteurs clés qui conditionnent les potentialités hydriques des cours d'eau ; particulièrement par l'effet de l'évapotranspiration en matière de bilan de l'eau, les températures et leurs variabilités, les actions érosives tel que les crues et leurs régimes spatio-temporelles, ainsi que le rôle de l'humidité de l'air.

Le climat dominant à Tissemsilt est un climat tropical qui est caractérisé par l'existence de deux saisons, une longue saison sèche et une saison semi-déserts qui se partagent l'année d'une manière inégale selon les régions.

Pour notre étude, nous avons utilisés les données de l'ancienne station de Tissemsilt

Tableau III. 13 Identification de la station pluviométrique de Tissemsilt (1976/2006).

Station	Code	Source	Coordonnées			Année de service
			X (Km)	Y (Km)	Z (mNGA)	
Tissemsilt	011006	ANRH	420.2	257	858	1976 - 2006

III.3.1 Températures :

La température est l'un des principaux facteurs influents le bilan hydrique ainsi que la quantité d'eau surfacique transférée vers l'atmosphère (l'évapotranspiration). Le tableau ci-dessus nous donne les températures mensuelles moyennes, minimales et maximales de 1975 j'jusqu'à l'année 2006.

Tableau III. 14 Répartition mensuelle des températures moy, max et min.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	M.I
Tc° max	5.57	9.21	11.9	14.27	18.76	24.6	28.57	28	23	17.8	12.2	8.44	17.02
Tc° min	0.1	0.31	1.59	3.11	6.14	10.2	13.33	13.4	10.4	7.22	3.32	0.94	5.83
Tc°moy	3.83	4.76	6.73	8.69	12.45	17.4	20.95	20.7	16.7	12.51	7.76	4.69	11.43

Source : [ONM] (OFFICE NATIONAL DE METEOROLOGIE).

Interprétation :

De manier générale le climat de la région est caractérisé par un été sec chaud et un hiver froid. D'où le mois le plus chaud de l'année est celui de Juillet avec une température moyenne de 20.95°C. Tandis que le mois de Février est le plus froid de l'année avec une température moyenne de 3.82°C.

III.3.2 Humidité relative :

Au fur et à mesure qu'une masse d'air monte en altitude, elle se refroidit. Son humidité relative augmente , permettant la formation des gouttelettes d'eau qui, en se condensant, vont former des précipitations. L'humidité relative de l'air est donnée par le tableau ci-dessous :

Tableau III. 15 : Humidités relatives moyennes mensuelles.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	M.I
Humidité %	55.2	65	73	79	77	72	65	63	57	44	35	37	60.18

Source : [ONM] (OFFICE NATIONAL DE METEOROLOGIE).

Interprétation :

À partir du tableau, nous concluons que l'humidité moyenne annuelle est de 60,18%, alors que la valeur la plus élevée en janvier est de 77% et la valeur la plus basse en juillet est de 35%.

III.3.3 Vitesse du vent :

Les vents dominants charges soutient dans la direction W-NW dans la période allant du mois d'Octobre au moi du Mai, et E-SE de Juin. La vitesse du vent est donnée par le tableau ci-dessous :

Tableau III. 16 Vitesses moyenne du vent en m/s –Région de TISSEMSILT (1976/2006)

Mois	**Janv**	**Fév**	**Mars**	**Avr**	**Mai**	**Juin**	**Juil**	**Aout**	**Sep**	**Oct**	**Nov**	**Dec**	**Moy**
V (m/s)	4,8	4,2	4,6	4,7	3,9	4	3,4	3,5	3,6	4,1	4,8	4,9	4.2

Source : [ONM] (OFFICE NATIONAL DE METEOROLOGIE).

Interprétation :

- Selon le tableau, la vitesse moyenne annuelle du vent est de 4,2 m/s, avec la valeur la plus élevée en janvier et novembre à 4,8 m/s et la valeur la plus basse en août à 3,5 m/s.
- La wilaya de Tissemsilt est également vulnérable aux vents chauds (Sirocco), en particulier en juillet et à l'extérieur.

III.3.4 L'évaporation :

L'évaporation mensuelle varie de 125 à 238 mm, Durant l'année, et sa répartition mensuelle montre une croissance régulière d'Avril à Aout. La valeur adoptée pour l'étude de régularisation est de 1515 mm

Tableau III. 17 Répartition mensuelle de l'évaporation.

Mois	**Sep**	**Oct**	**Nov**	**Déc**	**Jan**	**Fev**	**Mar**	**Avr**	**Mai**	**Jun**	**Jul**	**Aou**	**Années**
E_v mm	145	154	86	32	24	30	83	124	152	238	236	211	1515
E_v%	9.57	10.17	5.68	2.11	1.58	1.98	5.48	8.18	10.03	15.71	15.58	13.93	100

Source : [ONM] (OFFICE NATIONAL DE METEOROLOGIE).

III.3.5 Précipitations

Les précipitations sont définies comme toutes les eaux météoriques qui tombent sur la surface de la terre, tant sous forme liquide (bruine, pluie, averse) que sous forme solide (neige, grésil, grêle) Elles sont provoquées par un changement de température ou de pression. Les précipitations constituent l'unique « entrée » des principaux systèmes hydrologiques continentaux que sont les bassins versants.

Les précipitations maximums au niveau de la wilaya de Tissemsilt varient entre 800 et 1000 mm tandis que le taux de précipitations diminue jusqu'à 400-500 mm par an dans les années sèches. Les régions élevées connaissent également des chutes de neige, qui atteignent 10 jours par an, en plus du gel, qui est en moyenne de 14,5 jours par an, et quant à la température, elle varie entre 8° et 30°C.

Tableau III. 18 Répartition mensuelle de la précipitation (1976/2006).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Auot	Total
P(mm)	37.5	50.39	45.24	62.17	70.84	73.01	49.3	48.5	47	17.9	10.3	10.7	522.9
P(%)	7.17	9.63	8.65	11.88	13.54	13.96	7.42	9.27	8.98	3.41	1.97	2.05	100

Interprétation :

Le pourcentage de précipitations varie d'un mois à l'autre, nous enregistrons :

- Les plus fortes précipitations en février avec 13,69% des précipitations annuelles.
- Juillet est le mois le plus sec avec 1,97% des précipitations annuelles.
- Pluie moyenne annuelle égale à 522.9 mm

III.4 Etude des précipitations

L'étude hydrologique est basée sur l'analyse fréquentielle qui dépend principalement des observations climatologiques historiques et qui nous permet de prédire des fréquences d'apparitions futures, cette approche nous aide à caractérisée le régime pluviométrique d'une région ainsi que son influence sur les crues d'une période de retour bien définir, ce qui permet de mieux estimer le débit et le volume de crue pour un bon dimensionnement des ouvrages.

On peut distinguer plusieurs méthodes de calcul de probabilité d'apparitions futures tel que les formules empiriques basées sur la pluviométrie, les observations hydrométriques lorsqu'elles existent sur le bassin versant propre du site à étudier, ou bien L'estimation du débit de crue fréquentielle du bassin versant à l'aide des deux approches (ce qui est notre cas) :

- La série d'observation de la station hydrométrique.
- La méthode de GRADEX.

III.4.1 Analyse fréquentielle des crues par la station hydrométrique

En termes d'hydrologie on peut estimer les débits de crue par analogie des bassins, cette méthode nécessitée une station hydrométrique d'un bassin versant voisin ainsi que la surface du bassin. L'application de cette méthode nous permettons de comparer les résultats d'estimation et d'éviter la surestimation ou sous-estimation des débits de crues extrêmes et étayer rationnellement le dimensionnement de l'ouvrage.

❖ **Présentation de la station hydrométrique**

La station hydrométrique choisies est l'une des stations du bassin Chélif qui porte le code 012501et une surface de 421 Km², qui se trouve à proximité de la zone d'étude, et qui dispose des données complètes et fiables concernant la pluviométrie de la région, l'image ci-dessous présente l'emplacement de la station selon la classification de l'ANRH.

Tableau III. 19 Débit maximales annuelle (1973/2005).

Année	Qmax (m^3/s)	Année	Qmax (m^3/s)
1973 - 1974	23,88	**1990 - 1991**	41,28
1974 - 1975	44,88	**1991 - 1992**	286,6
1975 - 1976	58,75	**1992 - 1993**	49,58
1976 - 1977	113	**1993 - 1994**	27,2
1977 - 1978	33,17	**1994 - 1995**	240
1978 - 1979	17,96	**1995 - 1996**	57,7
1979 - 1980	16,1	**1997 - 1998**	30,9
1980 - 1981	92,7	**1998 - 1999**	98,7
1982 - 1983	113,5	**1999 - 2000**	7,2
1983 - 1984	13,68	**2000 - 2001**	21,18
1984 - 1985	17,88	**2001 - 2002**	77,21
1985 - 1986	63,5	**2002 - 2003**	13,16
1986 - 1987	72,5	**2003 - 2004**	16,35
1987 - 1988	78,02	**2004 – 2005**	217.45

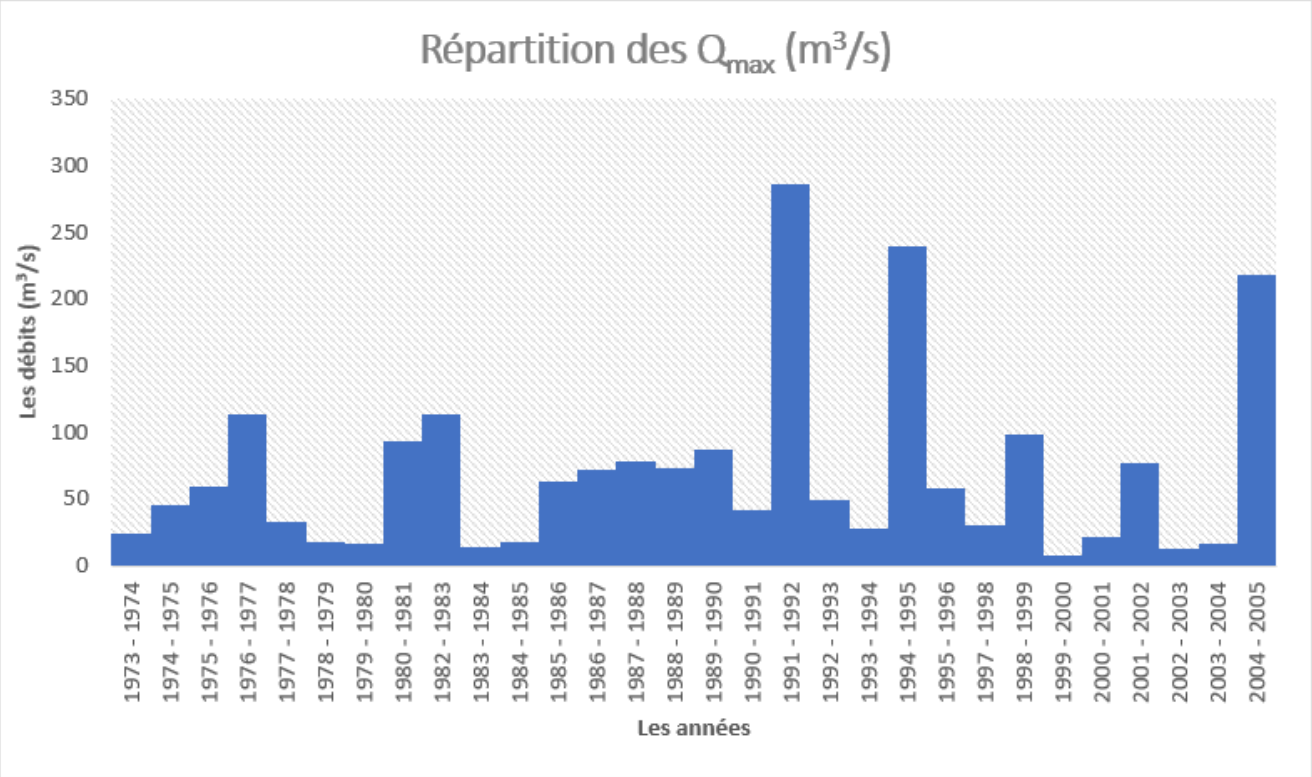


Figure III. 8 Graphe de variation du Q max.

❖ **Ajustement de la série hydrométrique :**

Il existe plusieurs modèles qui permet l'analyse fréquentielle des séries, néanmoins aucun de ces modelés donne des résultats fiable et universelle, pour cela on utilise les deux modelés d'ajustement les plus fréquent en hydrologie sachant que l'efficience du modèle dépend particulièrement de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon.

Les lois d'ajustement choisies sont :

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

➢ Ajustement de la série à la loi de GUMBEL

Un modèle fréquentiel très souvent utilisé pour décrire le comportement statistique des valeurs extrêmes, Le maximum annuel d'une variable étant considéré comme le maximum de 365 valeurs journalières La fonction de répartition de la loi de Gumbel F(x) s'exprime de la manière suivante :

$$F(x)=e^{-e^{-\frac{x-\alpha}{b}}} \quad \text{……..(III.22)}$$

Avec la variable réduite suivante :

$$u = \frac{x - a}{b}$$

Où α et b sont les paramètres de la loi. Le paramètre b est un paramètre caractéristique de la dispersion. On démontre que α est le mode (la valeur la plus probable). L'estimation des paramètres peut être calculée par la méthode des moments :

L'ajustement de la série à la loi de GUMBEL a été établi par le logiciel HYFRAN, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 20 Représentation de l'Ajustement à la loi de GAMBEL.

Période de retour	Fréquence empirique selon Hazen	Variable réduite de GAMBUL u	Qmax (m^3/s)	σ_x
10	0.9000	6,91	159	26.1
20	0.9500	4,6	198	33
50	0.9800	3,9	247	42.1
100	0.9900	2,97	285	49.1
1000	0.9990	2,25	531	95.7

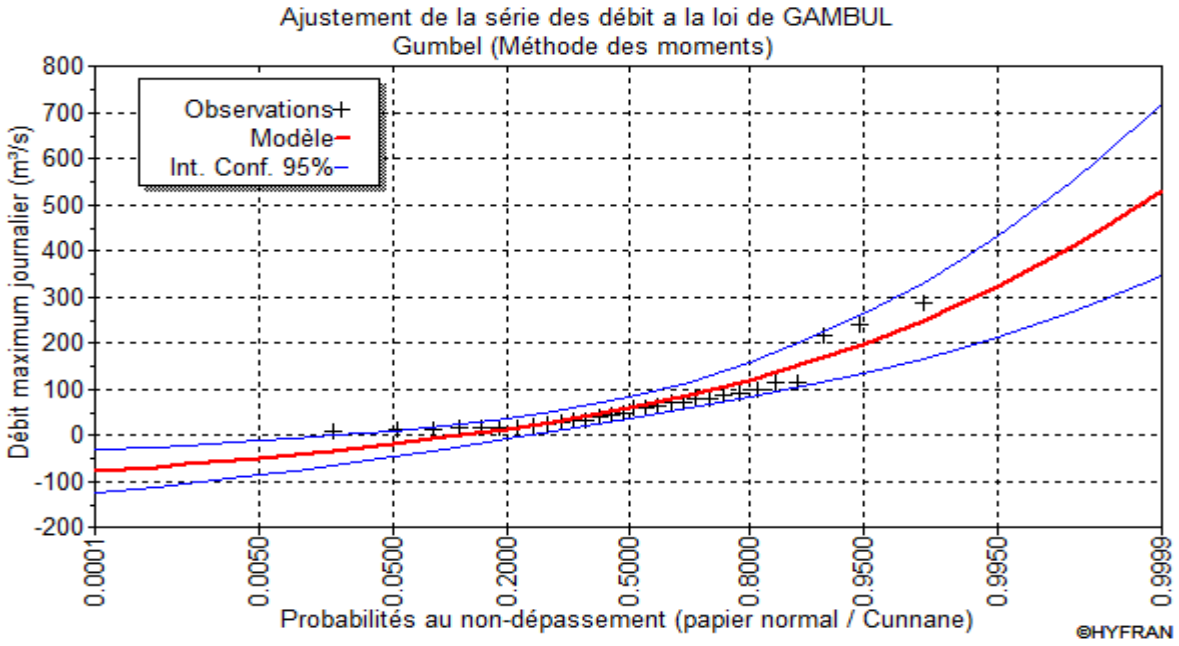


Figure III. 9 Graphe d'ajustement de la série des débits à la loi de GAMBUL.

Tableau III. 21 Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon.

	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	7.00
Maximum	Aucun	286
Moyenne	69.7	69.7
Ecart-type	68.5	68.5
Médiane	58.4	53
Coefficient de variation (Cv)	0.984	0.984
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	1.93
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	7.15

❖ **Ajustement à la loi Log Normale (Loi de Galton)**

La loi de Galton résulte de la loi normale mais rendue dissymétrique par un changement de variable. Sa fonction de répartition est donnée par :

$$F(x)=\frac{1}{\sqrt{2\pi}}\int_{-\infty}^{u} e^{-\frac{1}{2}u^2} \quad \text{.....(III.23)}$$

Avec : la variable réduite suivante :

$$u = \frac{\ln x - \overline{lnx}}{\sigma_{lnx}}.$$

L'équation de la variable réduite présente sous forme de : $\ln x = \overline{lnx} + u\sigma_{lnx}$

C'est l'équation d'une droite sur un papier Gauss-logarithmique en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

Procédé de l'ajustement :

1. Classement des valeurs par ordre croissant.
2. Calcul de la fréquence expérimentale.
3. Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale (la moyenne et l'écart type)
4. Calcul des caractéristiques empiriques de la série transformée en logarithmique :
5. Report des valeurs sur papier Gausse-logarithmique.
6. Détermination de la droite de Galton : $\ln xp\% = \overline{lnx} + u\sigma_{lnx}$.

Avec :

xp% précipitation probable à P%.

Est la moyenne arithmétique du log des précipitations observées

La variance calculée pour les précipitations observées sous l'échelle logarithmique sa formule s'écrie comme suit :

$$\delta \text{ Lnx} = \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{i=n}[Ln(X_i) - \overline{Ln(X)}]^2} \qquad \text{Si n<30.}$$

$$\delta \text{ Lnx} = \sqrt{\frac{1}{1-n}\sum_{i=1}^{i=n}[Ln(X_i) - \overline{Ln(X)}]^2} \qquad \text{Si n≥30.}$$

L'ajustement de la série à la loi de Log-Normal a été également établi par le logiciel HYFRAN, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau (III.21)

Tableau III. 22 Représentation de l'Ajustement à la loi de GALTON.

Période de retour	Fréquence empirique selon Hazen	Variable réduite de GAMBUL u	Qmax (m^3/s)	σ_x
10	0.9000	6,91	154	35.7
20	0.9500	4,6	216	75
50	0.9800	3,9	316	96.3
100	0.9900	2,97	408	136
1000	0.9990	2,25	833	346

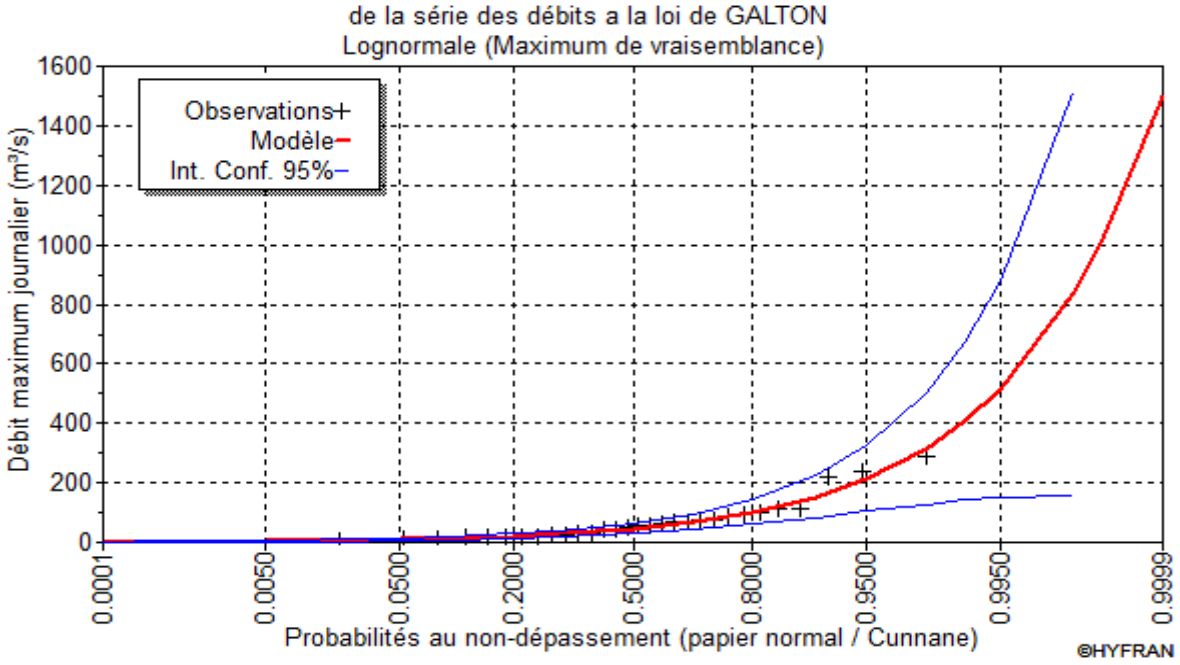


Figure III. 10 Graphe d'ajustement de la série des débits à la loi de GALTON.

Tableau III. 23 Comparaison des caractéristiques de la loi de GALTON et de l'échantillon.

	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	7.00
Maximum	Aucun	286
Moyenne	71.8	69.7
Ecart-type	84.8	68.5
Médiane	46.444.0	53.00
Coefficient de variation (Cv)	1.18	0.984
Coefficient d'asymétrie (Cs)	5.19	1.93
Coefficient d'aplatissement (Ck)	74.6	5.44

Comparaison graphique pour les deux lois :

La comparaison graphique de ces trois lois se fait par logiciel HYFRAN.

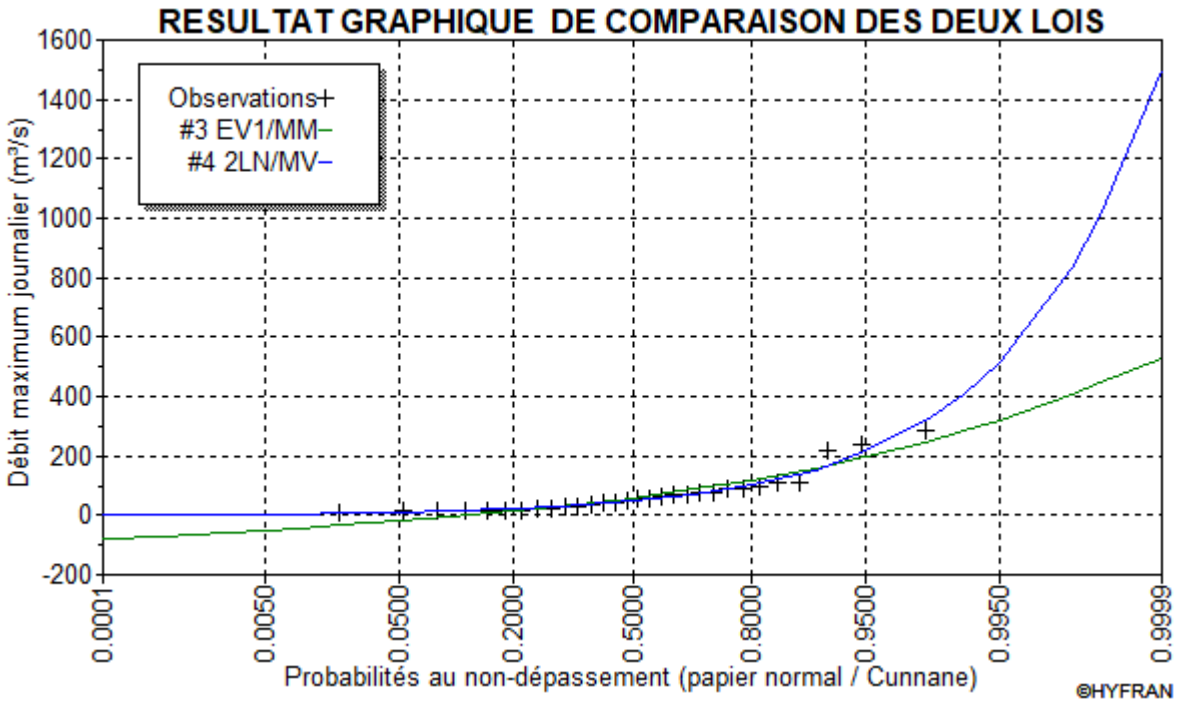


Figure III. 11 Graphe de résultat de comparaison d'ajustement.

Test de validité et choix de l'ajustement :

On trouve toujours un écart entre les résultats d'ajustement observées entre les fréquences expérimentales des valeurs observées et les fréquences des mêmes valeurs calculées d'où on peut dire que visuellement, on ne peut pas choisir l'ajustement le plus adéquat c'est pour cela on procède à l'analyse statistique

Analyse des critères statistiques : Le test d'adéquation de khi carré (χ2) :

Ce test permet de vérifier si un échantillon d'une variable aléatoire *Y* donne des observations comparables à celles d'une loi de probabilité. Il convient par conséquent de comparer l'adéquation de ces lois afin d'adopter le meilleur ajustement. Le principe de la méthode est comme suivi :

$X^2_{calculé}$: est comparée à une valeur tabulée ou théorique, $\chi^2_{calculé}$ est en fonction du nombre de degré de liberté ɣ et du seuil de signification α imposé en général à 5%.

$X^2_{calculé}$ est tiré de la table de X^2 en fonction de ɣ et α représentée dans l'annexe

Si : $\chi_{Calculé} > \chi_{théorique}$, : On rejette l'hypothèse nulle.

$\chi_{Calculé} < \chi_{théorique}$, : la loi est adéquate à l'ajustement

Les résultats du test de χ^2 ont été obtenus par le logiciel HYFRAN et les résultats théoriques du test son regroupé dans le tableau (III.24), l'abaque de χ^2 est cité dans l'annexe B01.

Tableau III. 24 Résultats de test d'adéquation khi 2 des lois d'ajustement.

Loi de distribution	Degré de liberté ɣ	Nombre De classe	$\chi_{calculé}$	$\chi_{tabulé}$
GUMBUL	4	7	11.66	11.07
Log-normal (GALTON)	4	7	4.87	5.93

Conclusion :

A partir des résultats obtenus du test khi carré et d'ajustement, la série des pluies maximales journalières présente un ajustement adéquat à la loi log normale

- **Application de la méthode d'analogie :**

Description de la méthode : cette méthode consiste à calculer les apports moyens annuels de notre bassin versant à partir de la série d'observations de la station de Chélif par la formule suivante :

$$\frac{Q}{S} = \frac{Q\prime}{S\prime}$$

$$Q = \frac{Q\prime}{S\prime} * S \text{……..(III.24)}$$

Q : Apport moyen annuel estimé du site (m^3/s)

S : Surface du bassin versant du site qui est de 265.45 Km^2.

Q' : Apport moyen annuel de la station hydrométrique de Chélif égale a 360 m^3/s.

S': Surface du bassin versant où se trouve la station qui est de 421Km^2

AN : $Q = \frac{154}{421} * 265.45 = 97.1\ m^3/s$

Conclusion:

D'après les calculs nous aurons un apport moyen interannuel de :

$Q = 97.1\ m^3/s$.

III.4.2 Détermination des débits maximums fréquentiels par la méthode du GRADEX :

Description de la méthode

Le GRADEX est une méthode simplifiée qui permet d'estimer les débits de crues extrêmes (période de retour 10^2 à 10^4). Elle est développée par EDF depuis 1966. Elle est applicable aux bassins versants de 0 à 5000 km² dont le temps de concentration, de ruissellement ou d'écoulement rapide est de 1 h à 4 jours. Son avantage est qu'elle est applicable même quand les débits sont mesurés depuis peu d'années pourvu qu'on ait seulement quelques années de mesures pluviométriques

Principe de la méthode :

Le premier principe consiste à considérer que, le débit dépasse le débit de seuil et a une période de retour varie de 10 à 50 ans, le sol devient totalement saturé c'est-à-dire l'excès de précipitation est complètement ruisselé.

Le deuxième principe de cette méthode, qui s'appuie sur les observations climatologiques historiques, est de déduire le comportement asymptotique de la loi de probabilité des volumes de crues rares de la loi de probabilité des cumuls des pluies extrêmes. En effet la valeur moyenne de la capacité de rétention du bassin tend à devenir constante pour les crues du période de retour décennal.

Hypothèses :

Le postulat de base de la méthode est l'existence d'une relation entre la distribution des débits et celle des pluies génératrices. Cette méthode repose sur trois hypothèses suivantes (Meddi et Zeroual, 2018) :

Hypothèse 01 :

La fonction de répartition des précipitations tombant sur le bassin est asymptotiquement, décrite par une loi de GAMBUL ou par une loi exponentielle selon le type d'échantillonnage utilisé. Le GRADEX correspond à la pente de la fonction de répartition sur un graphique représentant la pluie en fonction du logarithme de la période de retour.

Hypothèse 02 :

Le déficit d'écoulement, défini comme la différence entre le volume d'eau précipité et le volume d'eau écoulé à l'exutoire du bassin versant pendant un pas de temps équivalent, n'augmentent plus, en valeur moyenne, au-delà d'une certaine valeur de pluie.

En d'autres termes, nous pouvons dire que, à partir d'un certain état de saturation du bassin versant, la distribution du déficit d'écoulement ne dépend plus de la valeur de pluie ou de débit. Cette hypothèse se traduit graphiquement par un parallélisme entre la fonction de répartition des précipitations et celle des écoulements au pas de temps n'équivalent point de départ de cette extrapolation, nommé point pivot, est fixé à une période de retour Tp comprise, le plus souvent, entre 10 et 50 ans selon le bassin versant considérer.

Hypothèse 03 :

Quelle que soit sa fréquence ou durée de retour, le débit de pointe de crue (valeur maximale observée) peut être calculé à partir du volume écoulé (sur le pas de temps considéré) en utilisant un coefficient multiplicatif moyen caractéristique du bassin versant. Ce coefficient, nommé coefficient de forme ou coefficient d'affinité, peut être estimé à partir des hydro-grammes de crues enregistrées sur le bassin versant

Les étapes de la méthode :

- Choisir le pas de temps n heures (généralement égale à la moyenne des temps de base des hydro-grammes de crues disponibles, Pour la commodité des calculs on retiendra une valeur très arrondie, par exemple 2, 4, 6 ... 48 heures.). Le résultat final, débits de pointe, dépendent peu de h : il suffit de ne pas commettre d'erreur d'ordre de grandeur sur h)
- Ajuster par la loi de Gumbel des pluies maximales journalières.
- Calculer le Gradex des précipitations a (pente de la droite de Gumbel).

$$P(mm)=\alpha.\mu+b \quad \text{(III.25)}$$

Avec :

μ : Variable réduite de Gumbel.

1. Ajustement de la série des débits observés à la loi de Gumbel et déterminer le débit décennal (point pivot de l'extrapolation des débits). Exprimer le débit décennal en lame d'eau équivalente par la formule :

$$R(mm)=\frac{Q(\frac{m\hat{}3}{s})*3.6*n(heures)}{S(km^2)} \quad \text{(III.26)}$$

2. Extrapoler la distribution des débits au-delà de 0.9 (T=10 ans) par une droite de pente égale au Gradex de la pluie.

$$Q\ \mu_{\%} = \alpha.\mu+b' \quad \text{(III.27)}$$

Avec :

α : Le Gradex de la pluie

μ : Variable réduite de Gumbel ($\mu = -\ln(-\ln(F))$ et $F=\frac{1}{1-T}$

Pour T= 10 ans : $b' = Q_{10ans} - \alpha.\mu$

3. Tracer la droite de l'équation $Q\ \mu_{\%} = \alpha.\mu + b'$ sur le même graphe que l'ajustement de P_{jmax}. Ensuite tirer les Q pour chaque période de retour (en mm). Puis Exprimer ces débits en m^3/s par la formule

$$Q(m^3/s) = \frac{Q(mm)*S(km^2)}{3.6*n(h)} \text{.....(III.28)}$$

❖ **Présentation des séries pluviométriques de référence**

Dans le but de caractériser le régime pluviométrique du bassin versant par la méthode de GRADEX ainsi que son influence sur les crues nous avons utilisé trois séries de données pluviométriques, Ses station se situent à proximité de la zone d'étude étant donné qu'aucun poste pluviométrique n'est situé à l'intérieur de la commune. Au moment même les séries de données ont marqué quelques années lacunaires.

Tableau III. 25 Identification des stations pluviométriques.

Stations	**Code**	**Coordonnée**			**Période d'observation (ans)**	**Taille de l'échantillon**
		X (Km)	Y (Km)	Z (m NGA)		
THENEIT EL HAD	011605	439.8	285.65	1150	1970-2010	39
SIDI MOKREFI	011606	463.2	304.25	425	1969-2017	42
TARIK IBN ZIAD	011607	450.15	299.5	660	1968-2011	37

La série pluviométrique est représentée dans le tableau (III.25), montre les caractéristiques des stations pluviométriques prise en considération dans notre étude

Les données pluviométriques sont données dans l'annexe B02.

Les caractéristiques de notre série pluviométrique sont illustrées dans le tableau (III.27) :

Tableau III. 26 Caractéristique des séries pluviométriques.

Caractéristiques	Formules	Station		
		11605	11606	11607
La somme des $P_{max,j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{n} P_{max,j\,i}$	2027	1654,7	1860,5
La moyenne X des $P_{max,j}$ en (mm)	$\frac{\sum_{i=1}^{n} P_{max,j\,i}}{n}$	51.97	39.39	50,28
L'écart type σ_x pour $n > 30ans$	$\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(P_{max,j\,i} - X)^2}{n-1}}$	22.6	16.86	49.9
Coefficient de variation C_v	$\frac{\sigma_x}{X}$	0.439	0.433	0.454
Coefficient d'asymétrie Cs	$\frac{\sum_{i=1}^{n}(P_{max,j\,i} - X)^3}{(n-1){\sigma_x}^3}$	0.688	0.803	0.744
L'exposant climatique		0.41	0.41	0.41

L'exposant climatique pour notre région (b=0.41) est donné par l'ARNH.

❖ **Ajustement de la série pluviométrique**

Le choix d'une loi d'ajustement des séries pluviométriques dépend de la méthode choisie pour estimer les crues extrêmes à différentes périodes de retour, pour cela on opte pour un ajustement par la loi de Gamble car cette loi s'adapte avec la méthode de GRADEX.

Ajustement des séries pluviométriques 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 :

La série N° 01 ; code 11605

Tableau III. 27 Représentation de l'Ajustement à la loi de GUMBEL (La série N° 01).

Période de retour	Fréquence empirique selon Hazen	Variable réduite de GAMBUL u	$P_{max,j}$ (mm)	σ_x
1000	0.9990	2,25	163	20.9
100	0.9900	2,97	122	14.2
50	0.9800	3,9	110	12.2
20	0.9500	4,6	93.7	9.55
10	0.9000	6,91	81.0	7.56

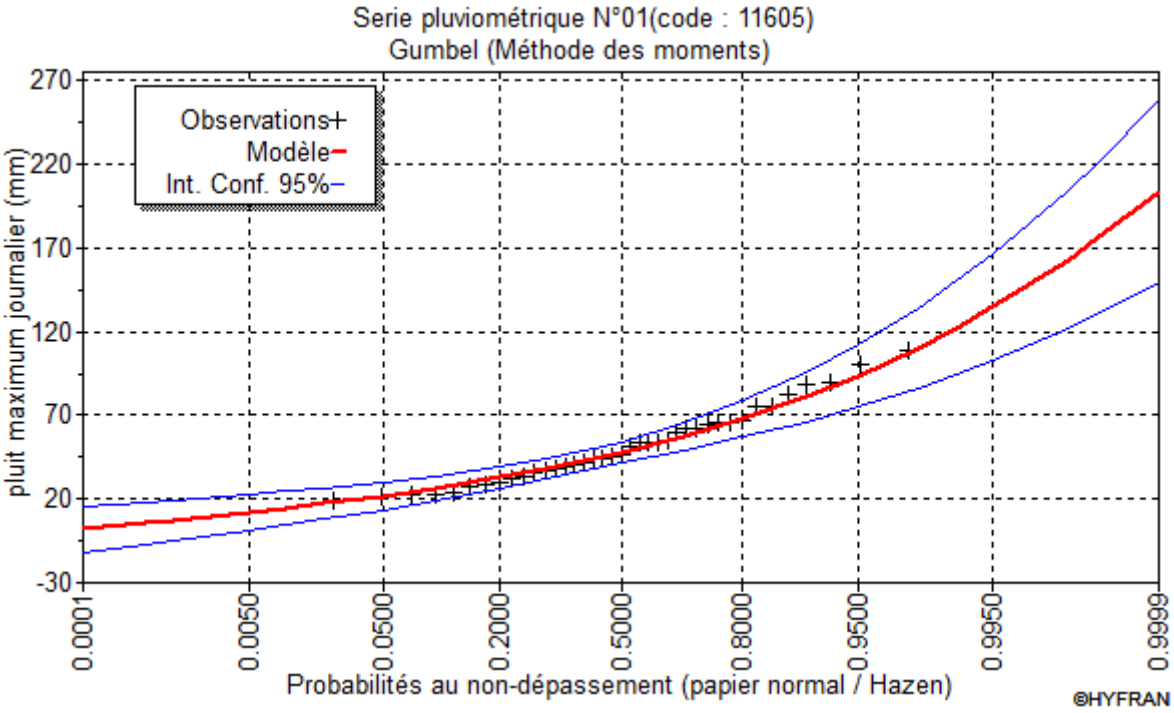


Figure III. 12 Graphe d'ajustement de la série des pluies à la loi de GUMBEL.

La série N° 01 ; code 11606

Tableau III. 28 Représentation de l'Ajustement à la loi de GUMBEL (La série N° 02).

Période de retour	Fréquence empirique selon Hazen	Variable réduite de GAMBULu	$P_{max,j}$ (mm)	σ_x
1000	0.9990	2,25	122.09	15.035
100	0.9900	2,97	91.773	10.205
50	0.9800	3,9	82.597	8.7606
20	0.9500	4,6	70.353	6.8592
10	0.9000	6,91	60.893	5.4298

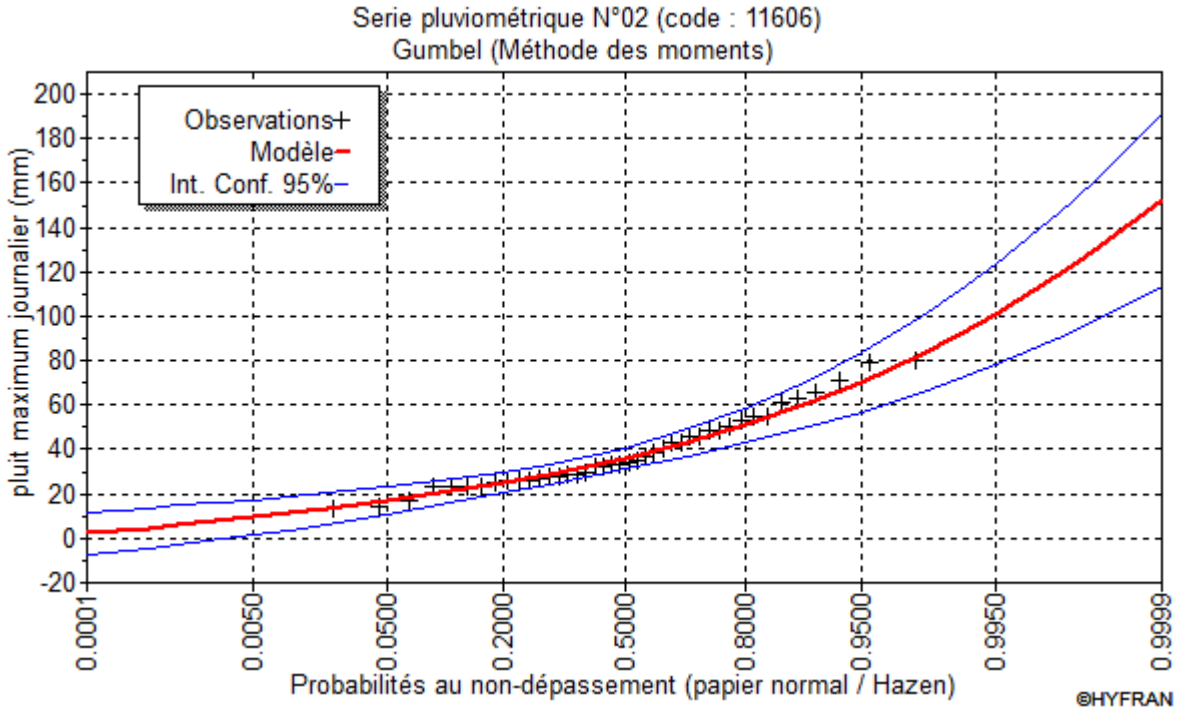


Figure III. 13 Graphe d'ajustement de la série des à la loi de GUMBEL.

La série N° 03 ; code 11607

Tableau III. 29 Représentation de l'Ajustement à la loi de GUMBEL (La série N° 03).

Période de retour	Fréquence empirique selon Hazen	Variable réduite de GAMBUL u	$P_{max,j}$ (mm)	σ_x
1000	0.9990	2,25	161.80	21.545
100	0.9900	2,97	121.03	14.624
50	0.9800	3,9	108.68	12.554
20	0.9500	4,6	92.216	9.8292
10	0.9000	6,91	79.493	7.7809

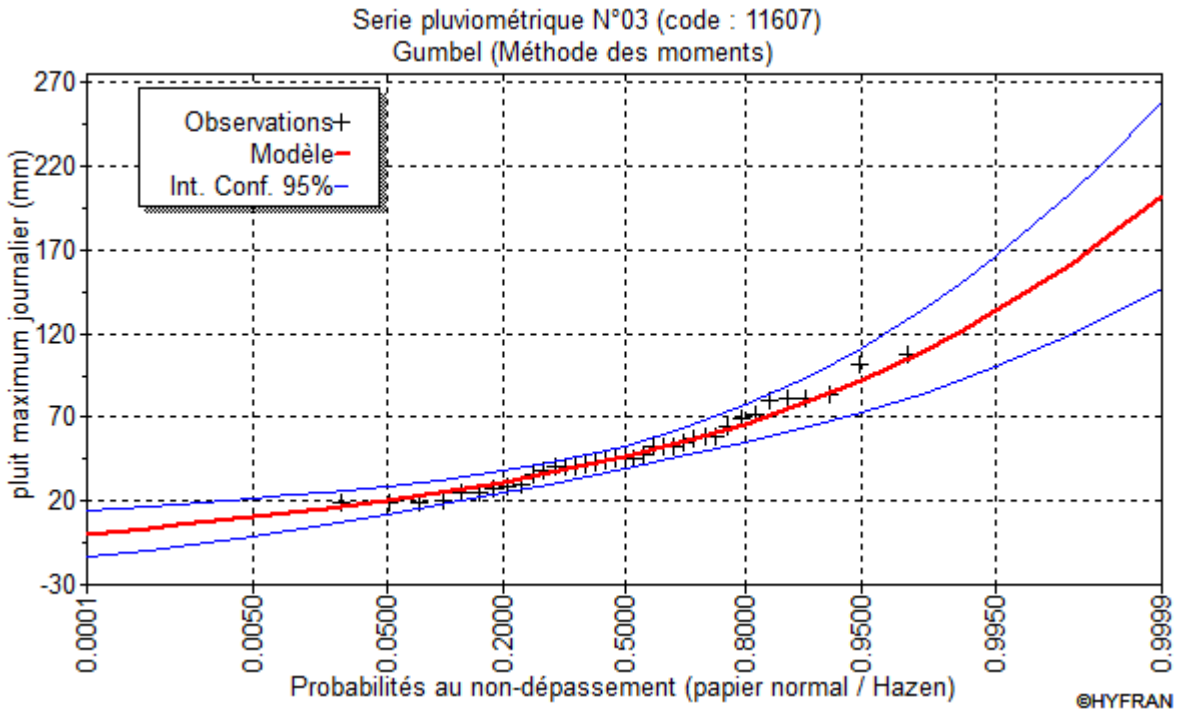


Figure III. 14 Graphe d'ajustement de la série des à la loi de GUMBEL

❖ **Application du GRADEX sur les trois séries :**

On trouve par la suite un exemple d'application de GRADEX en appliquant la méthode sur la premier station pluviométrique (code :011605) :

1. L'équation de la droite de GUMBEL est : P(mm)=17.64 μ+41.79
   Le GRADEX est donc : a= 17.64 mm
2. En estimé le temps de base à n=24h (Le temps de base de la crue dans le bassin Algérois varie entre 16 et 38 heures)
3. L'ajustement de la série des débits maximaux annuels de la station de Chélif à la loi de GAMBUL nous a donné un débit décennal de Q_{10ans} = 154 m^3/s.
4. Exprimer le débit décennal en lame d'eau équivalente par la formule :

$$R_{10ans}\,(mm) = \frac{Q(10ans)*3.6*n}{S(km^2)}$$

$$R_{10ans}\,(mm) = \frac{97.1*3.6*24}{265.45} = 31.6mm/24h$$

$$R_{10ans}\,(mm) = 31.6mm/24h$$

5. Extrapoler de la distribution des débits au-delà de 0.9 (T=10 ans) par une droite de pente égale au GRADEX de la pluie : $Q_{\mu\%}=\alpha\mu+b'$

Donc $b' = Q_{\mu\%} - \alpha\mu$

Avec : $\mu=-\ln(-\ln(F)) = -\ln(-\ln\frac{1}{1-10})=2.25$

D'où : $b'=31.6- 2.25*17.64=-8.08$

6. On obtient la droite suivante $Q_{\mu\%} = 17.64\mu - 8.08$

Figure III. 15 Graphe de l'ajustement des pluies et la droite d'extrapolation des débits.

On applique la même méthode pour les deux autres stations les résultats sont regroupés dans le

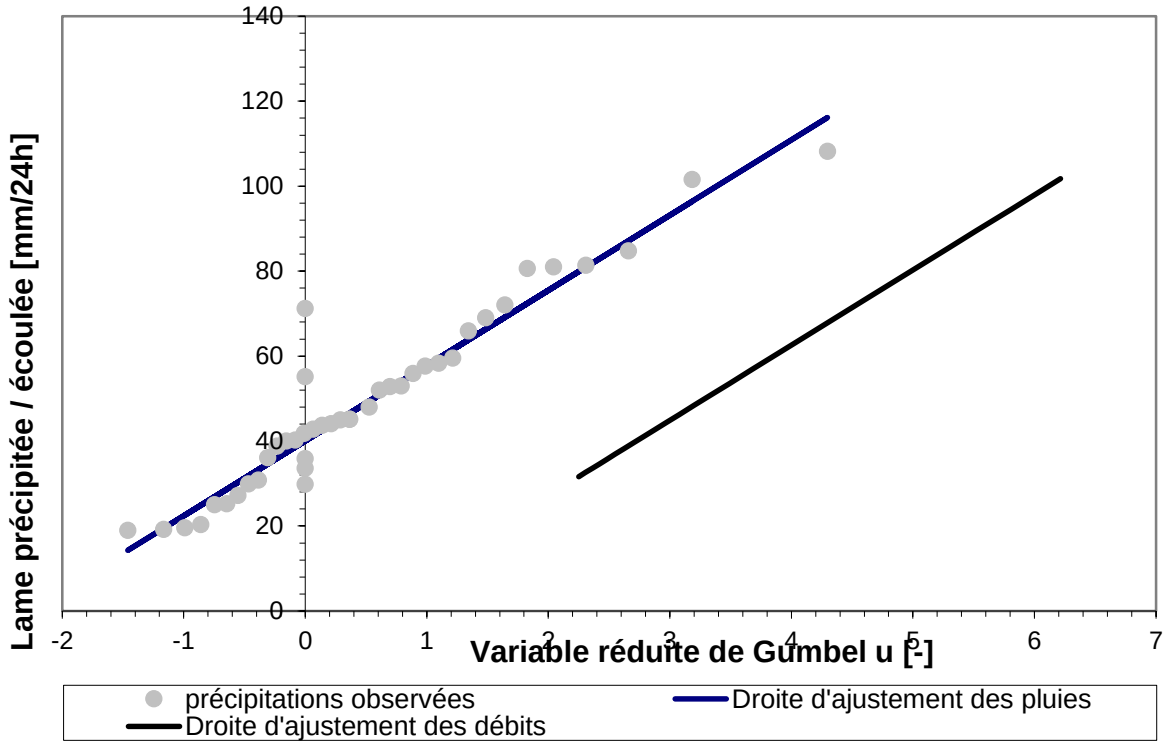


tableau suivant :

Tableau III. 30 Résultats de l'ajustement des trois stations par la méthode du GRADEX.

Période de retour	Débit maximal annuel (m3 /s)		
	(St N°01)	(St N°02)	(St N°03)
	Code :011605	Code :011606	Code :011607
10	97	97	97
20	136	126	163
50	187	164	187
100	***224***	***192***	***225***
1000	349	284	350

Remarque :

Le coefficient de pointe :

$$Cp=\frac{Qmax}{Qmoy} = 1.6$$

Conclusion :

On constate que la station pluviométrique donne un débit centennal supérieure par rapport au deux autres stations pluviométriques donc le débit de projet est de 360 m^3/s.

III.5 L'hydro-gramme de crue

C'est une courbe représentant l'évolution des débits en fonction du temps pendant la crue, il permet d'estimer quelques caractéristiques relatives à la crue telle que :

- Le volume de la crue.
- La durée de la crue (temps de montée et temps de base)
- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

Afin de tracé de l'hydro-gramme, la méthode de SOKOLOVSKY. (Touaibia, 2005) est projeté cette méthode divise l'hydro-gramme en deux parties non symétriques, une est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de la décrue dont :

a. **Pour la montée :**

$$Q_m = Q_{max}(\frac{t}{t_m})^n \text{……..(III.29)}$$

b. **Pour la décrue :**

$$Q_d = Q_{max}(\frac{t_d - t}{t_d})^m \text{……..(III.30)}$$

Avec :

Q_m : débit instantané de la montée (m^3/s)

Q_d : débit instantané de la décrue (m^3/s)

t_m : temps de la montée de la crue en heures ;

t_d : temps de la décrue en heures ;

Q_{max} : débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m^3/s) ;

x , y : Puissance des courbes ;

x= 2 pour la montée de la crue ; Y= 3 pour la décrue.

Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :

- $t_m = t_c$ (pour les petits bassins versants), avec t_c est le temps de concentration du bassin versant (heures).
- $t_d = \delta\ t_m = 2.5tm$

Où δ : coefficient de forme de l'hydro-gramme de crue (δ : voir le Tableau (III.32))

Tableau III. 31 Coefficient de forme de l'hydro-gramme de crue.

Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 – 2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3,0 – 4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4,0 – 7,0

Les résultats obtenus pour plusieurs valeurs de Q de périodes de retour différentes sont regroupés dans l'annexe B03.

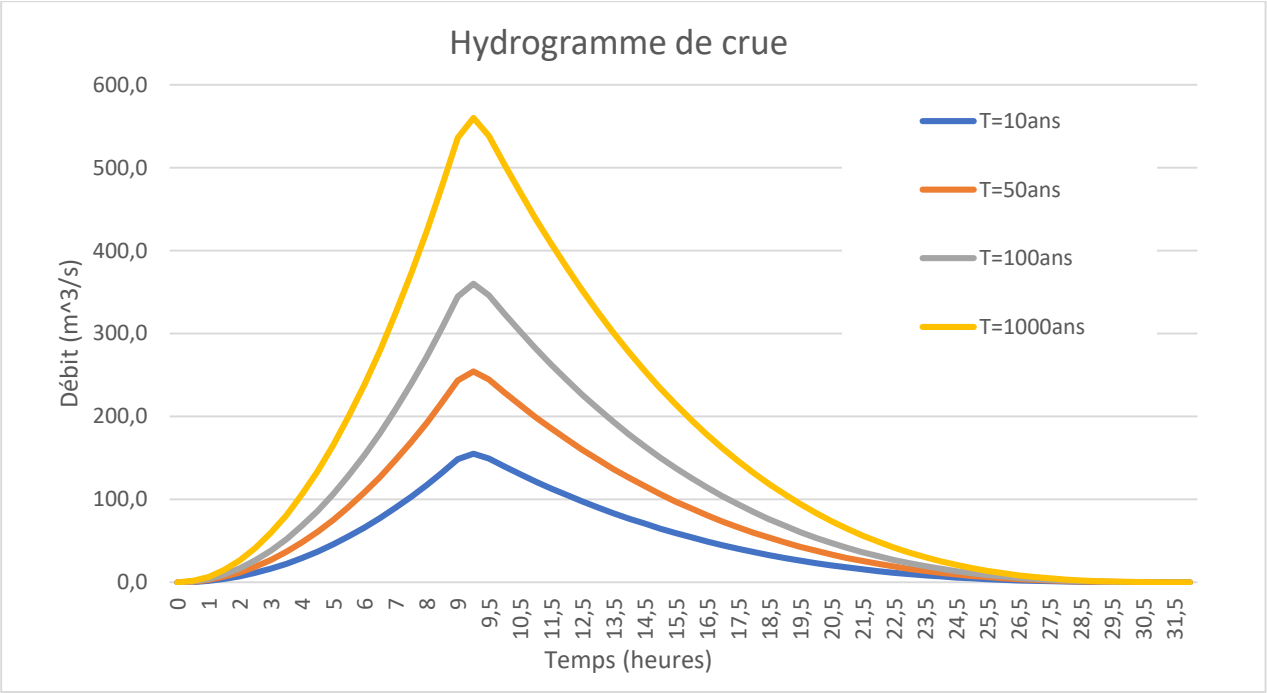


Figure III. 16 l'hydro-gramme de crue du bassin versant

III.6 Evaluation des apports liquides :

Dans cette étude on va évaluer le volume utile optimal de la retenue. Tout d'abord en estime l'apport moyen annuel pour pouvoir déterminer par la suite les apports fréquentiels et la répartition mensuelle des apports. Vu le grand nombre des bassins versants non jaugés en Algérie, on utilise souvent des modèles empiriques établie dans le cas des petits bassins versant, i.e. il s'agit donc d'une analyse purement statistique appliquées pour évaluer les apports (liquide et solides) annuels et interannuels du bassin versant.

III.6.1 Apport liquide

a- Formule de SAMIE

$$A_0 = L_e \times S \text{ ……..(III.32)}$$

$$L_e = P_{moy}^2(293 - 2.2\sqrt{S}) \text{ ……..(III.33)}$$

Avec :

A_0 : Apport moyen annuel.

L_e : Lame d'eau écoulée en (mm).

S : Surface du bassin versant en (km2). ⇒ $S = 265.45 km^2$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en (m). ⇒ $P_{moy} = 522.9\ mm = 0{,}5229\ m$

b. Formule de l'ANRH

$$A_0 = 0.915 \times P_{moy}^{2.684} \times S^{0.842} \text{……..(III.34)}$$

Avec :

$Pmoy$: Pluie moyenne annuelle en m ; $Pmoy$ = 0.522

S : Superficie du bassin versant en Km² ; S = 265.45 km^2

c. Formule de MEDINGUER

$$A_0 = L_e \times S \text{……..(III.35)}$$

$$L_e = 1024\left(P_{moy} - 0.26\right)^2 \text{……..(III.36)}$$

Les résultats de calcul de l'apport moyen annuel sont résumés dans le tableau

Tableau III. 32 Estimation de l'apport moyen annuel par les formules empiriques.

Forlules	Apport moyen annuel (Hm3)
Samie	18.60
A.N.R.H	17.64
Medinguer	18.78
Moyenne	18,36

Conclusion :

L'apport moyen annuel retenu est de : A_0 = 18.36 Hm³

❖ **Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen :**

Il s'agit de la transformation de la répartition mensuelle de la pluie moyenne en l'apport liquide moyen annuel ; en multipliant la pluviométrique en % de chaque mois par l'apport annuel obtenu ($A0$ = 18.36 Hm³). Le tableau ci-dessous résume les apports mensuels.

Tableau III. 33 Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel (1976/2006).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Auot	Total
P(mm)	37.5	50.39	45.24	62.17	70.84	73.01	49.3	48.5	47	17.9	10.3	**10.7**	522.9
P(%)	7,17	9,63	8,65	11,88	13,54	13,96	7,42	9,27	8,98	3,41	1,97	**2,05**	100
Apport Hm³	1,32	1,77	1,59	2,18	2,49	2,56	1,36	1,70	1,65	0,63	0,36	0,38	18,36

Source : DRE TISSEMSILT.

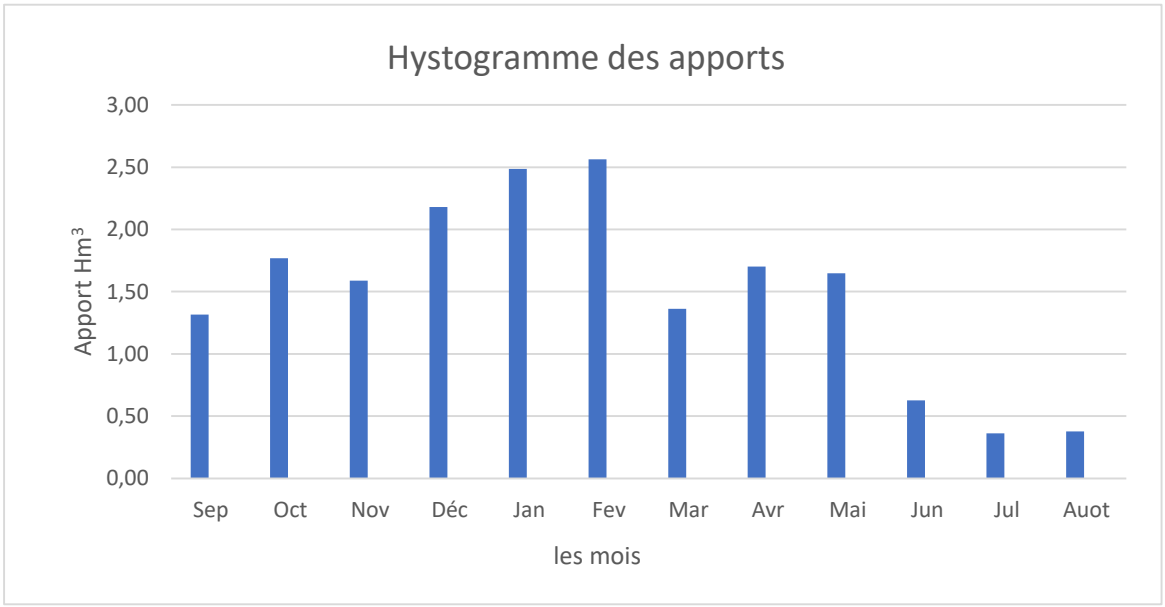


Figure III. 17 Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel (1976/2006).

❖ **Caractéristiques de l'écoulement**

a) <u>Module de l'écoulement</u>

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \text{ ……..(III.37)}$$

Avec :

M_e : Module de l'écoulement (l/s).

A_0 : Apport moyen annuel (l).

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

AN :

$$M_e = \frac{A_0}{T} = \frac{18.63\times10^9}{31536000} \Rightarrow \quad M_e = 591.75 l/s$$

b) <u>Module de l'écoulement relatif</u>

Il est donné par :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \text{……..(III.38)}$$

Avec :

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

M_e : Module de l'écoulement (l/s).

S : Superficie du bassin (Km2).

AN : $M_0 = \frac{M_e}{S} = \frac{591.75}{265.45} \Rightarrow \quad M_0 = 2.23\ l/s/km^2$

c) <u>Lame d'eau écoulée</u>

Elle est donnée par :

$$L_e = \frac{A_0}{S} \text{……..(III.39)}$$

AN :

$$L_e = \frac{A_0}{S} = \frac{18.63*10\text{^}3}{265.45} \Rightarrow \quad L_e = 70{,}18mm$$

d) <u>Coefficient de l'écoulement</u>

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \text{……..(III.40)}$$

Avec :

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

L_e : Lame d'eau écoulée en (mm).

AN :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} = \frac{370.18}{522.9} \Rightarrow \quad C_e = 0.134$$

e) Coefficient de variation

Pour le calcul du coefficient de variation CV, on doit utiliser les formules empiriques suivantes :

- **Formule de Sokolovsky**

$$C_v = 0.78 - 0.29 \times \log_{10}(M_0) - 0.063 \times \log_{10}(S+1) \text{……..(III.41)}$$

Avec :

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

S : Superficie du bassin versant (km2)

AN :

$$C_v = 0.78 - 0.29 \times \log_{10}(2.23) - 0.063 \times \log_{10}(265.45+1) \Rightarrow C_v = 0.72$$

- **Formule de L'Antonov**

$$C_v = \frac{0.7}{(S+1000)^{0.097}} \text{……..(III.42)}$$

Avec :

S: Superficie du bassin versant (km^2)

AN :

$$C_v = \frac{0.7}{(265.45+1000)^{0.097}} \quad \Rightarrow \quad C_v = 0.35$$

- **Formule de Kristekly Menkel**

$$C_v = \frac{0.83}{S^{0.06} \times {M_0}^{0.27}} \text{……..(III.43)}$$

Avec :

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

S : Superficie du bassin versant (km2)

AN :

$$C_v = \frac{0.83}{265.45^{0.06} \times 2.23^{0.27}} \quad \Rightarrow \quad C_v = 0.48$$

- **Formule Algérienne de Padoun**

$$C_v = \frac{0.93 \times K}{{M_0}^{0.23}} \text{……..(III.44)}$$

Avec :

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

K : coefficient de réduction, il est compris entre (0.25-1.00). On prend K=0.66

AN : $$C_v = \frac{0.93 \times 0.66}{2.23^{0.23}} \quad \Rightarrow \quad C_v = 0.51$$

Tableau III. 34 Récapitulatif des caractéristiques de l'écoulement.

Désignation		Symbole	Unité	Valeur
Module de l'écoulement		M_e	l/s	591.75
Module de l'écoulement relatif		M_0	$l/s/km^2$	2.23
Lame d'eau écoulée		L_e	mm	70.18
Coefficient de l'écoulement		C_e	/	0.134
Coefficient de variation	Sokolovsky	C_v	/	0.72
	Antonov			0.35
	Kristekly Menkel			0.48
	Padoum			0.51
	Moyenne des coefficients de variations			**0.515**

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 :

$$C_v = 0.51$$

❖ **L'estimation fréquentielle des apports**

L'apport liquide fréquentiel Il est estimé à une probabilité de P=80% (remplissage garanti 4 années sur 5). Il dépond en premier lieu de l'apport moyen annuel A_0 et le coefficient de variation Cv.

Estimation à partir de la loi de Pearson :

L'apport moyen fréquentiel est calculé par l'expression suivante

$$A_{80\%} = (F_{80\%} + C_v : +1)A_o \text{ ……..(III.45)}$$

$A_{\%}$: Apport de fréquence (f =0.8Hm^3)

A_o : Apport moyen annuel (Hm^3). ⇒ $A_o = 18.63\ H\text{m}^3$

$F_{80\%}$: Fonction de Rybkine-Foster pour une fréquence de 80% tirée de la table pour $Cs = 2Cv$ et ($F_{80\%} = -0.84$)

C_v : Coefficient de variation des apports. ⇒ $C_v = 0.51$

Estimation à partir de la distribution log normale (Body) :

L'apport moyen fréquentiel est estimé par la relation de Body qui est donnée par la formule suivante :

$$A_{80\%} = \frac{A_o}{\sqrt{C_v^2+1}} e^{\mu\sqrt{\ln(C_v^2+1)}} \text{.....(III.46)}$$

Avec :

$A_{80\%}$: Apport de fréquence donnée (F = 0.80) en Hm³.

μ: Variable réduite de Gauss, tirée de la table de la loi normale réduite. (μ =- 0.84)

A_o : Apport moyen annuel (Hm³). ⇒ $A_o = 18.63 Hm^3$

C_v : Coefficient de variation. ⇒ $C_v = 0.51$

Le résultat de calcul de l'apport moyen fréquentiel est récapitulé dans le tableau :

Tableau III. 35 Récapitulation de l'apport fréquentiel.

Méthodes	Apport fréquentiel (F=80%) Hm³
Loi de Pearson	10,57
Formule de Body	11.01
Moyenne	10.79

Conclusion :

La valeur de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% est la moyenne des deux lois : $A_{80\%}$ = 10.79 Hm^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 pluies moyennes ; on a A80% = 10.79 Hm^3

Tableau III. 36 Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel de fréquence 80%.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	Total
P(mm)	37.5	50.39	45.24	62.17	70.84	73.01	49.3	48.5	47	17.9	10.3	10.7	522.9
P (%)	7,17	9,63	8,65	11,9	13,54	14	7,42	9,27	8,98	3,41	1,97	2,05	100
Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Jun	Jul	Auot	Total
Apports 80% (Hm³)	0,774	1,039	0,933	1,28	1,461	1,51	0,801	1.00	0,97	0,37	0,213	0,22	10,79

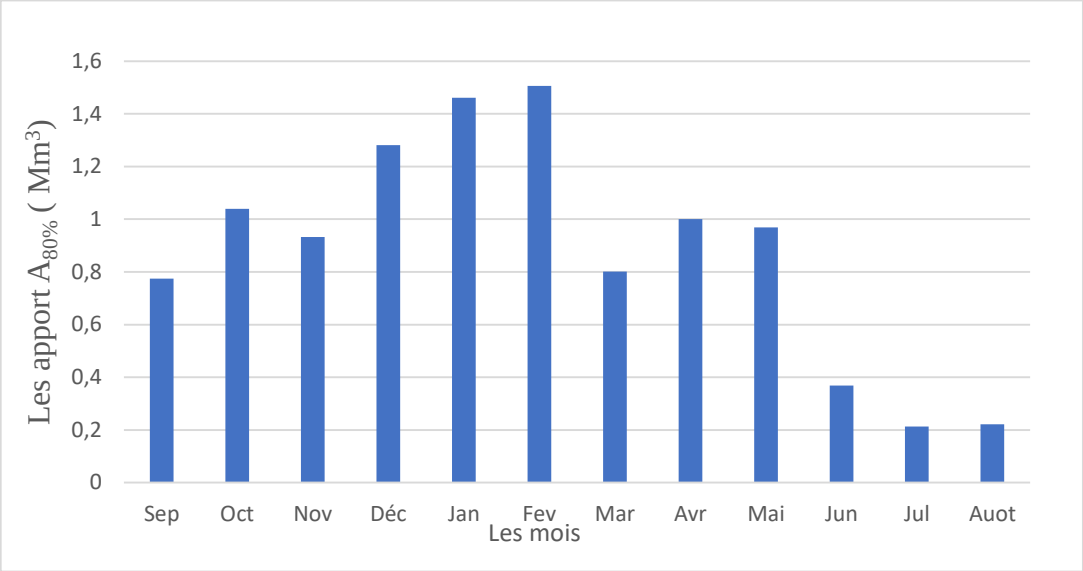


Figure III. 18 Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen de fréquence 80%.

III.5.2 Apports solides et estimation du volume mort

Afin de limiter les risques associés au comblement des retenues et d'assurer leur longévité, il est nécessaire de mettre en place des mesures de gestion des transports solides dans la retenue, l'estimation du taux de sédimentation est primordiale car il conditionne le volume de la tranche morte et le calage des ouvrages de prise et de vidange de fond.

Dans cette partie, on a évalué les apports solides et le transport solide dans le bassin versant de l'oued Issa à travers des modèles empiriques le plus souvent utilisés dans la région.

- **Estimation du transport solide :**

- **Formule de Fournier :**

Le transport solide est calculé par la formule suivante :

$$Es = \frac{1}{36} \times \left(\frac{P^2}{Pa}\right)^{2.65} \times \left(\frac{h^2}{S}\right)^{0.46} \text{ ……..(III.47)}$$

Avec :

Es : Taux d'abrasion $t/Km^2/an$;

Pa : Pluie moyenne annuelle en mm ; (Pa = 522.9 mm)

P : Pluie moyenne mensuelle du mois le plus pluvieux ; (P = 73.01 mm)

h : Altitude à 45 % en m ; h = ($Hmax - Hmin$)45% =(1779-785)*45%=447.3m

S : Surface du bassin versant en Km².

Es =275 $t/Km^2/an$

❖ **Formule de Tixeront :**

Dépond en premier lieu de la détermination d'un coefficient d'érodibilité des sols et des paramètres de la production du débit solide cette formule tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité. Elle est utilisée pour les bassins versant Algériens et Tunisiens et donnée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{T_s = \alpha . L_e^{0.15}} \text{……..(III.48)}$$

Avec :

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

L_e : La lame écoulée en (mm).

Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, α = 340 (pour les bassins de moyenne à faible perméabilité). Voir tableau III.33.AN :

$$T_s = 350.70.18^{0.15} \quad \Rightarrow \quad T_s = 662.216\ t/km^2/an$$

Tableau III. 37 Valeur de α en fonction de la perméabilité.

Variation de perméabilité	α
Elevée	8.5
Moyenne	75
Moyenne à faible	350
Faible	1800
Imperméable	3200

- **Formule de Gravillovic :**

Cette formule dépend de plusieurs paramètres et elle est très recommandée en Algérie.

$$T_s = 3.141664 \times Pa \times [(\frac{Ta}{10})^{0.5} + 0.1] \times Z^{3/2} \times \frac{P\ 0.5 \times Hmoy}{(L+10) \times 0.2} \text{……..(III.49)}$$

Ts : Taux de transport solide en $t/Km^2/an$;

Pa : Pluie moyenne annuelle en mm, (Pa = 522.9 mm)

Ta : Température moyenne du Bassin versant, Ta = 11.43°C ;

Z : d'érodibilité (elle varie entre 1.5 pour une érosion élevée, et 0.2 pour une faible érosion), dans notre cas Z = 0.50.

P : Périmètre du bassin versant en Km, (P = 84.45 km).

L : longueur du thalweg principale en km, (L = 25.66 km).

Hmoy : Altitude moyenne du bassin versant en m, ($Hmoy$ = 1009.31 m).

AN :

$$Ts = 883.308\ t/Km^2/an$$

Tableau III. 38 Récapitulation de l'apport solide.

Formules	L'apport solide ($t/km^2/an$)
Fournier	275
Tixeront	662.216
Gravillovic	883.308
Moyenne	606.78

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque que les le résultat obtenu par la formule de Tixeront est proche de la moyenne des trois résultats, en conclue que l'apport solide est de :

$$T_s = 662.216\ t/Km^2/a$$

❖ **Estimation du débit solide :**

Le débit solide est donné dans le tableau II.35 et calculé par la formule suivante :

$$Qs = Ts \times S \text{……..(III.50)}$$

Qs : débit solide en t/an.

Ts : transport solide en $t/Km^2/an$.

S : Surface du bassin versant en Km² ; $S = 265.45 km^2$

AN :

$$Qs = 662.216*265.45 = 175785{,}24\ t/an$$

En conclue que le débit solide est de :

$$Qs = 175785.24\ t/an$$

Calcul du volume mort :

C'est volume qui occupe le fond de la retenue, causé par le phénomène de transport solide et l'érosion d'où l'envasement des barrages à long terme. C'est à ce niveau (NVM) qu'on place l'évacuateur de fond pour évacuer les dépôts de vase.

Le volume mort dépend de la durée de vie de l'ouvrage. Dans le cas d'une retenue collinaire, il ne dépasse pas les 15ans.

Le volume mort est calculé par les formules empiriques :

Méthode liée à l'érosion spécifique :

Le volume mort est donné par la formule suivante :

$$V_m = \frac{S*T*m*Es}{\tau} \text{……..(III.51)}$$

Avec :

Es : Erosion spécifique en $t/Km^2/an$, ($Ts = 662.216\ t/Km^2/an$)

T : Temps de fonctionnement de la retenue en an, ($T = 15\ ans$)

τ : Poids spécifique des sédiments (τ = 1,7 $t/m3$)

S : Surface du bassin versant, (S = 265.45 Km^2)

m: pourcentage d'alluvions restant dans la cuvette, m = 1.

AN :

$$V_m = 1551046{,}21\ m^3$$

Formule de TIXERONT :

Le volume mort est estimé par :

$$Vm = (1.05 \div 1.10) \times \frac{Qs \times T}{\tau} \quad \text{……..(III.52)}$$

Avec :

Qs : Le débit solide en t/an, (Qs =175785.24 t/an)

T : Temps de fonctionnement de la retenue en an, (T = 15 ans)

τ : Poids spécifique des sédiments (τ = 1,7 $t/m3$)

AN :

$$V_m = 1644109{,}01\ m^3$$

Le résultat de calcul du volume mort est récapitulé dans le tableau III.35 :

Tableau III. 39 Récapitulation de calcul du volume mort.

Formules	Volume mort m^3
Méthode liée à l'érosion spécifique	1551046,21
Formule de TIXERONT	1644109,01

Conclusion :

D'après les résultats trouvés, on opte pour une valeur du volume mort égale à **1644109,01m^3** pour un délai de service de la retenue de 15ans.

III.7 Etude de la régularisation de la retenue :

L'étude de la régularisation permet d'arrêter les dimensions optimales des ouvrages et de gérer rationnellement la capacité de la retenue. Le but est donc de satisfaire les besoins d'irrigation avec le moindre risque de défaillance possible.

Les données de base nécessaires à la régularisation sont de trois sortes :

1. La courbe hauteur-capacité de la retenue, provenant du dépouillement des levés topographiques de la cuvette.
2. Les résultats des études hydrologiques, notamment les répartitions mensuelles des apports (A80% Hm^3), de l'évaporation et d'autres pertes s'il y a lieu.
3. Les besoins en eau des utilisateurs potentiels, exprimés à l'échelle mensuelle ($U_{80\%}$ Hm^3).

III.7.1 Courbes caractéristiques de la retenue :

Les caractéristiques (hauteur-surface-volume) de la retenue sont déterminer à partir du traitement des levés topographiques, l'étude hydrologique du site ainsi que les besoins en eaux pour l'irrigation qui permis de déterminer les paramètres nécessaires pour le calcul de la régularisation

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

$$\Delta V = \frac{(Si + Si+1)}{2}(H_{i+1} - H_i) \text{ ……..(III.53)}$$

Avec :

H_i et H_{i+1} : sont les cotes des courbes de niveau consécutives.

S_i et S_{i+1} : les superficies correspondantes.

S : Surface et volume en fonction de l'altitude.

Les caractéristiques topographiques et volumétriques de la retenue sont données dans le tableau suivant :

Tableau III. 40 Caractéristiques topographiques et volumétriques de la retenue.

Cote (m)	**ΔH (m)**	**Surface (m^2)**	**Smoy (m^2)**	**ΔV (m^3)**	**$\Delta V_{cumulé}$ (m^3)**
788	0	0	0	0,00	0,00
790	2	50193,438	25096,719	50193,44	351354,07
792	2	174159,188	112176,313	224352,63	2059095,48
794	2	360579,725	267369,457	534738,91	6072732,31
796	2	604290,592	482435,159	964870,32	10946873,84
798	2	901951,953	753121,273	1506242,55	19768902,90
800	2	1251125,127	1076538,540	2153077,08	29274557,00
802	2	1649906,173	1450515,650	2901031,30	40432867,03
804	2	2096743,357	1873324,765	3746649,53	53181446,64
806	2	2590333,363	2343538,360	4687076,72	67469810,00
808	2	3129556,856	2859945,110	5719890,22	83255735,52
810	2	3713435,827	3421496,342	6842992,68	100503063,22

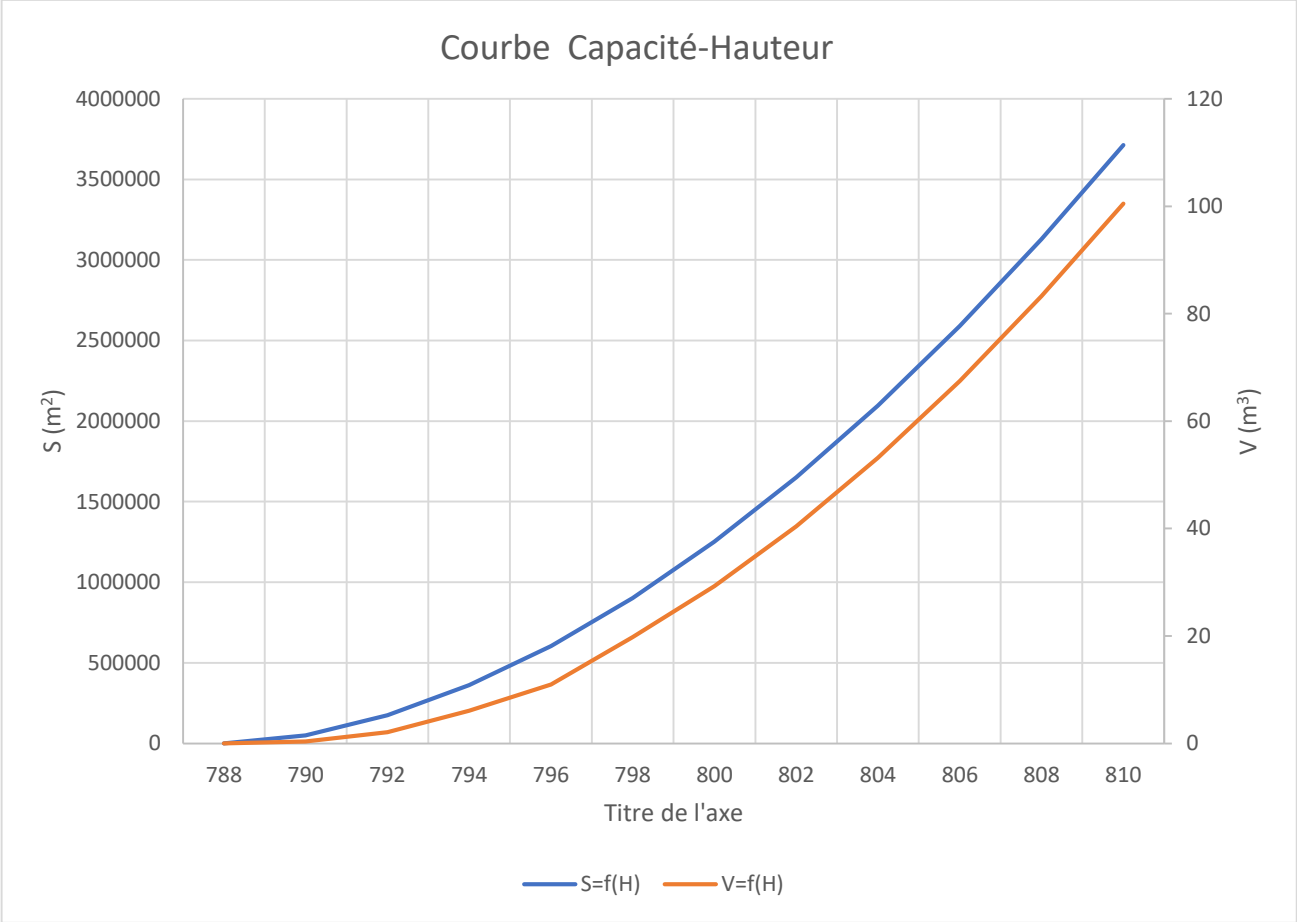


Figure III. 19 Courbe surface-hauteur.

III.7.2 Répartition mensuelle des besoins en eau :

Il s'agit des besoins en irrigation et en alimentation en eau potable, dépendent du climat, de la pédologie, des cultures, des assolements, du système d'irrigation, de la population et des équipements. La demande en eau est estimée mensuellement.

Le volume d'eau mobilisé de la retenue collinaire d'Oued Issa est destiné pour l'irrigation d'environ 250 ha. La quantité d'eau piégé doit couvrir les besoins d'irrigation ains que la quantité d'eau perdues par l'évaporation

La répartition mensuelle de la consommation des eaux d'irrigation est donnée par :

Tableau III. 41 Répartition mensuel des consommations.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
Besoins m^3	902150	320325	0	0	0	74000	751575	430800	1270025	3162000	3471250	2575250

III.7.3 Calcul du volume normal :

C'est la quantité d'eau réellement exploitable dans la retenue, à ce niveau correspond le niveau normal de la retenue (NNR). Le volume normal de la retenue est égal à la somme de volume utile, de volume mort et les pertes (infiltration + évaporation).

On peut définir le volume normal de la retenue par la relation suivante :

$$V_{NNR} = Vm + Vu + pertes. \text{ ……..(III.54)}$$

Afin de déterminer le du 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".

La méthode du bilan d'eau :

Cette méthode est basée sur l'assemblement des hydro-grammes de l'écoulement et de consommation sur un même graphique. Les deux types de régularisation utilisés pour calculer le volume de la réserve utile sont :

- **La régularisation saisonnière** : Le cas lorsque les apports sont supérieurs à la demande. Cette méthode est constituée de deux phases :

1. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.
2. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.

- **La régularisation interannuelle** : Le cas lorsque les apports sont inférieurs à la consommation, dont les eaux des saisons humides sont stockées pour être distribuer lors des saisons sèches

Les étapes de calcule :

1. Détermination de la période de bonne hydraulicité.
2. Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
3. Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "Vd".
4. Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile Vu.
5. Détermination du volume à évacuer « S ».

Remarque :

La détermination du type de fonctionnement se devise en deux consignes d'exploitation qui sont :

a. Première consigne d'exploitation :

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

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

b. Deuxième consigne d'exploitation :

Cette consigne consiste à faire des évacuations à vide par l'évacuateur de fond.

Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

Détermination du volume utile de la retenue

Tableau III. 42 Détermination du volume utile de la retenue.

Mois	A80% (Hm^3)	U80% (Hm^3)	A-U (Hm^3)	V (Hm^3)
S	1,32	0,9	0,42	12.874
O	1,77	0,32	1,45	
N	1,59	0	1,59	
D	2,18	0	2,18	
J	2,49	0	2,49	
F	2,56	0,074	2,486	
M	1,36	0,751	0,609	
A	1,7	0,431	1,269	
M	1,65	1,27	0,380	
J	0,63	3,162	-2,532	-7.842
J	0,36	3,47	-3,110	
A	0,38	2,58	-2,20	
Somme	17,99	12,96	5,032	//

Les résultats de la régularisation saisonnière sont donnés dans l'annexe B04

Du tableau on trouve :

Vs = 12.874Hm^3.

Vd=7.842Hm^3.

Donc : le barrage fonctionne à un seul temps.

Vs>Vd alors on prend Vu = Vd.

Vu=Vd= 7.842 Hm^3.

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = Vu + Vm.$$

AN :

$$V_{NNR}=Vm + Vu = 1.644109+ 7.849 =9.493109\ Hm^3.$$

$$V_{NNR}=9.49$$

Avec :

Vrf : volume de remplissage final ;

Vri : volume de remplissage initial ;

A : apport annuel de P = 80%. (A80%)

U : consommation de P = 80% (besoins en eau d'irrigation). (U80%)

$$Vrf = Vri + (A - U) \text{ ……..(III.55)}$$

Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

Pertes par évaporation :

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

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}).

V_{moy} : le volume moyen.

$$V_{moy} = \frac{V_{rf,i} - V_{rf,i+1}}{2} \text{ ……..(III.57)}$$

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

Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

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

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.46).

Tableau III. 43 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, le sol est à faible a moyenne perméabilité : δ=1.

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau ci-après.

Tableau III. 44 Les volumes des pertes dans la retenue

Mois	**A80% (Hm³)**	**U80% (Hm³)**	**Les pertes (Hm³)**	**A-(U+P) Hm³**	**V Hm³**
S	1,32	0,9	0,06198432	0,358016	-10.28
O	1,77	0,32	0,13926909	1,310731	
N	1,59	0	0,12785953	1,46214	
D	2,18	0	0,1027773	2,077223	
J	2,49	0	0,12374895	2,366251	
F	2,56	0,074	0,16592079	2,320079	
M	1,36	0,751	0,27022939	0,338771	
A	1,65	1,27	0,33365108	0,046349	
M	0,63	3,162	0,38209098	-2,91409	-9.35
J	0,024	0,2	0,46198535	-0,63799	
J	0,36	3,47	0,32660922	-3,43661	
A	0,38	2,85	0,17774621	-2,64775	
Somme	16.314	12.272	2.66	//	//

Les résultats de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes sont donnés dans le l'annexe B05.

Du tableau suivant, il ressort :

Vs = 10.28Hm^3.

Vd=9.35Hm^3 .

Donc : le barrage fonctionne à un seul temps

Vs>Vd alors on prend V_u'= Vd

V_u'=Vd= 9.35Hm^3

Le volume de la retenue normale sera :

$$VNNR = V_u' + Vm$$

AN :

$$VNNR=Vm + V_u' = 1.644109+ 9.35 =10.99\ Hm^3.$$

$$V_{NNR}=10.99\ Hm^3$$

Avec :

Vrf : volume de remplissage final ;

Vri : volume de remplissage initial ;

A : apport annuel de *P* = 80%. (A80%)

U : consommation de *P* = 80% (besoins en eau d'irrigation). (U80%)

P : pertes totales (pertes évaporations + pertes infiltration).

$$Vrf = Vri + A\text{- }(U+P) \text{ ……..(III.59)}$$

Estimation de l'erreur :

Afin que le calcul soit correct il faut que l'erreur relative Er soit < à 5% tel que :

$$Er = \frac{V'u - Vu}{Vu} \text{……..(III.60)}$$

Avec :

Vu : volume utile sans tenir compte des pertes (7.842Hm^3).

$V'u$: volume utile en tenant compte des pertes (9.35Hm^3).

$$Er = \frac{9.35-7.842}{7.842} *100=19.50\%$$

$$\Rightarrow \quad Er > 5\%$$

Dans ce cas Er > 5% donc on opte pour des approximations successives du volume moyen jusqu'à stabilisation de ces pertes, pour calculer ses approximations le V_{ri} de la première approximation sera utilisé pour calculer le volume moyen afin d'estimer les pertes.

Calcul du volume utile pour la deuxième approximation :

Les résultats des calculs des pertes pour la deuxième approximation sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III. 45 Les volumes de pertes dans la retenue pour la deuxième approximation

Mois	V_{moy} (m^3)	S_{moy} (m^2)	E_s (mm)	V_{ep} (m^3)	V_{inf} (m^3)	Pertes totales (m^3)	Pertes totales (Hm^3)
S	1001050	348784,981	145	50573,82	10010,5	60584,32	0,06058432
O	2657600	698807,413	154	107616,3	26576	134192,3	0,13419234
N	4044200	942187,644	86	81028,14	40442	121470,1	0,12147014
D	5814300	1219980,72	32	39039,38	58143	97182,38	0,09718238
J	8036300	153608,14	24	3686,595	80363	84049,6	0,0840496
F	10104650	1807949,66	30	54238,49	101046,5	155285	0,15528499
M	10990000	1919322,16	83	159303,7	109900	269203,7	0,26920374
A	10990000	1919322,16	124	237995,9	109900	347895,9	0,34789595
M	9533000	1734544,15	152	263650,7	95330	358980,7	0,35898071
J	7757500	1498888,61	238	356735,5	77575	434310,5	0,43431049
J	5724000	1206465	236	284725,7	57240	341965,7	0,34196574
A	2820100	728957,816	211	153810,1	28201	182011,1	0,1820111

Tableau III. 46 Détermination du volume utile de la retenue.

Mois	A80% (Hm^3)	U80% (Hm3)	Pertes Totale (Hm^3)	A+(U-P) (Hm^3)	V (Hm^3)
S	1,32	0,9	0,0605	0,3595	10.33
O	1,77	0,32	0,134	1,316	
N	1,59	0	0,121	1,469	
D	2,18	0	0,098	2,082	
J	2,49	0	0,08	2,41	
F	2,56	0,074	0,156	2,33	
M	1,36	0,751	0,269	0,34	
A	1,65	1,27	0,348	0,032	
M	0,63	3,162	0,359	-2,891	-9.335
J	0,024	0,2	0,434	-0,61	
J	0,36	3,47	0,342	-3,452	
A	0,38	2,58	0,182	-2,382	

$V''s$ =10.33 Hm^3 d'où : $V''s > V''d$ ➔ $V''u = V''_d$

$V''d$ = 9.33 Hm^3

$V''u$ = 9.335 m^3

Le niveau normal de la retenue NNR est : $V_{NNR} = Vm + Vu$

$$Vm = 1.644109 \text{Hm}^3.$$

$$V_{NNR} = 1.644109+9.335= 10.97 \text{Hm}^3$$

V_{NNR} =10.97 Hm^3 ➔ NNR = 796

L'erreur relative est donnée par :

$$Er = \frac{Vu\prime - Vu'}{Vu''} * 100 = 0.16\%$$

La condition est vérifiée.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes pour la deuxième approximation sont donnés dans le Tableau (III.50).

Les résultats des volumes sont récapitulés dans le tableau suivant.

Tableau III. 47 Récapitulatif des résultats de calcul.

Désignation	Résultats
Volume mort V_m	1.644109 (Hm^3)
Volume utile V_u	7.84(Hm^3)
Volume totale V_{NNR}	10.97(Hm^3)
Cote Vu	794(m)
Cote de NNR	796(m)

III.8 Choix de la crue du projet :

Un mauvais choix de la méthode d'estimation implique un surdimensionnement ou sous dimensionnement de l'ouvrage. La sous-estimation du débit de crue est le premier facteur de rupture. Rien ne permet d'affirmer que nos barrages sont à l'abri d'une crue deux fois supérieure à celle pour laquelle ils ont été conçus i.e. La crue de projet qui est a sot rôle la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée. Le choix de la crue de projet dépend essentiellement de :

- ✓ L'importance de l'ouvrage à réaliser.
- ✓ Des conséquences qui peuvent se produire à l'aval.
- ✓ Des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Afin de déterminer la crue projet, nous nous appuyons sur Les méthodes les plus utilisées du Comité international des Grands Barrages.

Tableau III. 48 Crues de projet recommandées.

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

Dans notre cas, le risque d'avoir des pertes en vies humaines et des dommages est faible dans le cas d'une rupture de la retenue, donc la crue de projet est de fréquence de 1% pour une période de retour de 100 ans. D'où on opte pour la crue de projet donné par la méthode de GRADEX : $Q_{1\%}$ = 360 m^3/s.

III.9 Etude de laminage de la crue :

L'étude de laminage de crue va nous permettre de déterminer un dimensionnement optimum de l'évacuateur de crue. En effet, la réduction des dimensions de l'évacuateur de crue va optimiser le coût du barrage sans affecter la sécurité globale de l'aménagement Il a pour effet de diminuer le débit de pointe (le débit maximal) en répartissant le volume de la crue dans le temps. Ceci est possible grâce au stockage temporaire d'une partie du volume de la crue dans la retenue.

- **Principe de laminage des crues :**

Le débit qui passe dans l'évacuateur de crue noté Qe est inférieur à celui de la pointe de la crue à l'entrée de la retenue Qc. L'effet de laminage de crue dépend de la forme de l'hydrogramme d'entré et de sorti de la crue et de la forme de la partie supérieure de la retenu. Le Laminage de crue revient à déterminer Qe max à partir de Qc max à chaque pas de temps on a l'égalité suivante :

$$Volume\ stock\acute{e} = Volume\ entrant - Volume\ sortant$$

L'étude de laminage de crue repose sur le principe de l'équation de continuité pour résoudre le bilan massique des flux entrants et sortants et du volume de stockage. L'équation de continuité est donnée par :

$$\frac{ds}{dt} = I(t) - O(t) \quad \text{……..(III.61)}$$

Avec :

I : débit entrant QE (Inflow).

O : débit sortant Qs (Outflow).

S : stockage dans le réservoir.

Comme S varie avec le temps, on suppose que ces variations se font dans un temps très court t et $t + \Delta t$ pendant lequel l'équation (II.85) s'écrit comme suit :

$$\frac{S2-S1}{\Delta t} = \frac{I1+I2}{2} - \frac{O1+O2}{2} \text{.....(III.62)}$$

Où les indices 1 et 2 font référence aux valeurs des variables aux instants t et $t + \Delta t$ respectivement.

En utilisant l'équation (II.62) :

$$\frac{S2-S1}{\Delta t} = \frac{I1+I2}{2} - \frac{O1+O2}{2}$$

$$\rightarrow S1-S2=\left(\frac{I1+I2}{2} - \frac{O1+O2}{2}\right) \Delta t \text{.....(III.63)}$$

La résolution de cette équation consiste à déterminer $O1$ et $O2$, tel que $I1$et $I2$ sont connus. Donc l'équation (II.63) sera simplifiée comme suit :

$2(S2 - S1) = (I1 + I2 - O1 - O2)\,\Delta t$

Après une simple séparation des paramètres inconnu qui ont donnée à gauche et les paramètres connues donnée a la droite de l'équation suivante, on obtient :

$$2\frac{S2}{\Delta t} + O2 = I1 + I2 + 2\frac{S1}{\Delta t} + O1 - 2O1 \text{.....(III.64)}$$

Il existe plusieurs procédés permettant le calcul du laminage des crues. Parmi ces méthodes Nous allons utiliser la méthode de Muskingum.

III.9.1 Laminage de crue par la méthode de Muskingum :

❖ **Le procédé de calcul de laminage**

1- La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique :

$$f(O) = 2S\,\Delta t + O :$$

✓ On fixe la valeur de la largeur b

✓ On fait varier la valeur de H entre l'intervalle suivant [$Hmin, Hmax$], tel que :

Hmin correspond à t0 : débit de sorti initial.

Hmax : correspond au débit maximal.

✓ Déterminer la surface (A) pour chaque valeur de (H) d'après la courbe « surface-hauteur ».

✓ Calcul du volume stocké (S), donné par la formule suivante : $S = A \times H$

✓ Calcul du débit sortant (O), donné par la formule suivante :

$$Qs = m \times b \times \sqrt{(2g)} \times H^{3/2}$$

✓ Calcul de l'équation : $2\frac{S}{\Delta t} + O$

2- La deuxième étape consiste à tracer l'hydro-gramme de sortie :

- ✓ On calcul la somme $I1 + I2$ tel que :

  $I1$: correspond au débit entrant à l'instant t1

  $I2$: correspond au débit entrant à l'instant t2

- ✓ On calcul $2\frac{S_2}{\Delta t} + O_2$ d'après l'équation suivante :

$$I_1 + I_2 + 2\frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_2$$

- ✓ On détermine débit sortant (O) par la courbe caractéristique :

$$\text{f(O)} = 2\frac{S}{\Delta t} + O$$

Les résultats de calcul pour le laminage de la crue de projet par la méthode de Muskingum sont :

A l'instant t0 : débit sorti est $Qs = 0\ m^3/s \Rightarrow H_{min} = 0m$

La valeur maximale du débit entré est $Qe = 360\ m^3/s \Rightarrow H_{max} = \left(\frac{360}{0.49*\sqrt{(2*9.81)}*b}\right)^{3/2}$

La courbe capacité –hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire :

$$H(m) = 0.0245837*V^{0.396546}+788$$

La courbe surface –hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire :

$$H(m) = 0.0048089*S^{0.557154}+788$$

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le tableau

Tableau III. 49 Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour b=50m.

H(m)	Côte (m)	A (m²)	S (m³)	O (m³/s)	2S/Δt+O
2,2	799,22	1108951,05	2461871	179,48	7018,01
1	798	901951,953	901952	54,26	2559,68
1,8	798,8	1035555,93	1864001	131,04	5308,82
1,6	798,6	1001390,07	1602224	109,82	4560,44
1,4	798,4	967732,78	1354826	89,88	3853,29
1,2	798,2	934586,063	1121503	71,33	3186,61
0,8	797,8	869832,537	695866	38,83	1971,79
0,6	797,6	838229,953	502938	25,22	1422,27
0,4	797,4	807146,393	322858,6	13,73	910,56
0,2	797,2	776584,103	155316,8	4,85	436,29
0	797	746545,388	0	0,00	0,00

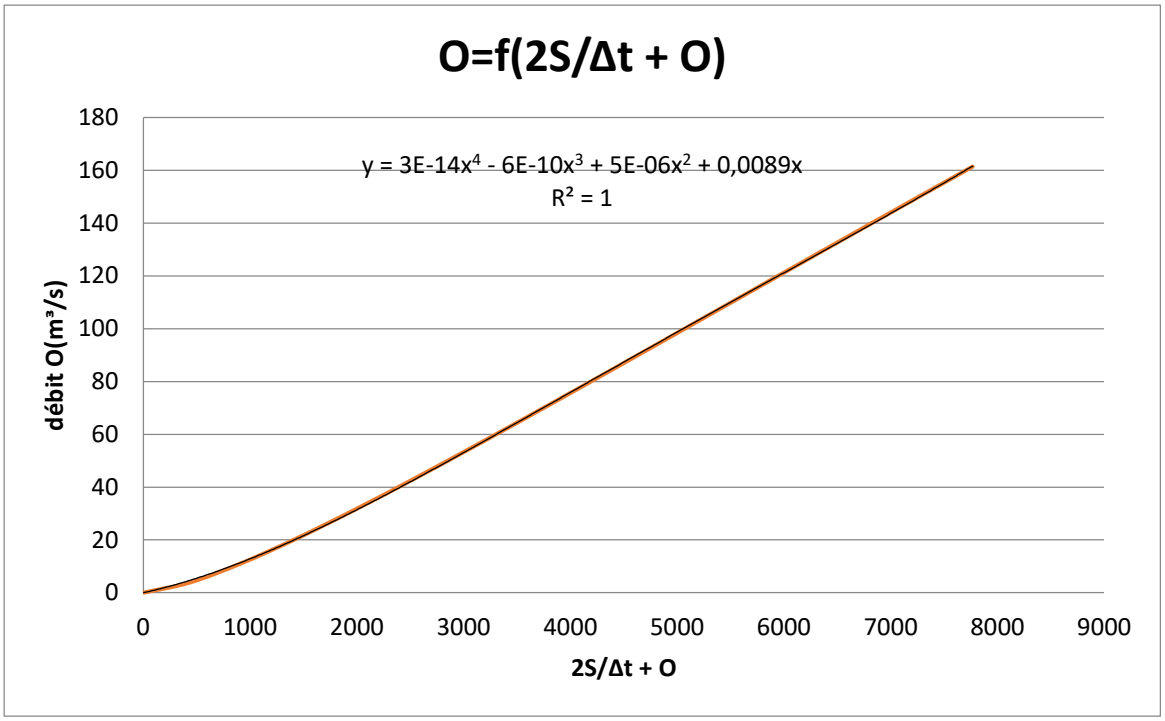


Figure III. 20 Courbe caractéristique du barrage pour b=45 m.

Le calcul de l'hydro-gramme laminé pour les déférentes largeurs b est donné dans l'annexe B06.

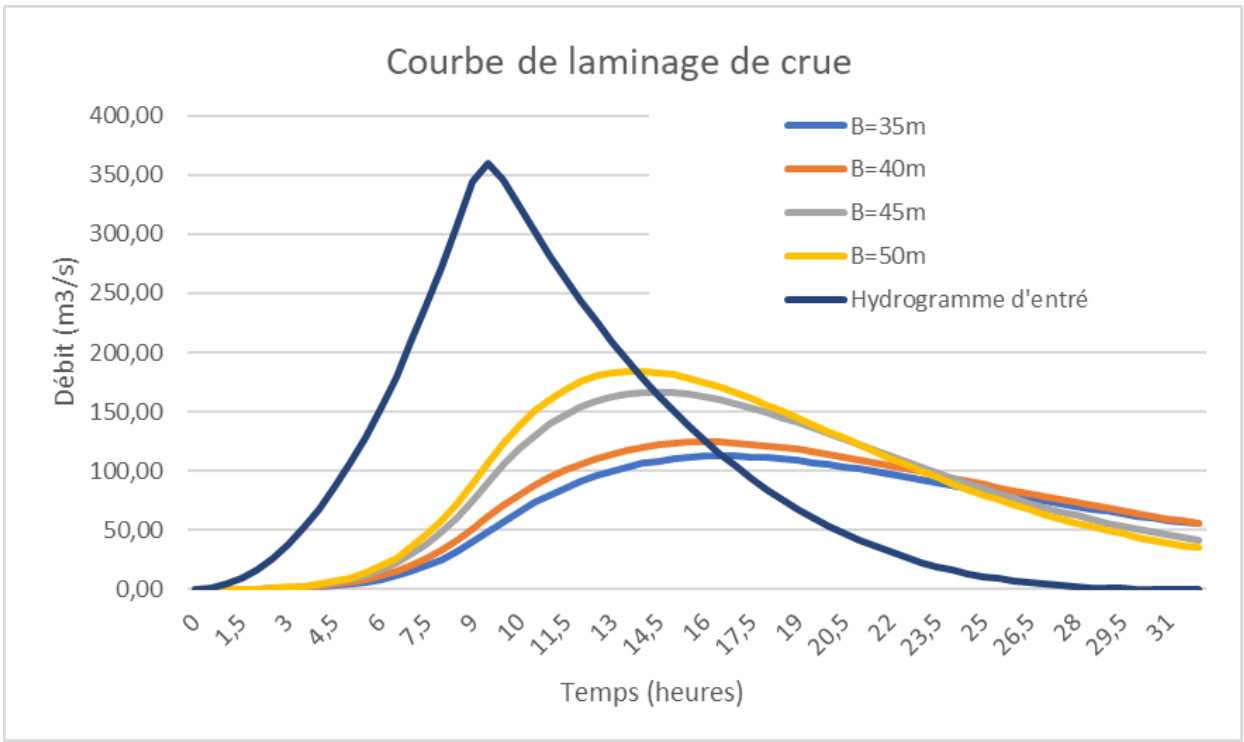


Figure III. 21 Hydro-gramme de débit entrant et des débits sortants.

Tableau III. 50 Récapitulatif des résultats obtenus par la méthode de Muskingum.

Largeur b (m)	Hauteur H_d (m)	$Q_{laminé}$ (m^3/s)
35	2.8	112,45
40	2.6	124,48
45	2.4	166,61
50	2,2	184.44

III.10 Etude d'optimisation :

C'est une étude technico-économique qui consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour ces différentes valeurs afin d'évaluer la largeur et la hauteur optimale.

III.10.1 Calcul du coût de la digue :

❖ **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 déversâtes, en utilisant les formules Suivantes :

$V_b = \sum V_i$ Avec : $V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times L$ ……..(III.66)

Avec :

Vi : le volume de barrage à la cote i.

Li : distance entre deux coupes voisines.

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

$$S_i = \frac{b + B_i}{2} \times H_i \text{……..(III.67)}$$

Avec :

Bi : largeur de base, donnée par : $B_i = (m_1+m_2)H_i + b$

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 :

$$H_i = C_{NNR} - C_f + R + H_d + t \text{……..(III.68)}$$

❖ **Calcul de la revanche**

C'est la hauteur entre le niveau forcé et le niveau de la hauteur de la digue (crête)

a. Formule de Stevenson Gaillard

$$R = 0.75 \times H + \frac{v^2}{2g} \text{……..(III.69)}$$

$$H = 0.75 + 0.34.\sqrt{F} - 0.26.\sqrt[4]{F} \text{……..(III.70)}$$

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 dite le Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre (F = 0.6 km).

b. Formule de Mallet et Pacquant

$$H = 0.5 + 0.33 \times \sqrt{F} \text{ ……..(III.71)}$$

c. Formule de Molitor

$$H = 0.75 + 0.032 \times (U \times F)^{0.5} - 0.27F^{0.25} \text{……..(III.72)}$$

Avec :
U : (vitesse du vent) = 100 km/h=27.78m/s

d. Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0.3 \times \sqrt{F} \text{……..(III.75)}$$

Tableau III. 51 Récapitulatif des résultats du calcul de la revanche.

Formule	H(m)	V(m/s)	R(m)
Stevenson Gaillard	0.78	3.07	1.06
Mallet et Pacquant	0.76	3.011	1.028
Molitor	0.64	2.79	0.89
Simplifiée	/	/	1.232
Moyenne	0.79	3.08	1.06

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. On remarque que la formule de Stevenson Gaillard est la plus proche de la moyenne, on prend la valeur de la revanche R = 1.06m

❖ **Calcul de la hauteur du barrage :**

La hauteur du barrage est donnée par la formule suivante :

$$H_b = NNR - Cf + hd + R + \text{t} \text{……..(III.76)}$$

Avec :

NNR : niveau normal de la retenue NNR = 796 m ;

Cf : cote du fond, Cf=788m ;

hd : hauteur déversée ;

R : Revanches en (m) ;

t : tassement de la crête du barrage (m), t=0.3m

Tableau III. 52 Résultat de calcul de la hauteur de la retenue.

Largeur b (m)	Hauteur H_d (m)	Hb(m)
35	2,8	12,16
40	2,6	11,96
45	2,4	11,76
50	2,2	11,56

❖ **Calcul de la largeur en crête :**

♦ **Formule de Knapen** :

$$bcr = 1.65\sqrt{Hb} \text{……..(III.77)}$$

♦**Formule de E-F-Preece** :

$$bcr = 1.1\sqrt{Hb} + 1 \text{……..(III.78)}$$

♦ **Formule pratique :**

$$b_{cr} = 5/3 \times \sqrt{H_b} \text{ … … … … … . . (III. 79)}$$

Récapitulatif de la largeur en crête du barrage par différentes formules :

Tableau III. 53 Calcul de largeur en crête.

B	H_d	H_b	Largeur en crête du barrage b_{cr} (m)			
(m)	(m)	(m)	F.Knapen	F. Preece	F. pratique	La moyenne
35	2,8	12,16	5,75	4,84	5,81	12,16
40	2,6	11,96	5,71	4,80	5,76	11,96
45	2,4	11,76	5,66	4,77	5,72	11,76
50	2,2	11,56	5,61	4,74	5,67	11,56

On opte pour les valeurs de la largeur en crête de : bcr = 5.5m.

❖ **Estimation du coût de la digue :**

A partir du profil de l'axe de la digue du barrage, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversâtes selon les formules mentionnées précédemment et pour les fruits des talus de la digue amont et aval nous avons pris respectivement $\mathbf{m_1 = 3}$ et $\mathbf{m_2 = 2.5}$.

Tableau III. 54 Calcul du volume de la digue.

Digues	coup N°	H_i (m)	B_i (m)	S_i (m^2)	S_m (m^2)	L_i (m)	V_i (m^3)	V_T (m^3)
Digue N°1 b_d= 35 Hb=12.16	1	0	5,5	0,00	57,9975	11,2	324,786	36826,744
	2	3,7	25,85	58,00	229,504275	12,44	1788,261	
	3	8,19	50,545	229,50	288,9975	10,78	2794,725	
	4	9,3	56,65	289,00	292,4064	14,397	4185,236	
	5	9,36	56,98	292,41	12,5664	11,685	1781,804	
	6	1,36	12,98	12,57	460,5711	12,294	2908,376	
	7	11,98	71,39	460,57	290,699475	10,801	4057,237	
	8	9,33	56,815	290,70	122,9184	14,272	2951,577	
	9	5,76	37,18	122,92	291,2679	19,255	3987,579	
	10	9,34	56,87	291,27	199,223475	22,352	5481,732	
	11	7,57	47,135	199,22	283,36	12,216	2947,620	
	12	9,2	56,1	283,36	66,275275	18,11	3165,947	
	13	4,01	27,555	66,28	0	13,636	451,865	
Digue N°2 b_d= 40 Hb=12.96	1	0	5,5	0,00	15,5551	11,029	85,779	34785,59
	2	1,58	14,19	15,56	10,0804	10,32	132,279	
	3	1,16	11,88	10,08	255,9975	11,521	1532,742	
	4	8,7	53,35	256,00	276,113475	18,626	4955,550	
	5	9,07	55,385	276,11	6,661875	11,643	1646,177	
	6	0,85	10,175	6,66	443,5959	11,93	2685,788	
	7	11,74	70,07	443,60	273,902475	16,915	6068,243	
	8	9,03	55,165	273,90	90,3991	15,01	2734,083	
	9	4,82	32,01	90,40	274,4544	19,24	3509,891	
	10	9,04	55,22	274,45	188,5279	21,597	4999,514	
	11	7,34	45,87	188,53	271,700275	12,297	2829,713	
	12	8,99	54,945	271,70	87,2256	16,799	3014,798	
	13	4,72	31,46	87,23	0	13,552	591,041	
Digue N°3 b_d= 45 Hb=11.76	1	0	5,5	0,00	12,8271	11,029	70,735	33272,29
	2	1,38	13,09	12,83	7,8144	10,32	106,510	
	3	1,96	10,78	7,81	245,4375	11,521	1458,858	
	4	8,5	52,25	245,44	265,146475	18,626	4755,069	
	5	8,87	54,285	265,15	4,736875	11,643	1571,126	
	6	1,65	9,075	4,74	429,6919	11,93	2591,368	
	7	11,54	68,97	429,69	262,979475	16,915	5858,268	
	8	8,83	54,065	262,98	84,1071	15,01	2604,885	
	9	4,62	30,91	84,11	263,5204	19,24	3344,177	
	10	8,84	54,12	263,52	179,4639	21,597	4783,566	
	11	7,14	44,77	179,46	260,821275	12,297	2707,093	
	12	8,79	53,845	260,82	81,0436	16,799	2871,494	
	13	4,52	30,36	81,04	0	13,552	549,151	

Digue N°4 b_d= 50 Hb=11.56	1	0	5,5	0,00	10,199475	11,254	57,392	33086,510
	2	1,17	11,935	10,20	195,470275	10,364	1065,781	
	3	7,49	46,695	195,47	251,218275	10,135	2263,594	
	4	8,61	52,855	251,22	253,8679	15,065	3804,562	
	5	8,66	53,13	253,87	7,5999	11,504	1503,963	
	6	0,94	10,67	7,60	409,2484	12,675	2641,776	
	7	11,24	67,32	409,25	252,276475	16,69	5520,425	
	8	8,63	52,965	252,28	95,262475	14,367	2496,546	
	9	4,97	32,835	95,26	252,8064	19,471	3388,625	
	10	8,64	53,02	252,81	169,7476	21,977	4643,235	
	11	6,92	43,56	169,75	250,162275	12,375	2598,192	
	12	8,59	52,745	250,16	74,4975	16,74	2717,402	
	13	4,3	29,15	74,50	-0,52	13,113	485,017	

Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 400 DA d'après le bureau d'étude.

Tableau III. 55 : Coût de la digue pour différentes largeurs déversâtes

B (m)	Hb (m)	volume (m^3)	Couts (DA)
35	12,48	36826,744	33144069,23
40	12,18	34785,59571	31307036,14
45	11,94	33272,29914	29945069,23
50	11,74	33086,510	29867858,88

III.10.2 Calcul du coût préliminaire de l'évacuateur de crue :

❖ **Coût du déversoir :**

Le déversoir sera construit en béton armé, le type de profile choisie est le profil de Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement. La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversant à l'aide de l'équation du profil donnée par :

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

Avec :

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

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{dév} = S \times L \text{……..(III.81)}$$

Avec :

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

Tableau III. 56 Coordonnées pour construire le profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove

Coordonnées pour construire le profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=1m			**Profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=2.82m**			
X/H	Surface Intérieure (Profil du déversoir)	Surface Extérieure	H0(m)	X/H	Y/H	Y'/H
0	0,126	-0,831	2.82	0,000	0,290	-1,911
0,1	0,036	-0,803		0,230	0,083	-1,847
0,2	0,007	-0,772		0,460	0,016	-1,776
0,3	0	-0,74		0,690	0,000	-1,702
0,4	0,007	-0,702		0,920	0,016	-1,615
0,6	0,06	-0,62		1,380	0,138	-1,426
0,8	0,147	-0,511		1,840	0,338	-1,175
1	0,256	-0,38		2,300	0,589	-0,874
1,2	0,393	-0,219		2,760	0,904	-0,504
1,4	0,565	-0,03		3,220	1,300	-0,069
1,7	0,873	0,305		3,910	2,008	0,702
2	1,235	0,693		4,600	2,841	1,594
2,5	1,96	1,5		5,750	4,508	3,450
3	2,824	2,5		6,900	6,495	5,750
3,5	3,818	3,66		8,050	8,781	8,418

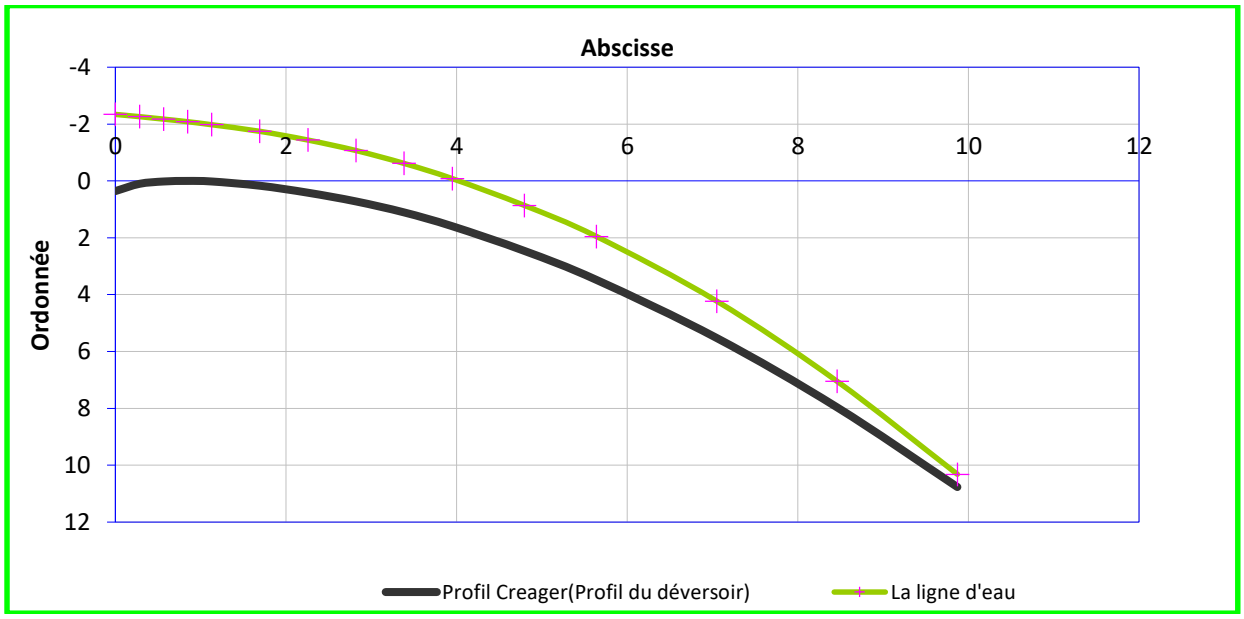


Figure III. 22 le profil du déversoir pour B=35m et H=2.82m.

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

Le coût du déversoir pour les différentes largeurs est représenté dans le tableau suivant :

Tableau III. 57 Résultats de calcul du coût du déversoir pour différentes largeurs déversâtes.

B	**H_d**	**S**	**V**	**Couts Du déversoir**
(m)	(m)	(m^2)	(m^3)	DA
35	2,8	2,113	73,955	2588425
40	2,6	1,928	77,12	2699200
45	2,4	1,718	77,31	2705850
50	2,2	1,644	82,2	2877000

❖ **Coût du canal d'approche :**

Permet de réduire au minimum les pertes d'énergie et guider calmement la crue vers le seuil déversant, en supposant que sa forme est rectangulaire et la hauteur totale du mur est déterminée par :

$$Hca = Hd + R + P \text{……..(III.82)}$$

P : hauteur de pelle en m. ($P = 1m$)

R : la revanche en m. ($R = 1.06m$)

Le volume du canal d'approche est déterminé par :

$V = S \times e = L \times Hca \times e$

L : longueur du canal d'approche en m ; déterminée par la carte topographique du site,

$L = 27m.$

e : l'épaisseur en m, ($e = 0.6\ m$)

Tableau III. 58 Résultats de calcul du coût du canal d'approche.

B	**Hd**	**Hca**	**S**	**V**	**couts**
(m)	**(m)**	(m)	(m^2)	(m3)	(DA)
35	2,82	4,88	143,0328	171,63936	7345697,6
40	2,57	4,63	135,7053	162,84636	7037942,6
45	2,38	4,44	130,1364	156,16368	6804048,8
50	2,22	4,28	125,4468	150,53616	6607085,6

❖ **Coût du coursier :**

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire afin d'assurer les bonnes conditions de l'écoulement, (inclut le bassin de dissipation et le canal de fuite, voir vue en plan de l'aménagement).

Le volume du béton de coursier est donné par :

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

$$Lcouesier = (Qmax)^{0.4} \text{……..(III.83)}$$

$$bext.couesier = bcoursier + 1.4 \text{……..(III.84)}$$

Hmur=Hd+0.8……..(III.85)

Smur=2Hmur*e……..(III.86)

Sbéton=Smur+Sradier……..(III.87)

Avec :

L'épaisseur du radier est comprise entre $[0.5 - 1]$m

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant sachant que le prix estimé du mètre cube de béton à 35000 DA.

Tableau III. 59 Coût du Coursier pour différentes largeurs déversâtes.

B	Hd	$Q_{déversant}$	L coursier	S_{radier}	S_{mur}	$S_{béton}$	$V_{béton}$	Coût du coursier
(m)	(m)	(m^3/s)	(m)	(m^2)	(m^2)	(m^2)	(m3)	(DA)
35	2,8	112,48	6,613	4,808	4,34	9,150	60,515	2 118 018
40	2,6	124,48	6,887	4,972	4,05	9,027	62,168	2 175 880
45	2,4	166,61	7,739	5,483	3,8	9,304	72,004	2 520 144
50	2,2	184,44	8,060	5,676	3,63	9,303	74,984	2 624 451

❖ **Cout des excavations :**

A partir du profil de l'axe de L'évacuateur du barrage, on peut calculer les volumes de déblai et de remblai du terrain naturel au niveau de chaque côté. Le résultat de calcul du coût des excavations est listé dans l'annexe B07 et le prix de ce dernier on l'ajoute au calcul du cout total de la retenue.

III.10.3 Coût Total de la retenue collinaire :

Le coût total de la retenue collinaire est donné dans le tableau (III.65)

Tableau III. 60 Coût total de la retenue collinaire.

B	Hauteur du barrage	Coût de la digue	Coût de déversoir	Coût du coursier	couts canal d'approche	cout de l'évacuateur	Coût total
(m)	(m)	(DA)	(DA)	(DA)	(DA)	(DA)	(DA)
35	12,16	33144069	9279920	8 889 361	7345698	25 514 978	58 659 048
40	11,96	31307036	9908170	8 944 291	7037943	25 890 404	57 197 440
45	11,76	29945069	10261670	9 289 754	6804049	26 355 472	56 300 542
50	11,56	29867859	10660670	9 394 504	6607086	26 662 260	56 530 119

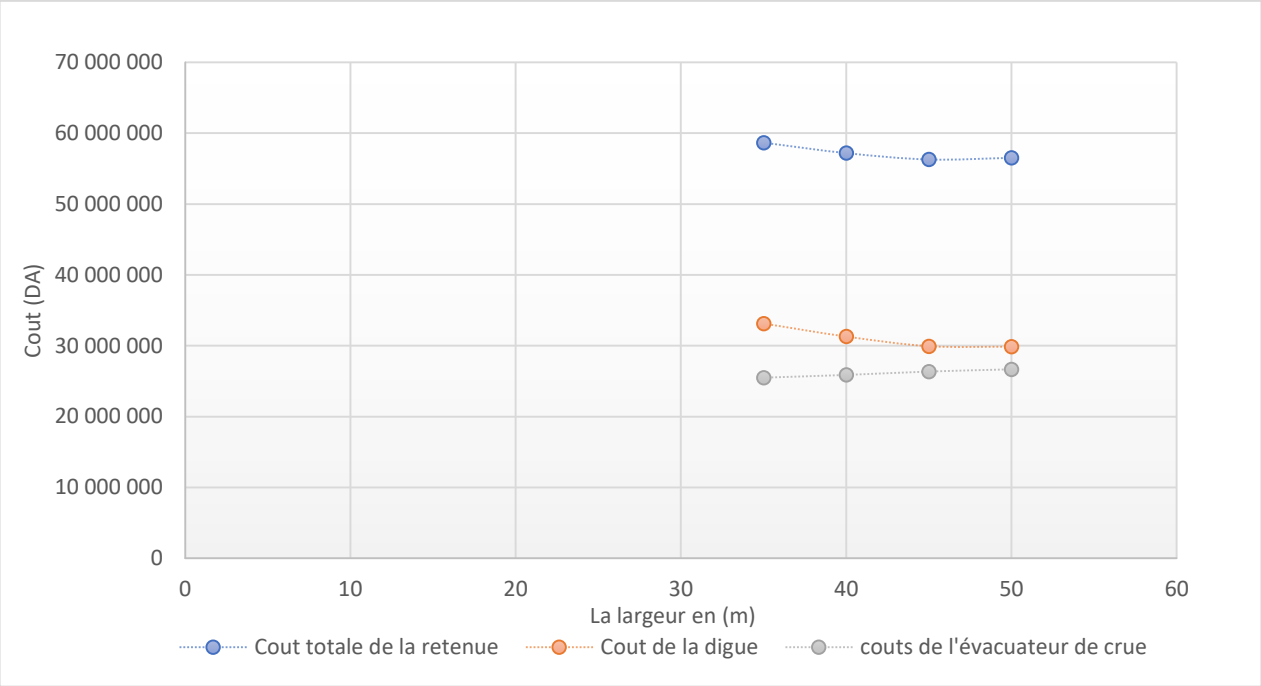


Figure III. 23 Courbe d'optimisation.

On récapitule les résultats de l'étude hydrologique, de la régularisation, de laminage des crues et de l'étude d'optimisation dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 61 Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage.

Dénominations	Unités	La valeur
Volume mort	Hm^3	1.64
Volume utile	Hm^3	7.84
Volume au NNR	Hm^3	10.98
Cote du fond	m NGA	788
Cote NNR	m NGA	796
Cote NPHE	m NGA	798,4
Revanche	m	1.06
Cote en crête	m NGA	800
Largeur en crête	m	5.5
Débit évacué	m^3/s	166.61
Largeur du déversoir	m	45
Charge déversée	m	2.4
Hauteur de la retenue collinaire	m	11.76

Conclusion :

Le travail élaboré, dans ce chapitre nous permis d'analysé pratiquement tous les paramètres hydrologiques nécessaires à la réalisation de la digue, ainsi que les données nécessaires pour le dimensionnement de la retenue tel que le débit de projet qui égale à 360m^3/s, la cote NNR a 796 m NGA. En plus de sa on a déterminé la largeur optimale du déversoir qui a une valeur de 2.4m avec la charge déversant H_d= 2.4 m et le débit déversant qui est approximativement 166.61m^3/s afin de dimensionner les différentes ouvrages annexe afin d'assurer la protection de la digue.

CHAPITE IV

ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE

Introduction

L'intérêt de ce chapitre est de faire une étude des différentes variantes de la digue au vu de plusieurs informations et conditions primordiale lies aux différents investigations géotechniques, résultats hydrologiques et reconnaissances géologiques. Le but est donc de développer une étude technico-économique pour plusieurs variantes de la digue de la retenue pour enfin en choisir une qui convient aux conditions, et par la suite on va calculer les différents paramètres de la variante choisie.

IV.1 Le choix du site de la retenue :

Avant lancer toute opération de construction, il faudra choisir l'axe du barrage cette étape est basée de certaines conditions (économie, sécurité et facilité d'exécution de l'ouvrage) en tenant compte de la topographie, la géologie et l'hydrologie de la retenue. En d'autres termes le choix de l'axe doit répondre aux exigences suivantes :

- La trajectoire du cours d'eau ainsi que les apports du bassin varsant
- 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 :

Le choix du type de la digue est lie aux paramètres suivants :

IV.2.1 La topographie du site :

La topographie du site consiste tout d'abord à assurer que l'axe choisi autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant. Ensuite, vérifier la possibilité d'implantation du barrage et de ces ouvrages annexes.

IV.2.2 La morphologie de la vallée :

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site du barrage et du type d'ouvrage le mieux adapté. Evidemment 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.

IV.2.3 Les conditions géologiques et géotechniques :

Il s'agit des différents facteurs tel que 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.

IV.2.4 Les matériaux de construction :

La disponibilité sur le site, ou à proximité, de matériaux utilisables pour la construction d'un barrage a une incidence considérable, souvent même prépondérante sur le choix du type de barrage. En premier lieu il est toujours préférable de se basé sur le site comme un premier choix des matériaux de construction. Il doit être plus proche que possible des zones d'emprunts.

IV.2.5 Critère socio-économique :

L'étude technico-économique est prise en considération on distingue trois critères liés à cette dernière

- La disponibilité de la main d'œuvre.
- Les objectifs généraux du projet.
- Les sujétions d'entretien.

En se basant sur ces exigences, on peut déterminer la variante qui convient au site et le type de barrage à implanter. Pour cella on opte pour un barrage en terre car toutes les conditions lient au choix sont vérifié.

IV.3 Les variantes à choisir :

Les conditions du barrage tel que la topographie, conditions géotechniques et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux.

Les variantes choisis :

1. Barrage en terre homogène.
2. Barrage zoné a noyau argileux.

a. Barrage en terre homogène :

Un barrage en terre homogène est le type de barrage le plus simple et le plus ancien. Il consiste à construire en travers du lit de la rivière un massif en terre dont les pentes sont assez douces pour assurer la stabilité et la terre asse imperméable et compactée (typiquement de l'argile) assurant à la fois l'étanchéité et la résistance. La conception de ces ouvrages est fortement dépendante de la qualité de remblai et de la quantité suffisante disponible sur le site ou à proximité immédiate (les zones d'emprunts éloignées augmenteraient fortement le prix du barrage à cause des frais de transport).

Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration.

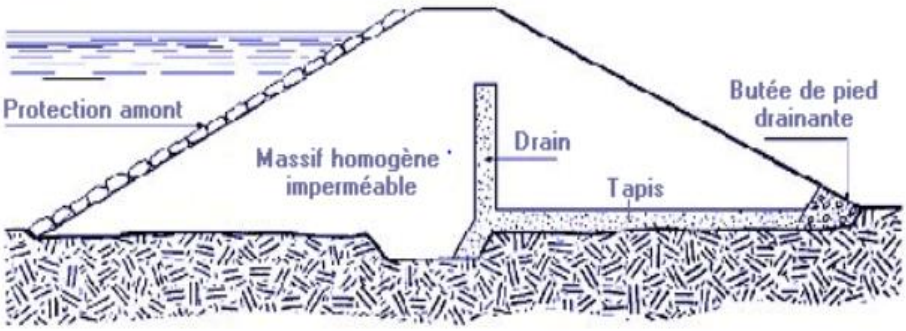
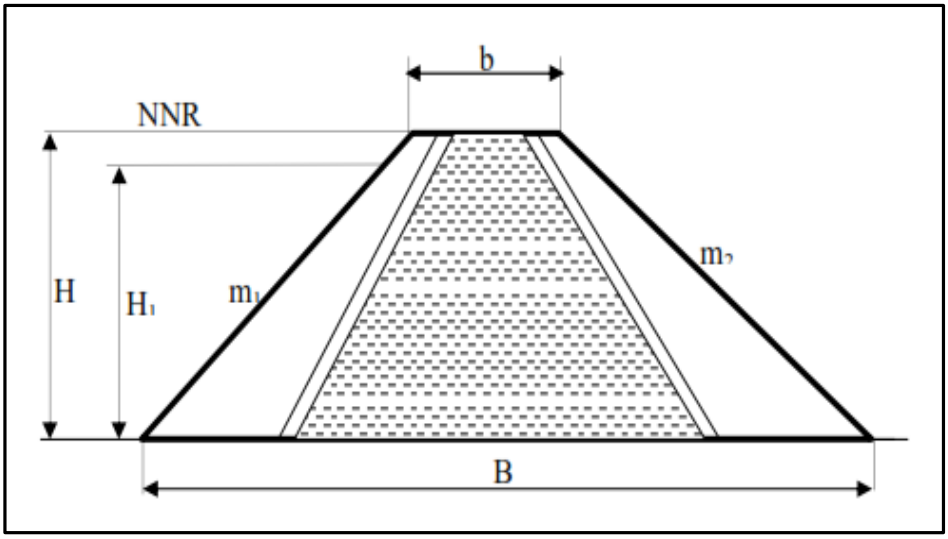


Figure IV. 1 Coupe transversale d'une digue homogène.

b. Barrage zoné a noyau en argile :

Permet de faire de grandes économies dans les volumes mis en œuvre. Composer d'un noyau central en argile compris entre des zones perméable Les fonctions stabilité et étanchéité sont assurées par des matériaux différents. Souvent utilisé dans le cas où l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène. Parmi ses avantages d'être peu sensible aux agressions extérieures néanmoins il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuite. Nous adoptons cette variante lorsque la quantité des matériaux de construction pour une digue



homogène est insuffisante.

Figure IV. 1 Coupe transversale d'une digue zonée.

IV.4 Définition du profil général de la retenue :

IV.4.1 Hauteur de la retenue :

$$Hb = NPHE - Cf + R + t \quad \text{.....(IV. 1)}$$

NPHE : niveau de plus haute eaux en m, (Côte $NPHE$ = 798.4m) ;

Cf : cote du fond en m, $Côte\ du\ fond$ = 788m;

R : Revanche en m, R = 1.06m ; (elle a été calculée dans l'étude d'optimisation).

T : tassement en m, t = 0.3m ; il est donné par la formule suivante :

$$t = (0.01:0.03)b \quad \text{.....(IV. 2)}$$

AN :

$$t = 0.025 \times 11.76 = 0.3\text{m}$$

$$t = 0.291m \approx 0.3\text{m}$$

$$Hb = 796\text{-}788+1{,}06+0{,}3+2{,}4$$

$$Hb = 11.76\text{m} \approx 12\text{m}$$

IV.4.2 Largeur en crête :

D'après l'étude d'optimisation, on opte une largeur en crête de bcr = 5.5m.

IV.4.3 Longueur en crête :

La longueur en crête est déterminée d'après le plan d'aménagement par : Lcr = 185.73m

IV.4.4 Choix des pentes des talus :

La protection partielle des talus amont et aval contre l'action mécanique des eaux extérieures est primordiale, La pente des talus doit assurer la stabilité statistique de ces talus. Donc les fruits de talus sont fixés par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Les valeurs des fruits des talus sont données dans le tableau suivant a condition elles devront être vérifiées par le calcul d stabilité.

Tableau IV. 1 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

IV.5 Digue à terre homogène :

IV.5.1 Pentes des talus :

D'après le tableau (III.1), on obtient :

Parement amont $m1$ = 3

Parement aval $m2$ = 2.5

a. Protection du talus amont :

Afin de lutter contre les effets hydrodynamiques des vagues et contre l'érosion causé par le ruissellement des eaux des pluies et de lutter contre le phénomène de renard due au essuyage des eaux de saturation du barrage. Pour notre cas le talus amont est protéger par une couche de rip–rap dont l'épaisseur est calculée par les méthodes suivantes :

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.

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

Avec :

e : l'épaisseur de l'enrochement en m;

V : Vitesse des vagues déterminée par la formule de Gaillard en m/s ; sachant que :

$v = 3.07\ m/s$

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.2)

Tableau IV. 2 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

D'après ce tableau, on opte pour une digue homogène une valeur de $\gamma_p = 2.5$ t/m^3 et $m_1 = 3$, nous trouvons C = 0.028 et une épaisseur d'enrochement $e \approx 0.26\text{m} = 0.3m$.

a. 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. 3 Epaisseur de l'enrochement et D50 des pierres.

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 = 0.79m la hauteur des vagues est comprise entre 0.6m et 1.2m, ce qui donne une épaisseur de 0.45m et un diamètre minimum de 0.3m

$$\mathbf{e_{min} = 0.30m}$$

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

D'après ces résultats obtenus, on opte pour une épaisseur de la couche de rip-rap $e = 0.3m$ et un diamètre moyen $dmoy = 0.45m$,

On opte pour une couche de géotextile comme une couche séparative des deux matériaux (Argile et rip-rap) car ils présent les fonctions de : filtration, séparation, drainage et renforcement ainsi que les avantages suivante avantages suivants :

- Présente le rôle d'une couche protectrice contre la traction.
- Simple à employer, économique et fiable.
- Une souplesse suffisante pour résister aux agressions lord de l'installation des enrochements.

Détermination de l'épaisseur de géotextile :

A partir de fiche technique de chaque gamme on peut choisir l'un qui va nous servir pour garantir la séparation de la couche rip-rap et le remblai argileux. Pour cela, on choisit :

Géotextile polypropylène 100 gr/m². On cite par la suite quelques caractéristiques de géotextile adopté :

- Idéal pour séparer deux couches de matériaux.
- Fibres 100 % synthétiques non tissées aiguilletées : bonne perméabilité, bonne tenue.

Le conditionnement de ce type de géotextile est 1 m × 25 m d'épaisseur 20 mm.

b. Protection du talus aval :

Pour sa protection, l'utilisation de la même protection choisis pour le parement amont est adopté. Donc on place un géotextile polypropylène 100 gr/m² afin de séparer la couche rip-rap et le remblai argileux, Le conditionnement de ce type de géotextile est 1 m × 25 m d'épaisseur de 20 mm

IV.5.2 Système de drainage :

Le but essentiel de ses dispositifs est d'augmenter la stabilité de l'ouvrage en assurant un débit de fuites acceptable et d'éviter tout risque de renard (érosion interne régressive) et de sous-pression à l'aval. Dans ce type de barrage on propose un drain vertical avec un tapis drainant.

1. Dimensionnement de drain vertical :

Un drainage vertical sous forme de bandes d'enrochements ou de graviers protégées de part et d'autre par des filtres de transition. L'eau d'infiltration est acheminée vers l'aval du barrage par un réseau de tuyaux parallèles ou par un drain tapis filtrant. La largeur minimale d'un tel drainage est de 1.00 mètre et sa position idéale est à l'aval de l'axe du barrage, sa hauteur doit être supérieure à la hauteur normale de la retenue (NNR).

2. Dimensionnement du drain tapis :

Le dimensionnement du drain tapis est projeté pour une épaisseur minimale égale a 0.8m construit avec une ou plusieurs filtres. En considérant la mise en place, et le nivelage des filtres avec des engins, l'épaisseur de chaque couche ne doit pas être inférieure à 0,8m

La longueur

$$L_d = \frac{L_b}{3} \text{.....(IV. 4)}$$

Avec

L_b : Longueur transversale de la retenue, L_b = 71m.

AN :

$$L_d = 23.66 \text{ m} \approx 24\text{m}$$

3. Dimensionnement du filtre inversé :

Le drain tapis est composé d'un filtre inversé (de diamètre le plus petite au plus grands) afin d'éviter le passage de la ligne de saturation a la face aval

Premièrement on doit vérifier si la condition de Terzagui n'est pas vérifiée, ce qui va nous donner raison à concevoir le filtre-inversé :

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

Avec :

D_{15} : 15 % des matériaux de la couche de filtre sont inferieur à cette dimension.

d_{85} : 85 % des matériaux de sol à protéger sont inférieur à cette dimension.

AN :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}}=\frac{0.45}{0.07}=5.71>4$$

Cette dernière n'est pas strictement inférieure à 4, ce qui fait que maintenant on peut passer au dimensionnement des couches de filtre inversé.

Le diamètre des 15% des grains les plus fins de l'argile étant égal à 0.002 mm. Dans ce cas-là qu'elle sera la composition des différents couche de filtre suivant ces conditions faites par P.Sterns, puis de K.Terzaghi et G.E. Bertram :

- Une couche de filtre supérieure en contact avec le massif, qui devra ne pas laisser les grains les plus fins.
- La deuxième condition impose que la première couche ait 15 % des grains les plus fins avec un diamètre inférieur à 0.002 ×9 = 0.018 mm.
- La seconde couche du filtre sera constitué d'éléments dont 15 % des grains seront d'un diamètre inférieur à 0.018 × 9 = 0.162 mm.

La troisième couche du filtre sera constitué d'éléments dont 15 % des grains seront d'un diamètre inférieur à 0.162 × 9 = 1.458mm.

Tableau IV. 4 La répartition des couches du filtre.

Couche	Diamètre supérieur des 15% des grains les plus fins (mm)
Massif	0.002
Sable fin	0.018
Sable grossier	0.162
Gravier	1.458

On a choisi comme épaisseur respectivement pour sable fin, sable grossier et gravier : 30, 45, 100 cm

IV.6 Digue zoné à noyau d'argile :

IV.6.1 Pentes des talus :

D'après le tableau (IV.1), on obtient :

Parement amont m_1 = 2 ;

Parement aval m_2 = 3 ;

Protection de talus :

Talus amont :

Le revêtement de talus est protégé par une couche de rip-rap dont l'épaisseur est calculée par les méthodes suivantes :

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.

$$e = C.v^2 \quad \text{.....(IV. 5)}$$

Avec :

e : l'épaisseur de l'enrochement en m;

V : Vitesse des vagues déterminée par la formule de Gaillard en m/s ; sachant que :

$v = 3.07\ m/s$

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.2)

Tableau IV. 5 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

D'après ce tableau, on opte pour une digue homogène une valeur de $\gamma_p = 2.5$ t/m^3 et $m_1 = 2$, nous trouvons C = 0.031 et une épaisseur d'enrochement $e \approx 0.26\text{m} = 0.3m$.

a. 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. 6 Epaisseur de l'enrochement et D50 des pierres.

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 = 0.79m la hauteur des vagues est comprise entre 0.6m et 1.2m, ce qui donne une épaisseur de 0.45m et un diamètre minimum de 0.3m

e_{min} = 0.30m

$D_{50\ min}$ =0.45 m.

D'après ces résultats obtenus, on opte pour une épaisseur de la couche de rip-rap e = 0.3m et un diamètre moyen $dmoy$ = 0.45m.

On prévoit comme zone de transition un géotextile polypropylène 100 gr/m² d'une épaisseur de 20 mm.

Talus aval :

On adopte une couche de géotextile de séparation 100 gr/m2 d'épaisseur de 20 mm et une autre couche d'enrochement de même caractéristique de la couche de protection amont avec une épaisseur de 50 cm.

IV.6.2 Dimensionnement du noyau :

La hauteur du noyau :

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$Hn = Hb - 1 \quad \text{.....(IV. 6)}$$

Avec :

Hn : hauteur du noyau en m ;

Hb : hauteur du barrage en m ;

A.N :

$$Hn = 12 - 1 = 11\ m$$

La largeur en crête du noyau :

La largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante :

$$L_{cr} = \left(\frac{1}{17} \div \frac{1}{3}\right) \boldsymbol{H_b} \text{.....(IV. 7)}$$

$$L_{cr} = 0.3 \times 11$$

$$\mathbf{L_{cr} = 3.3\ m} \approx 4m$$

L'épaisseur du noyau :

Le gradient hydraulique pour le noyau est déterminé comme suivant

$$I = \frac{\Delta H}{bmoy} \leq I_{adm} \text{ .....(IV. 8)}$$

$$\rightarrow b_{moy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}}$$

Avec :

ΔH : charge hydraulique dans le noyau. $\Delta H = H1 - H2$

bmoy : largeur moyenne du noyau ; $bmoy \geq \frac{\Delta H}{Iadm}$

H2 : Hauteur d'eau à l'aval, $H2 = 0m$.

H1 : Hauteur d'eau à l'amont, $H1 = 8\ m$

I : gradient hydraulique.

Iadm : gradient hydraulique admissible est donné en fonction de la nature du sol de fondation.

Les tableaux VI.3 et VI.4 nous permettent de déterminer le gradient hydraulique $I_{adm.}$

La largeur moyenne en base du moyeu :

Tableau IV. 7 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 IV. 8 Valeurs de gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage.

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

D'après le tableau, **I_{adm}= 1.95.**

AN :

$$bmoy \geq 4.1 \approx 5\text{m}$$

La largeur en base du noyau :

$$Lb = 2\times bmoy - Lc,\text{n} \quad \text{.....(IV. 9)}$$

$$Lb = 12.23\ m \approx 13\text{m}$$

Les fruits des talus :

$$Lb = 2mHn + Lc,$$

$$m_1 = m_2 = \frac{Lb - Lc,n}{2Hn}$$

Avec :

m : talus du noyau.

Lc,n : largeur en crête du noyau en m.

Hn : hauteur du noyau en m.

AN :

$$m_1 = m_2 = \frac{13-4}{2*11} = 0.409$$

La cote en crête du noyau :

$$N_{Côte\ noyau} = N_{Côte\ fond} + Hn \quad \text{.....(IV. 6)}$$

$$N_{Côte\ noyau} = 788+11\ m$$

$$N_{Côte\ noyau} = 799\ \text{m}$$

Caractéristiques du noyau :

Le tableau suivant englobe les résultats des caractéristiques du noyau contenu :
Tableau IV. 9 Caractéristiques du noyau.

Caractéristiques du noyau	
Largeur en crête (m)	4
Hauteur du noyau (m)	11
Largeur à la base du noyau (m)	13
Pente des talus	0.409

Protection du noyau :

Parement amont du noyau :

On prévoit un géotextile de filtration de 100 gr/m² qui va nous protéger le noyau contre exfoliation, Le conditionnement de ce type de géotextile est 1 m × 25 m avec épaisseur de 20 mm.

Parement aval du noyau :

On adopte un géotextile de drainage (de type Géotextile PP 180 gr/m²) qui va acheminer les eaux d'infiltration tout au long de parement aval du noyau aller jusqu'à l'extrémité de talus aval de barrage et ces eaux-là seront colletés dans le prisme de drainage.

Le conditionnement de ce type de géotextile est 1 m × 20 m avec épaisseur de 20mm. La protection de la crête de noyau argileux est faite par un géotextile de protection d'une épaisseur de 20 mm

IV.6.2 Calcul des drains :

1. **Dimensionnement du drain tapis :**

Le drain tapis est dimensionner à une épaisseur minimale égale à e = 0.80 m.

2. **La longueur**

$$L_d = \frac{L_b}{3} \text{ ……..(IV.4)}$$

Avec

L_b : Longueur transversale de la retenue, L_b = 71m.

AN :

$$L_d = 23.66 \text{ m} = 24$$

Dimensionnement du prisme de drainage :

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage à l'aval du barrage qui a les caractéristiques suivantes :

Tableau IV. 8 Caractéristiques de prisme de drainage.

Caractéristique	Valeurs (m)	
Hauteur du prisme	2.4	
Largeur en crête de prisme	3	
Largeur en base de prisme	9	
Fruit de talus	m_1	m_2
	1	1.5

IV.6.3 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 3m. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : m=1.0.

IV.6.4 Ecran para fouille :

Pour des raisons de sécurité et afin de protéger le barrage des débit d'infiltration à long terme on a envisagé l'exécution d'un écran para-fouille en paroi moulée rempli en béton, cette paroi aura une épaisseur de 1m. Ce traitement doit atteindre une profondeur de 3 m jusqu'au substratum.

IV.7 Estimation du coût des différentes variantes :

Le tableau suivant donne le coût des différentes variantes étudiées :

Tableau IV. 9 Coûts des différentes variantes étudiées.

Variante	Matériaux	Quantité	Prix unitaire	Coût	Total
		(m^3)	(DA)	(DA)	(DA)
Digue Homogène	Recharges	36577,153	500	18288577,00	40 553 427,70
	Rip-Rap	3932,24	4 000	15728960,00	
	Filtres et Drains	2484,496	2 200	5465891,20	
	Géotextile	2 675,00	400	1070000,00	
Digue Zoné	Recharges	27961,918	500,00	13980959,00	41 989 937,00
	Noyau	6587,987	600,00	3952792,20	
	Clé d'étanchéité	1950	600,00	1170000,00	
	Rip-Rap	3932,24	4000,00	15728960,00	
	Géotextile	5 425,00	400	2170000,00	
	Filtres et Drains	2266,9208	2200	4987225,8	

Conclusion

Le choix de la variante à retenir est le résultat d'une études technico-économique des différentes variantes. D'après l'estimation des travaux projeter dans le site ainsi que le coût des différentes variantes On constate le choix d'un barrage homogène est le cas le moins couteux du point vu économiques ainsi que le côté technique (la disponibilité é des trois zone d'emprunt auprès de site de l'ouvrage). Donc nous allons orienter vers la première variante.

CHAPITRE V

CONCEPTION DETAILLE DE LA DIGUE

CHAPITRE V : ETUDE DE LA VARIANTE DE LA RETENUE

Introduction

Suite au choix de la digue déterminer dans le chapitre précèdent, une étude détailler est obligatoire afin d'étudier les aspect lies à la protection de la digue contre toutes risque lié au phénomène d'infiltration et à la stabilité de cette dernière

V.1 Définition du profil général de la retenue

Le tableau suivant résume le profil général de la digue

Tableau V. 1 Profil général de la digue.

Désignation	**Valeur**	
Revanche	1.5(m)	
Hauteur de la digue	12(m)	
Longueur en crête	185.73(m)	
Largeur en crête	5.5(m)	
Classification de l'ouvrage	IV	
Pente des talus	Talus amont	3
	Talus aval	2.5

V.2 Protection de talus :

Une protection partielle des talus amont et aval contre l'action mécanique des eaux extérieures est bien sûr envisageable, pour cela nous avons choisis le revêtement en enrochements les dimensions sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 2 Caractéristiques du revêtement.

Epaisseur (m)	**0.3**
D50 (m)	0.45

V.2.1 Calcul des filtres :

On opte pour des minces couches successives de matériaux perméables dont la grosseur des éléments augmente dans la direction de l'écoulement (filtre inversé). Si un filtre est constitué par plusieurs couches, chacune doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente.

Le rôle des filtres est très important dans le fonctionnent d'un barrage en terre, particulièrement sur le plan de la sécurité de l'ouvrage, parmi leurs rôles on peut citer :

- Entreposés entre deux couches à granulométrie différentes, ils évitent que les grains fins de la première couche ne soient entraînés par les eaux d'infiltration à travers les matériaux de gros diamètres.
- Intercalés entre un massif de barrage et sa fondation, si elle est argileuse, contribue grandement à activer sa consolidation grâce à leur rôle drainant qui réduit les pressions internes.

Les filtres, pour être efficaces ne doivent pas se colmater ni se dégrader par entraînement de leurs propres grains. Ils doivent jouer le rôle pour lequel ils sont prévus à savoir éviter que les particules fines du matériau de base ne soient entraînées à travers les vides des couches perméables. Le choix de filtre doit répondre au critère de Terzaghi :

$\frac{D_{15}(filtre)}{D_{85}(sol)} \leq 5$ Condition l'entraînement de particules fines par le phénomène de renard.

$\frac{D_{15}(filtre)}{D_{15}(sol)} > 4$ Condition de perméabilité.

$\frac{D_{50}(filtre)}{D_{50}(sol)} < 25$ Condition de Parallélisme des courbes granulométriques.

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

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

Tableau V. 3 Détermination de fuseau granulométrique du filtre.

Granulométrie matériaux de sol à protéger		**Granulométrie de filtre**	
Dimensions	Valeurs (mm)	Dimensions	Valeurs (mm)
d_{15}	0.0027	D_{15}	>0.0108
d_{50}	0.0016	D_{50}	≤ 0.04
d_{85}	0.02	D_{50}	< 0.1

V.2.2 Détermination de fuseau granulométrique de filtre :

Les dimensions granulométriques du filtre se déterminent selon les critères suivants :

$$12 < \frac{F_{15}(filtre)}{B_{15}(sol)} < 40 \text{.....(V.1)}$$

$$12 < \frac{F_{50}(filtre)}{B_{50}(sol)} < 58 \text{.....(V.2)}$$

Avec :

$F_{15\%}$: la dimension des grains du filtre qui, sur la courbe granulométrique, donne le point d'ordonnée 15%.

$F_{50\%}$: la dimension des grains du filtre qui, sur la courbe granulométrique, donne le point d'ordonnée 50%.

$B_{15\%}$: la dimension des grains du matériau de base (sol à protéger) qui, sur la courbe granulométrique, donne le point d'ordonnée 15%.

$B_{50\%}$: la dimension des grains du matériau de base (sol à protéger) qui, sur la courbe granulométrique, donne le point d'ordonnée 15%.

D'après le tableau V.3, on a les dimensions de sol à protéger (Argile), donc on peut tirer le domaine de variation de fuseau granulométrique de filtre.

La première couche de filtre est entre le Corp. du barrage et la première couche de drain a des limites suivantes

Première plage de variation :

AN :

$$12*B_{15} < F_{15} < 40*B_{15}$$

$$0.3mm < F_{15} < 1mm$$

Et

$$12*B_{50} < F_{50} < 58*B_{50}$$

$$0.0192mm < F_{50} < 0.0928mm$$

2eme fuseau :

$$12 < \frac{F'_{15}(filtre)}{B'_{15}(sol)} < 40$$

$$12 < \frac{F'_{50}(filtre)}{B'_{50}(sol)} < 58$$

Avec :

$F'_{15\%}$: la dimension des grains du filtre qui, sur la courbe granulométrique, donne le point d'ordonnée 15%.

$F'_{50\%}$: la dimension des grains du filtre qui, sur la courbe granulométrique, donne le point d'ordonnée 50%.

$B'_{15\%}$: la dimension des grains du matériau de base (sol à protéger) qui, sur la courbe granulométrique, donne le point d'ordonnée 15%.

$B'_{50\%}$: la dimension des grains du matériau de base (sol à protéger) qui, sur la courbe granulométrique, donne le point d'ordonnée 15%.

Deuxième plage de variation :

AN :

$$12*B'_{15} < F'_{15} < 40*B'_{15}$$

$$12* 0.1 < F'_{15} < 40* 0.1$$

$$1.2 < F'_{15} < 4$$

Et

$$12*B'_{50} < F'_{50} < 58*B'_{50}$$

$$0.55*12 < F'_{50} < 0.55*58$$

$$6.6 < F'_{50} < 31.9$$

Vérification de la condition de l'absence de phénomène de renard :

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

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32\sqrt[6]{\mu_F}(1 + 0.05\mu_F)\frac{n}{1-n} \text{.....(V.3)}$$

Avec :

μ_F **:** Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre ; $\mu_F = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{4}{2.5} = 1.6 < 20$

n : porosité en fonction d'unité, $n = n0 - 0.1 \log(\mu_F)$et n_0 =0.45 pour les sols argileux

D'où : n=0.430

D_5 = 0.08mm

D_{17} = 0.1 mm

A N :

$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0.8 > 0.430$$

Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition) :

Pour cela, il suffit de vérifier l'inégalité suivante

$$\frac{D_{15}(filtre)}{D_{85}(sol)} \leq 5$$

Avec:

d85 : Diamètre du sol à protéger correspondant à 85% , d85 =0.02 mm.

D15 : Diamètre du sol de drain correspondant à 15% , D15 =0.03 mm.

AN :

$$\frac{0.03}{0.02} = 1.5 \leq 5$$

La condition de Terzaghi est vérifiée donc le filtre suffira, ce n'est pas important de mettre une zone de transition.

En conclusion, on opte l'épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont :

- Couches horizontales de sables fin : 0.3 m.
- Couche du sable gros 0.45.
- Couche de gravier 1cm

V.2.3 Drainage à l'aval :

Pour un barrage homogène le drainage est constitué de deux parties cité ci-après, les conditions de l'utilisation de ses dispositifs sont :

- Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté.
- Ne pas permettre l'effet de renard.
- On doit contrôler son fonctionnement.

Un drain vertical de hauteur commençant de la base du remblai jusqu'au niveau normal des eaux et une largeur de 1m.

Un tapis de drainage : constituer de plusieurs couches de filtre inversé sert à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif et contrôler les infiltrations à travers le remblai. (La longueur du tapis est de 24 m et une épaisseur de 1.75m de matériaux drainant en gravier adjacente au prisme de drainage**.**

V.3 Dimensionnement de clé d'étanchéité et écran para-fouille :

V.3.1 Clé d'étanchéité :

Une clé d'étanchéité est prévue dans et milieu de la digue. Elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue. La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du corps du barrage.

Tableau V. 4 Caractéristiques de la clé d'étanchéité

Fruits du talus		Hauteur (m)	B_{base} (m)	$B_{base-inf}$ (m)	Cote (m NGA)
Amont	Aval	3	6	3	785
1	1				

V.3.1 Ecran para-fouille :

Pour des raisons de sécurité et afin de protéger le barrage des débit d'infiltration à long terme on a envisagé l'exécution d'un écran para-fouille en paroi moulée rempli en béton, cette paroi aura une épaisseur de 1m. Ce traitement doit atteindre une profondeur de 3 m jusqu'au substratum.

V.4 Etude des infiltrations

Les barrages sont des ouvrages de grandes importances, ils sont soumis à une des plus grandes forces de la nature qui est l'eau. Les infiltrations ne doivent pas être négligées dans le cas des barrages en terre, car ils sont composés de matériaux brutes et poreux, à défaut d'être négliger ces infiltrations peuvent mener à la ruine de l'ouvrages.

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.

V.4.1 Le débit de fuite à travers le corps

La ligne de saturation

Dite ligne phréatique c'est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle.

Dans notre cas la ligne de saturation est déterminer à l'aide du logiciel GeoStudio.

On détermine La ligne de saturation correspondante à la retenue :

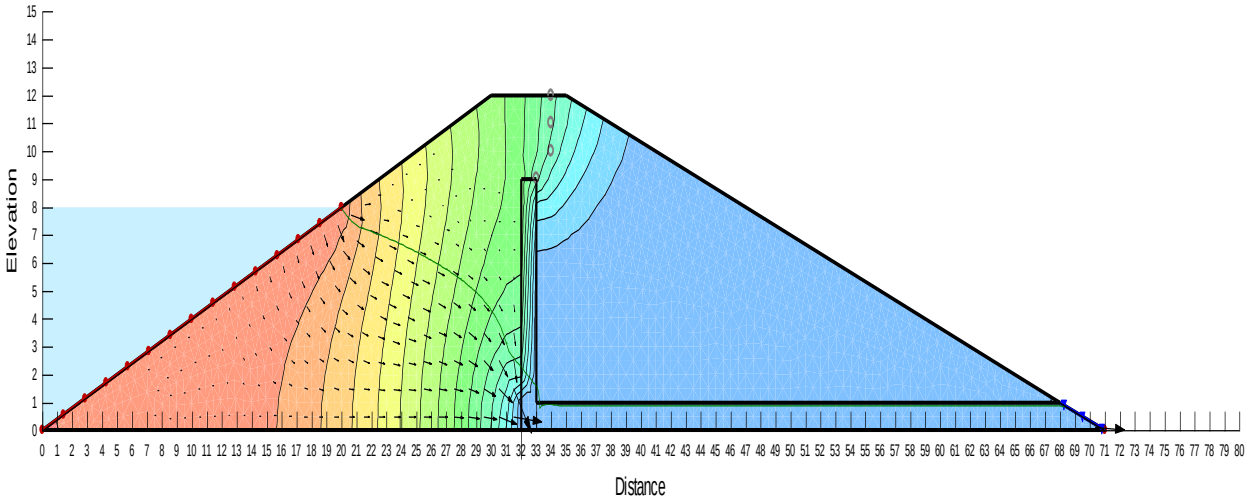


Figure V. 1 Schéma de la ligne de saturation cas d'un drain vertical.

Tableau V. 5 Coordonnées de la parabole de la ligne de saturation.

x	y	x	y
20,12	7,68	**27,66**	5,59
21,22	7,23	**28,95**	4,93
22,51	7,04	**29,99**	4,2
23,74	6,72	**30,84**	3,32
25,15	6,37	**31,54**	6,69
26,37	5,94	**32,63**	2,18

Débit d'infiltration

A travers la digue

D'après la loi de Darcy, le débit d'infiltration est :

$$q = K.I.A$$

Avec :

- **q :** débit d'infiltration (m2/s/ml).
- **I :** gradient hydraulique.
- **K :** Coefficient de perméabilité. ($K=2.15 \times 10^{-8}$ m/s).
- **A :** section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par :

$$I = \frac{dy}{dx} \quad \text{et} \quad A = y.I$$

Donc :

$$q = k.y.\frac{dy}{dx} \quad \text{.....(V.6)}$$

Avec : $y\frac{dy}{dx} = y_0$

d'où : $q = k.y_0$ $m^3/s/ml$

AN:

$y_0 = 2.12$ $q = 4.56x\ 10^{-8}$ $m^3/s/ml$

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q= q.L……..(V.7)$$

$$Q=190.45x4.56x10^{-8}$$

$$Q = 8.68x10^{-6}\ m^3/s$$

A travers la fondation

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy.

$$q = K.I.A ……..(V.8)$$

Avec :

K : Coefficient de perméabilité. **K=**3.09 x 10^{-5} **m/s**

H : Charge de la retenue, **H= 8 m**

L_b : L'emprise du barrage. **L_b = 71.5 m**

A : Section d'infiltration par unité de longueur. **A=T.1**

T : Profondeur du sol de fondation perméable. **T=4 m**

D'où :

$$q = K.I.T$$

$$q = 3.09 \times 10^{-5} . \frac{8}{71.5} .4$$

$$q = 3.46 \times 10^{-6}\ m^3/s/ml$$

Donc :

$$QF = q.L= 3.46x\ 10^{-6}x130 = \mathbf{4.49x\ 10^{-4}}\ m^3/s$$

Débit total d'infiltration

$$Q = QF + QD ……..(V.9)$$

$$Q=4.49x10^{-4}+8.68x10^{-6} = 4.58x10^{-4}\ m3/s$$

$$Q =4.58x10^{-4}\ m3/s.$$

V.5 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :

V.5.1 Etanchéité de barrage :

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

$I = \frac{\Delta H}{\delta n} <$ Iadm …… ……. (V.18)

Avec :

ΔH : perte de charge dans le corps de la digue.

δn : épaisseur moyenne de la digue.

Iadm : gradient hydraulique admissible, déterminé à partir du tableau (IV.3)

Iadm =1.95

AN :

$$I = \frac{12}{71.5} = 0.17 < 1.95$$

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

V.5.2 Fondation de barrage :

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si seulement si la condition suivante est vérifiée :

$$I < \frac{Icr}{Ks}$$

Avec :

Icr : Gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de la fondation, il est donné par le tableau (V.5).

Tableau V. 6 Gradient d'infiltration admissible en fonction de la nature du sol.

Sols de fondation	Icr
Argile	1.2
Limons	0.65
Sable gros	0.45
Sable moyen	0.38
Sable fin	0.29

K_S: Coefficient de sécurité en fonction de la classe du barrage d'après le tableau (V.9).

Tableau V. 7 Coefficient de sécurité en fonction de la classe de l'ouvrage.

Classe du barrage	**I**	**II**	**III**	**IV**
Ks	1.25	1.2	1.15	1.1

If : Gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, il est donné par la formule suivante :

$$If = = \frac{\Delta H}{L + 0.88Tc}$$

Avec :

Tc : Profondeur de calcul de la zone d'infiltration de la fondation, (Tc=4m).

ΔH : Charge d'eau, (ΔH=8m).

Lb : Largeur de base du barrage, (Lb=190.45m).

If=0.041

Notre barrage appartient à la classe IV, ce qui donne (Ks =1.1). Et d'après ces résultats il s'agit d'argiles.

Donc : Icr=1.2

AN :

$$I_f=0.041 < \frac{Icr}{Ks}1.09$$

La condition de résistance d'infiltration est vérifiée et la résistance d'infiltration à travers la fondation est assurée.

V.5 Etude de stabilité

Les méthodes de calcul de stabilité des barrages et d'évaluation des mouvements ou l'aléa de la rupture de la pente ont l'objectif de définir la capacité d'un ouvrage à résister le long des surfaces de glissement potentielles les efforts de cisaillement dérivant de l'application des surcharges, les poussées de l'eau (et éventuellement les forces sismiques) ainsi que les charges permanentes dépendant du poids du remblai et des pentes des talus.

La solution est représentée par le cercle de glissement le plus défavorable est basée sur le positionnement de son centre et de la valeur de son rayon. Elle peut être obtenue à l'aide des différentes méthode analytique ou graphique ou bien par combinaison entre les deux. On distingue l'une des méthodes les plus simple et les plus utilisée est la méthode de FANDEEV.

La chose la plus importante et qui est primordiale se résume dans la détermination de coefficient de sécurité F dans les trois cas suivants :

1. **Fin de construction (talus aval et amont)** : les pressions interstitielles ne sont pas prises en considération car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées.
2. **Fonctionnement normale (talus aval) :** le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés (la ligne de saturation est donnée par l'écoulement à travers le corps du barrage en tenant compte des diverses perméabilités.
3. **Vidange rapide (talus amont) :** désigne une baisse brusque de la retenue ; la pression interstitielle induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont.

On commence par l'explication de méthode de Fandeev, les étapes de détermination de centre du cercle critiques sont :

- Il faut avoir la coupe en travers de la digue.

- Simplifier la coupe en travers, c'est-à-dire enlever tous les cotations ainsi que les textures et les dimensions.
- Joindre les deux extrémités de talus amont ou aval (dépond de cas d'étude).
- Définir le point A situé au milieu de cette droite oblique, et tracer une droite verticale à partir de A.
- Tracer une droite oblique à partir du point A faisant un angle de 85° avec la droite qui lie les deux extrémités de talus.
- Fandeev recommande de disposer les centres des cercles du glissement dans une zone dont les limites sont définies par deux arcs de cercles de rayons, R_{min} et R_{max} donnés par le tableau suivant :

Tableau V. 8 Limite définie par Fandeev.

Pente des parements	**1/1**	**1/2**	**1/3**	**1/4**	**1/5**	**1/6**
$K1=R_{min}/H_b$	0,75	0,75	1,00	1,50	2,20	3,00
$K2=R_{max}/H_b$	1,50	1,75	2,30	3,75	4,80	5,50

Après la détermination des arcs suivant tableau (V.5), après la liaison entre ces deux arcs trouvés, on se retrouve avec une zone ou on a tous les centres des cercles, centre critique est parmi ces derniers. Chaque zone sur chaque talus représente la zone de Fandeev.
Pour l'étape 'Préparatifs au calcul et collection des données', cette partie consiste à utiliser la méthode de Fellenius (1927), le principe de cette méthode repose sur l'équilibre de forces, dans lesquelles les forces déstabilisatrices (poids, pressions interstitielles) doivent être compensées par des forces résistantes, avec des marges de sécurité conventionnellement choisies. Un facteur qui influe très fortement sur la stabilité est la pression interstitielle qui peut s'installer de façon durable dans le remblai :

- En raison des écoulements permanents à travers le remblai.
- En conséquence des variations des contraintes résultantes de la construction d'une vidange rapide ou bien de séismes.

V.5.1 Méthode de Fellenius :

Cette méthode se base sur l'hypothèse que la surface de glissement BC voir Figure V.04 est voisine de celle d'un arc de cercle supposé passant par le pied du talus C (arc de cercle de Fellenius). Elle consiste à décomposer le volume de sol limité par le contour ABC en tranches verticales de même épaisseur, et de chercher à établir une relation qui traduit son équilibre en supposant que les interactions entre les différentes tranches sont négligeables.

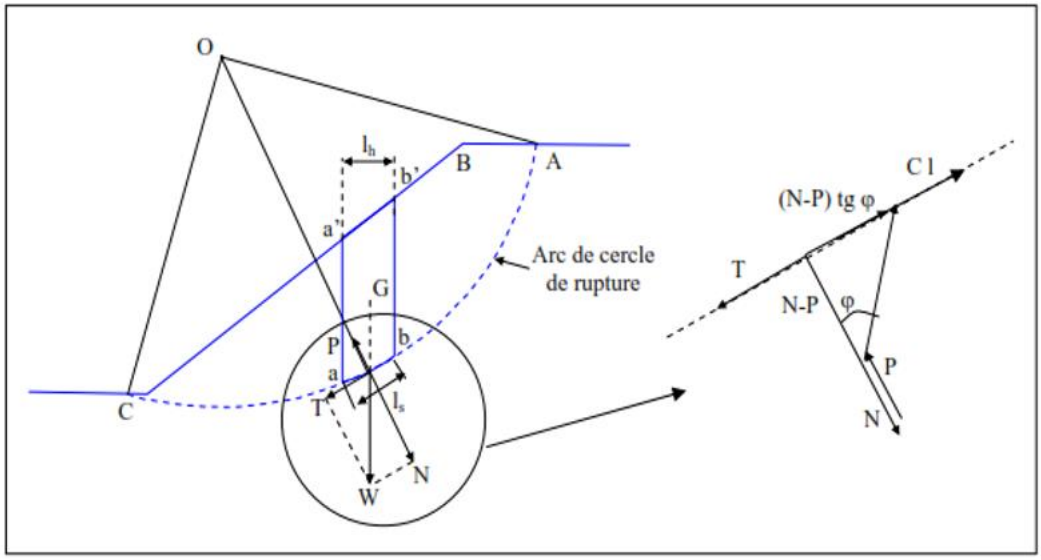


Figure V. 2 Schéma détaillé de la méthode de Fellenuis.

On citera par la suite, les différentes étapes qui vont nous acheminées à trouver le centre du cercle critique.

- La répartition des centres des cercles de glissement doit être faite de sorte à cerner le centre du cercle critique qui nous donnera en fin de compte le coefficient de sécurité minimal.
- Nous allons prendre un centre des centres qui se trouvent dans la zone de Fandeev et faire les calculs jusqu'à l'aboutissement du facteur de stabilité F, et on fait cette opération pour chaque centre jusqu'à avoir le facteur de stabilité le minimal.
- A partir de ce centre choisi, on dessine un arc de cercle contenant une bonne partie du talus (cas d'étude), caractérisé par un rayon R.
- A partir de ce centre on descend verticalement jusqu'à l'intersection avec l'arc du cercle de rayon R déjà établie. Cette droite verticale en tiret caractérise le milieu de la tranche zéro.
- De part et d'autre de cette verticale, on dessine les limites de la tranche zéro (méthode des tranches). Cette tranche a une largeur b=R/10.
-Toutes les tranches ont une même largeur b, excepté les tranches des extrémités. La numérotation à droite positive, à gauche négative par-rapport la tranche 0. La droite de zéro est la zone active (motrice), alors que la gauche de zéro est une zone passive (résistante). Contrairement aux autres tranches dont b=R/10, les tranches d'extrémités se mesurent (par cotation à l'Autocad), ou à la règle.
- Chaque cas de sollicitations a des caractéristiques géotechniques différentes de l'autre car ces derniers changes vis-à-vis le cas de sollicitations (Fin de construction, vidange rapide, Fonctionnement normale).

A partir de tableau V.10 et en fonction de fruits de talus de chaque parement, nous allons prendre

Tableau V. 9 Valeur de Rmax et Rmin.

Talus	Pente du talus	R_{min}/H_b	R_{max}/H_b	R_{min}	R_{max}
Amont	3,0	1,00	2,3	12	27.6
Aval	2,5	0,875	2,025	10.5	24.3

V.5.2 Les forces agissant sur une tranche :

a. Force de pesanteur (poids de la tranche) :

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche, elle est donnée par la formule suivante :

$$G_i = b \sum(\gamma_i \boldsymbol{h}_i) \text{ ……..(V.10)}$$

Avec :

Gi : poids propre de la tranche (tonne).

γ : poids volumique du massif correspondant (en dessous, au-dessus de la ligne de saturation et des fondations).

b : largeur d'une tranche (b=R/10).

hi : la hauteur de la tranche (m).

Le poids volumique du sol d'humidité naturelle est déterminé selon l'expression suivante :

$$\gamma_h = (1-n)^* \gamma_s *(1+W) \text{ ……..(V.11)}$$

Avec :

γ_h : poids volumique humide du sol (t/m3).

γ_s : poids volumique spécifique des grains solides (t/m3).

n : porosité du sol en fraction d'unité.

W : teneur en eau en fraction d'unité.

Le poids volumique du sol saturé est déterminé selon l'expression suivante :

$$\gamma_{sat} = 1+ (1-n)^*(\gamma_s - \gamma_w) \text{ ……..(V.12)}$$

Avec :

γ_{sat} : poids volumique saturé du sol (t/m3).

γ_s : poids volumique des grains solides (t/m3).

γ_w : poids volumique d'eau (t/m3).

n : porosité en fraction d'unité

Dans le cas d'une vidange rapide, nous utilisons le poids d'une tranche à poids volumique déjaugé qui est donné par la formule ci-après :

$$\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \text{ ……..(V.13)}$$

Le poids « Gi » étant une force qui présente deux composantes :

$$N_n = Gi \cos(\alpha) = b\gamma_i \sum \boldsymbol{h_i \cos(\alpha)} \text{ ……..(V.14)}$$

$$T_n = Gi \sin(\alpha) = b\gamma_i \sum \boldsymbol{h_i \sin(\alpha)} \text{ ……..(V.15)}$$

Avec:

N_n : composante normale stabilisatrice.

T_n : composante tangentielle déstabilisatrice au cercle de glissement.

Ou :

$$\sin(\alpha) = \frac{Numéro\ d'ordre\ de\ la\ section}{nombre\ totale\ des\ tranches} \text{……..(V.16)}$$

et

$$\text{et } \cos(\alpha) = \sqrt{1 - sin^2(\alpha)} \text{……..(V.17)}$$

b. Force de pressions inertielles :

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

$$U_i = \gamma_w * h * dl \text{……..(V.18)}$$

Avec :

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

c. Force de cohésion :

La force de cohésion est donnée par la formule suivante :

$$F_f = (N_n - U_i dl)tg\varphi = (G_i * \cos(\alpha) - U_i dl)tg\varphi \text{……..(V.19)}$$

Avec :

φ : angle de frottement interne qui dépend de la nature du sol et de la disposition de la surface de glissement par rapport à la ligne phréatique.

d. **Force séismique :**

La force séismique est donnée par la formule suivant :

$$T'_n = a * G_i \text{……..(V.20)}$$

Avec :

a : coefficient de séisme (0.12 tiré à partir de règlement para-séismique de l'Algérie).

Gi : poids de la tranche (tonne).

Classement des forces :

Forces stabilisatrices :

Les forces stabilisatrices sont les forces de frottement et les forces de cohésion ainsi que la composante normale du poids propre de la tranche et la force interstitielle. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum \mathbf{M}^t_{résistant} = \sum^{nR} * (\mathbf{C_i} * \mathbf{l_i} + (\mathbf{W_i\ co(\alpha)} - \mathbf{U_i l_i})\mathbf{tg\varphi_i})\ \mathbf{n\ i=1} \text{……..(V.21)}$$

Forces déstabilisatrices :

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle (Tn), (force de cisaillement) du poids (Gn) qui provoque le glissement du talus. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum \mathbf{M}^{t}_{moteur} = \sum \mathbf{R} * \mathbf{W}_i * \mathbf{si}(\boldsymbol{\alpha})\ \mathbf{n\ i=1} = R \sum \mathbf{W}_i * \mathbf{sin}(\boldsymbol{\alpha})\ \mathbf{n\ i=1} \text{.....(V.22)}$$

Coefficient de sécurité admissible :

Une fois le coefficient de sécurité déterminé, il s'agit de conclure si l'ouvrage serait stable ou non. Pour cela, il est nécessaire de comparer le coefficient critique à un coefficient dit admissible. Ce coefficient de sécurité est fixé d'après l'expérience et, il varie selon le cas de sollicitation normale ou exceptionnelle

Tableau V. 10 Valeurs des coefficients de stabilité admissibles.

Combinaison des charges Classe de l'ouvrage et des actions	**Classe de l'ouvrage**			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,20 ÷ 1,30	1,15 ÷ 1,20	1,1 ÷ 1,15	1,05 ÷ 1,10
Spéciales (Avec séisme)	1,05 ÷1,10	1,05÷1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05

Notre barrage appartient à la classe IV, le coefficient admissible sera donc : Sans séisme : F_{ss}=1.05÷1,10 Avec séisme : F_{as}=1,05

V.5.3 Détermination de coefficient Fss et Fas pour les différents cas de sollicitations :

Cas de Fin de construction (Retenue vide) :

Sans séisme : $Kss = \dfrac{\sum N_n tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n}$ .....(V.23)

Avec séisme : $Kas = \dfrac{\sum N_n tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R}\sum {}^{a}G_n d_n}$ .....(V.24)

Fonctionnement normale (talus aval)

Sans séisme : $Kss = \dfrac{\sum (N_n - P) tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n}$ .....(V.25)

Avec séisme : $Kas = \dfrac{\sum (N_n - P) tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R}\sum {}^{a}G_n d_n}$ .....(V.26)

Vidange rapide (talus amont)

Sans séisme: $Kss = \dfrac{\sum N_n tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n}$ .....(V.27)

Avec séisme: $Kas = \dfrac{\sum N_n tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \dfrac{1}{R}\sum a G_n d_n}$ .....(V.28)

Les résultats de la simulation sans donne dans le tableau (V.11) les détails de calcul des quatre cas sont regroupés dans l'annexe C01.

Tableau V. 11 Détermination de coefficient F_{ss} et F_{as}.

Cas de sollicitation		Coefficients de sécurité	
		Kss	**Kas**
Fin de construction		**Talus amont**	
	R_1=23.12	3.71	3.06
	R_2=21.73	2.11	1.86
	R_3= 17.66	2.37	2.06
		Talus aval	
	R_1= 26.21	3.76	3.19
	R_2 = 24.72	2.11	1.79
	R_3= 22.3	2.37	2.08
Fonctionnement normal		**Talus aval**	
	R_1= 23.12	3.66	3.11
	R_2= 24.72	2.27	1.81
	R_3= 22.29	1.59	1.33
Vidange		**Talus amont**	
	R_1=23.12	2.73	2.31
	R_2= 21.73	1.82	1.32
	R_3= 22.3	1.84	1.7

Conclusion :

Les résultats obtenus pour différents types de fonctionnements mentant que la stabilité du barrage est assurée car les valeurs des coefficients de sécurité minimum calculé sont strictement supérieures aux valeurs admissible sans et avec séisme d'où la stabilité est assurée.

CHAPITRE VI

LES OUVRAGES ANNEXES

CHAPITRE VI : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

Introduction

Tout type de barrage ou retenue collinaire d'une tel capacité doivent être menu d'un ensemble des ouvrages appelé ouvrages annexes tels que : les déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autre dont leur fonction principale est assurer la sécurité du barrage et la bonne exploitation de la retenue. Ces ouvrages annexes comprennent la vidange de fond, la prise d'eau et l'évacuateur de crues. Le dimensionnement de ses ouvrages est lié alors au débit laminé, le débit de projet, la charge effective, le relief et la géologie du site, ainsi que les conditions de réalisation et d'exploitation.

VI.1 L'évacuateur de crues

L'évacuateur de crues est constitué très souvent en un chenal (ou coursier) avec seuil déversant (ou déversoir) libre à l'amont et dissipateur d'énergie à l'aval, en fond de vallée. L'ensemble de ses ouvrages annexe permettent la restitution des débits de crues excédentaires (non stockés dans le réservoir) et le transit des crues à travers le barrage sans que le barrage et ces fondations risquent d'être endommagées.et d'éviter ainsi la submersion de la digue en contrôlant les cotes des plus hautes eaux

VI.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crues

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 crues

Les évacuateurs de crue sont devisés en deux type selon leur fonctionnement hydraulique

- Les évacuateurs de surface
- Les évacuateurs en charge.

➢ **Evacuateurs de surface :**

C'est le type le plus utilisé et le plus fiable. Il est sous forme d'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

L'évacuateur de surface est placé selon les deux cas :

- déversoir latéral : latéralement à l'axe du barrage sur une rive.

- déversoir frontal : parallèlement à l'axe du barrage.

- **Evacuateur en charge :**

Ce type d'ouvrage présente un écoulement en charge de type puit ou siphon.

Le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire ou l'eau est évacuer par chute verticale dans la conduite d'entrée. 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.

L'évacuateur en siphon est constitué d'une simple conduite qui fonctionne par aspiration posé sur le corps du barrage ou incorporée dans la digue. Des grilles installées à l'entrée de l'évacuateur permettent d'éviter l'obstruction par les corps flottants.

VI.1.3. Choix de la variante :

La réalisation de l'évacuateur de crue a lieu d'évité les problèmes de submersion du barrage en terre d'une crue exceptionnelle ou la rupture de la digue. Pour cela, la réalisation d'un évacuateur latéral à entonnement latérale s'adapte mieux au site. Ses ouvrages sont placés à la rive gauche du site retenu car la rive gauche est mieux favorable que la rive droite du point de vue hydraulique (pente, longueur et la topographie …).

- **Constitution de l'ouvrage :**

L'évacuateur de crues est constitué des éléments suivants :

- Un canal d'approche.
- Un déversoir.
- Un chenal.
- Un convergent.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Canal de fuite.

VI.1.4 Dimensionnement de l'évacuateur de crue :

Pour le calcul hydraulique de l'évacuateur de crue, on a besoin des données suivantes :

Tableau VI. 1 Données de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue.

Paramètres	Valeurs
Débit maximum à évacuer	166.61 m^3/s
Largeur déversant	45 m
Charge hydraulique au-dessus du déversoir	2.4 m

- **Le canal d'approche :**

Dite canal d'amené l'objectif est de canaliser les eaux d'évacuations vers le déversoir en garantissant un écoulement fluvial sur le seuil de déversement. Le tronçon d'entrée dans le canal d'approche doit être convergent donc on considère que la section est trapézoïdale. La vitesse d'approche (V_a) doit être calculée pour vérifier l'influence de l'écoulement sur le canal d'approche, elle est donnée par la formule suivante :

1. **La vitesse d'approche**

Elle est donnée par la formule :

$$V = \frac{Q}{H \times b} \text{.....(VI. 1)}$$

Avec :

Q : Débit à évacuer (m3/s), **Q = 166.61 m3/s**

H: Charge d'eau (m), H = h + P.

S_{can} : Section du canal en (m^2) ; S= H x b

P : Hauteur de pelle en (m), **P = 1 m**

h : Lame déversant en (m), **h = 2.4 m**

b : largeur du déversoir, **b = 45 m**

H=3.4 m

V = 1.09 m/s

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est (4.4÷10) m/s, $V < V_{adm}$, donc pas de risque d'érosion.

2. **Hauteur du mur du canal d'approche**

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante :

$$R_e = 0.6 + 0.05V(H)^{1/3} \text{ .....(VI. 2)}$$

Re = 0.68 m

La hauteur du mur est :

$$Hm = H + R$$

Hm = 4.08 m nous prenons **Hm = 4.5 m**

3. Longueur du canal d'approche

D'après le plan topographique, la longueur du canal d'approche est égale à 27 m.

- **Déversoir :**

Le principe général consiste à faire une collecte des eaux de la retenue. Il est dimensionné en fonction des contraintes de stabilité et de débit de pointe de l'hydro-gramme de crue.

On adopte à un déversoir à profil Creager qui a l'avantage d'éviter toute suppression qui provoque la cavitation et l'érosion par la suite.

Les propriétés de l'écoulement dans un déversoir sont dépendant de la forme géométrique de ce dernier, pour cela on a opté pour un déversoir à paroi mince de profil Creager pour éviter le phénomène de cavitation.

La figure suivante, montre les dimensions du déversoir :

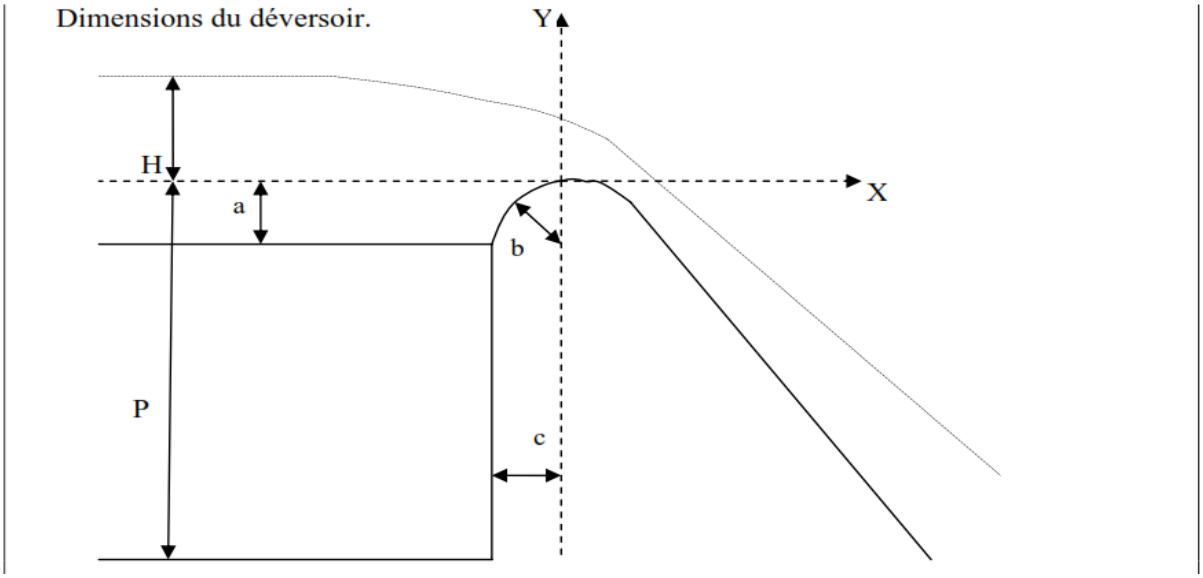


Figure VI. 1 Dimensions caractéristiques et géométrie du déversoir.

Avec a, b et c sont déterminé comme suit :

$$a = 0.12 \times H = \mathbf{0.408\ m}$$

$$b = 0.4 \times H = \mathbf{1.36\ m}$$

$$c = 0.3 \times H = \mathbf{1.02\ m}$$

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante :

$$y = \frac{x^{1.85}}{2 \times H^{0.85}} \quad \text{.....(VI. 3)}$$

Avec :

H : la charge sur le déversoir

Tableau VI. 2 Coordonnés du profil de Greager

x(m)	y(m)
0	0
0,25	0,01359571
0,5	0,04901257
0,75	0,10377106
1	0,17669039
1,25	0,26699089
1,5	0,37409487
1,75	0,49754609
2	0,63696918
2,25	0,79204633
2,38	0,87878027

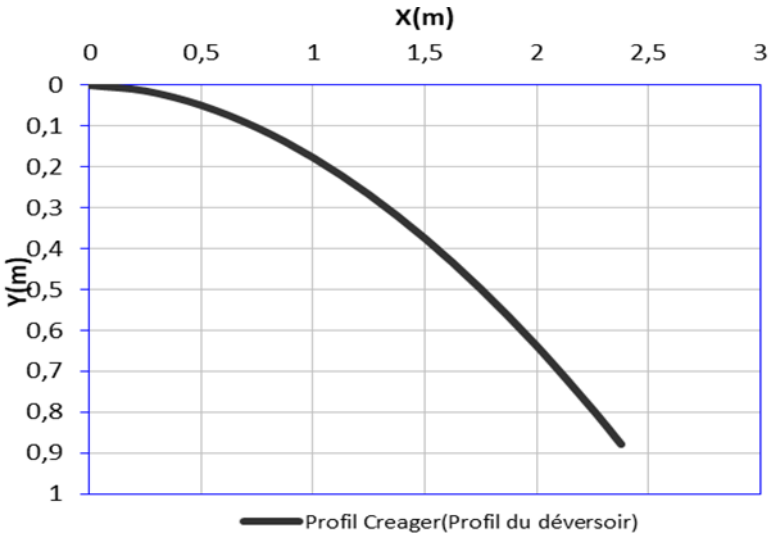


Figure VI. 2 Schéma du profil du seuil déversant type Creager.

1. **Calcul de la vitesse déversant :**

$$V = \frac{Q}{S} \text{.....(VI. 4)}$$

S=B*h=108

$$V = \frac{360}{108} = 3.33 m/s$$

2. **Calcul du débit spécifique au-dessus du seuil :**

$$q = \frac{Q}{b} \text{.....(VI. 5)}$$

$q=8m^3/s$

3. **La hauteur critique :**

$$\boldsymbol{h_c} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \text{.....(VI. 6)}$$

hc=1.87m

4. **La vitesse critique :**

$$\boldsymbol{V_c} = \frac{q}{hc} = 4.28 m/s$$

- **Calcul du convergeant**

Constitué un lien entre le chenal d'écoulement et le coursier. Son rôle principal est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier en passant d'un écoulement fluvial au torrentiel ce passage est assuré par le rétrécissement des parois. La longueur du convergeant est déterminée par la formule suivante :

$$L = 2.5\ (l_1 - l_2)\text{.....(VI. 7)}$$

Avec :

l_1 : est la largeur au plafond du bief amont, **l_1=45 m**

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle, **l_2= 8 m**

$$L = 2.5\ (11 - 7.74) = 93\ m$$

La longueur du convergent est de **93 m**

- **Le coursier**

Le coursier fait suite au chenal d'écoulement et conduit l'eau du convergent au bassin de dissipation. Il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

a. Largeur du coursier

Elle est donnée par :

$$B = Q^{0.4}\text{.....(VI. 8)}$$

$$B = 166.61^{0.4}$$

B = 7.74 m

b. Longueur du coursier

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 58 m.

c. Profondeur critique

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 B}{g.S^3} = 1$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.B^2}}$$

- **B :** est la largeur du coursier égale à 7.74 m

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{166.61^2}{9.81 * 7.74^2}}$$

h_{cr} =3.61 m

d. La pente critique

$$Q = S_c.C.\sqrt{R_c.I_{cr}}\text{..... (VI. 9)}$$

Avec celle du régime critique. $\frac{Q^2.b}{g.S_c^3} = 1$

Pour une section rectangulaire (S=h.b) conduit à :

$$I_{cr} = \frac{g.h_c}{C_c^2.R_c} \text{.....(VI. 10)}$$

Avec :

I_{cr} : pente critique

R_c : rayon hydraulique critique

$$R_c = S_c/P_c \text{.....(VI. 11)}$$

S_c : section critique

$$S_c = b.h_{cr} \text{.....(VI. 12)}$$

P_c : périmètre critique

$$P_c = 2\times h_{cr}+b\text{.....(VI. 13)}$$

C_c : coefficient de Chézy

$$C_c = R_c^{1/6}/n\text{.....(VI. 14)}$$

n : coefficient de rugosité, n=0.014 (revêtement en béton).

La pente critique est :

$$I_{cr} = \frac{9.81 \times 3.6}{86.06^2.3.11}$$

$$I_{cr} = 0.00153 = 0.153$$

Tableau VI. 3 récapitulatif des résultats.

S_C (m^2)	**162**
P_C (m)	52.2
R_C (m)	3.11
C_C (m^{-6})	86.06
I_{CR} (%)	0.153%

e. Calcul de la profondeur normale

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme. Elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy).

$$Q = S.C.\sqrt{R.I}\text{.....(VI. 15)}$$

Avec :

S : section du coursier

I : pente du coursier, **I= 7%**

C : coefficient de Chézy

R : rayon hydraulique

En substituant de la même manière que pour le chenal d'écoulent, nous aurons :

$$Q = \frac{1}{n}.I^{0.5}.(b.h_n)^{2.5}.(2.h_n + b)^{1.5}$$

Nous aurons :

$$\mathbf{h_n = 0.38\ m}$$

$$V_n = \frac{Q}{b.h_n} = 9.706 \text{m/s}$$

Nous constatons que $\mathbf{h_n < h_{cr}}$, donc le régime d'écoulement est torrentiel et le canal à forte pente.

Tableau VI. 4 récapitulatif des résultats du coursier.

Q (m^3/s)	**Strickler**	**I**	**h_n (m)**	**h_c (m)**	**$L_{coursier}$ (m)**
166.61	86.06	7%	0.38	3.6	58

Le calcul de la ligne d'eau est effectué par :

f. La méthode 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 :

$$dy / dx = (S_o - S_f)\ I\ (1- Fr^2) \quad \text{.....(VI. 16)}$$

Avec : S_o : pente du fond.

S_f: 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 de Manning. L'équation devient en différences finies

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - (n^2Q^2)/(A^2R^{\frac{4}{3}})}{1-(Q^2B)/(gA^3)} \quad \text{.....(VI. 17)}$$

On donne des valeurs arbitraires à y_i et on calcul la distance Δx correspondante aux profondeurs y_i et on calcul la profondeur moyenne :

$$y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2} \quad \text{.....(VI. 19)}$$

Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcul Δx à. chaque valeur de y_i, utilisant y_{moy}, et en l'ajoute à Δx cumulés jusqu'à cette

étape si la somme est supérieure 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 du coursier.

Dans notre cas toujours $y_i < y_o$ (courbe de remous type S2).

Les résultats de calcul dans l'annexe D01.

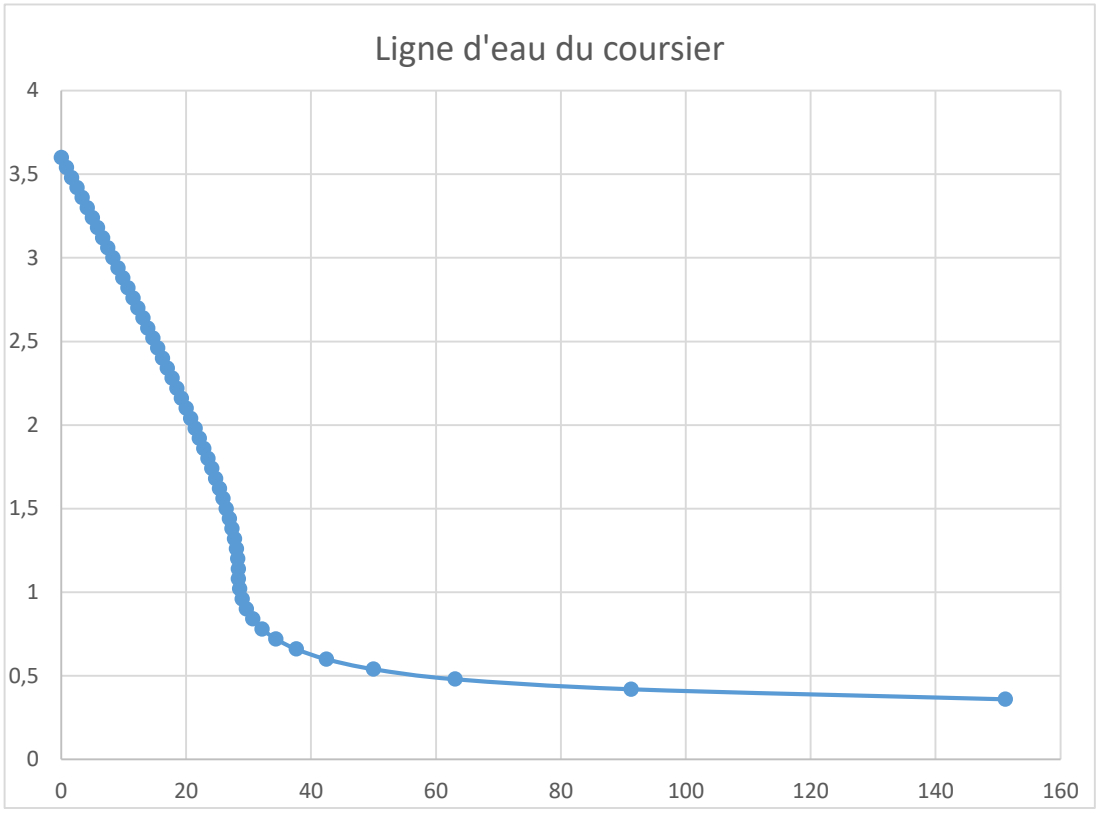


Figure VI. 3 Schéma de la ligne d'eau dans le coursier

a. Hauteurs des murs bajoyers

Les hauteurs des murs bajoyers sont détermine comme suit :

$h_m = h_e + R$

Avec

h_m : Hauteur des murs bajoyers en (m).

h_e : Lame d'eau sur le déversoir (m),

R : Revanche de sécurité (m) donnée par :

$$R = 0.06 + 0.05*V*Y_{av}^{1/3} \quad \text{.....(VI. 20)}$$

$$V = \frac{Q}{B*he} \quad \text{.....(VI. 21)}$$

Les hauteurs des murs varient au long du coursier en fonction de la profondeur d'eau prise dans le calcul de lame d'eau sur le déversoir et la vitesse de l'écoulement.

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau (VI.6).

Tableau VI. 5 Hauteur des murs bajoyers dans le coursier.

He (m)	V (m/s)	R (m)	H_m (m)	He (m)	V (m/s)	R (m)	H_m (m)
3,6	1,028	0,122	3,722	**1,92**	1,928	0,122	2,042
3,54	1,046	0,122	3,662	**1,86**	1,991	0,122	1,982
3,48	1,064	0,122	3,602	**1,8**	2,057	0,122	1,922
3,42	1,083	0,122	3,542	**1,74**	2,128	0,122	1,862
3,36	1,102	0,122	3,482	**1,68**	2,204	0,122	1,802
3,3	1,122	0,122	3,422	**1,62**	2,285	0,122	1,742
3,24	1,143	0,122	3,362	**1,56**	2,373	0,122	1,682
3,18	1,164	0,122	3,302	**1,5**	2,468	0,122	1,622
3,12	1,187	0,122	3,242	**1,44**	2,571	0,122	1,562
3,06	1,210	0,122	3,182	**1,38**	2,683	0,122	1,502
3	1,234	0,122	3,122	**1,32**	2,805	0,122	1,442
2,94	1,259	0,122	3,062	**1,26**	2,938	0,122	1,382
2,88	1,286	0,122	3,002	**1,2**	3,085	0,122	1,322
2,82	1,313	0,122	2,942	**1,14**	3,248	0,122	1,262
2,76	1,341	0,122	2,882	**1,08**	3,428	0,122	1,202
2,7	1,371	0,122	2,822	**1,02**	3,630	0,122	1,142
2,64	1,402	0,122	2,762	**0,96**	3,857	0,122	1,082
2,58	1,435	0,122	2,702	**0,9**	4,114	0,122	1,022
2,52	1,469	0,122	2,642	**0,84**	4,408	0,122	0,962
2,46	1,505	0,122	2,582	**0,78**	4,747	0,122	0,902
2,4	1,543	0,122	2,522	**0,72**	5,142	0,122	0,842
2,34	1,582	0,122	2,462	**0,66**	5,610	0,122	0,782
2,28	1,624	0,122	2,402	**0,6**	6,171	0,122	0,722
2,22	1,668	0,122	2,342	**0,54**	6,856	0,122	0,662
2,16	1,714	0,122	2,282	**0,48**	7,713	0,122	0,602
2,1	1,763	0,122	2,222	**0,42**	8,815	0,122	0,542
2,04	1,815	0,122	2,162	**0,36**	10,285	0,122	0,482
1,98	1,870	0,122	2,102	**0,42**	8,815	0,122	0,542

- **Dissipateur d'énergie**

Le principe consiste à installer un bassin a ressaut afin dissiper l'énergie cinétique de l'eau cette méthode est fiable pour réduire la vitesse de sortie a une valeur compatible avec la stabilité des berges a l'aval. Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement. D'où le passage du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. La forme et le type du bassin dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel. Les tests réalisés par (USBR) montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude.

Tableau VI. 6 Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR. .

Fourchette du nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
$1.0 \leq Fr \leq 1.7$	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).
Fr>9	Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Pour notre cas :

Fr = 4.48. Froude est compris entre 2.5 et 4.5 donc nous aurons une formation d'un ressaut oscillant.

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 : $2.5 < Fr \leq 4.5$ donc on opter pour un bassin de **type I**

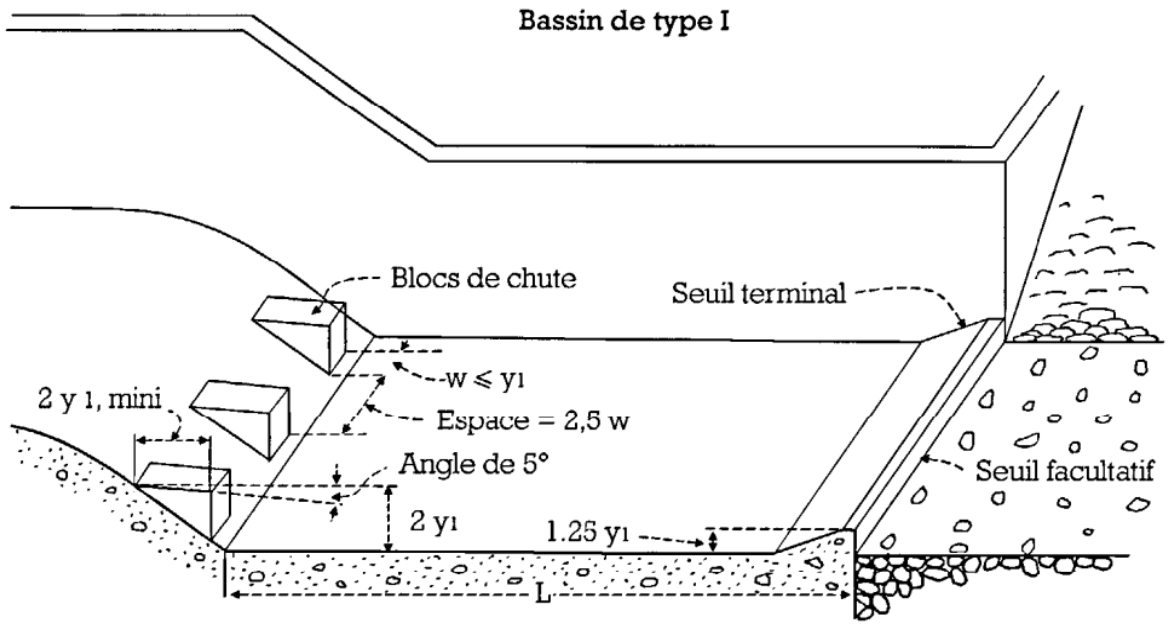


Figure VI. 3 Schéma de bassin de dissipation, type I (USBR, 1987).

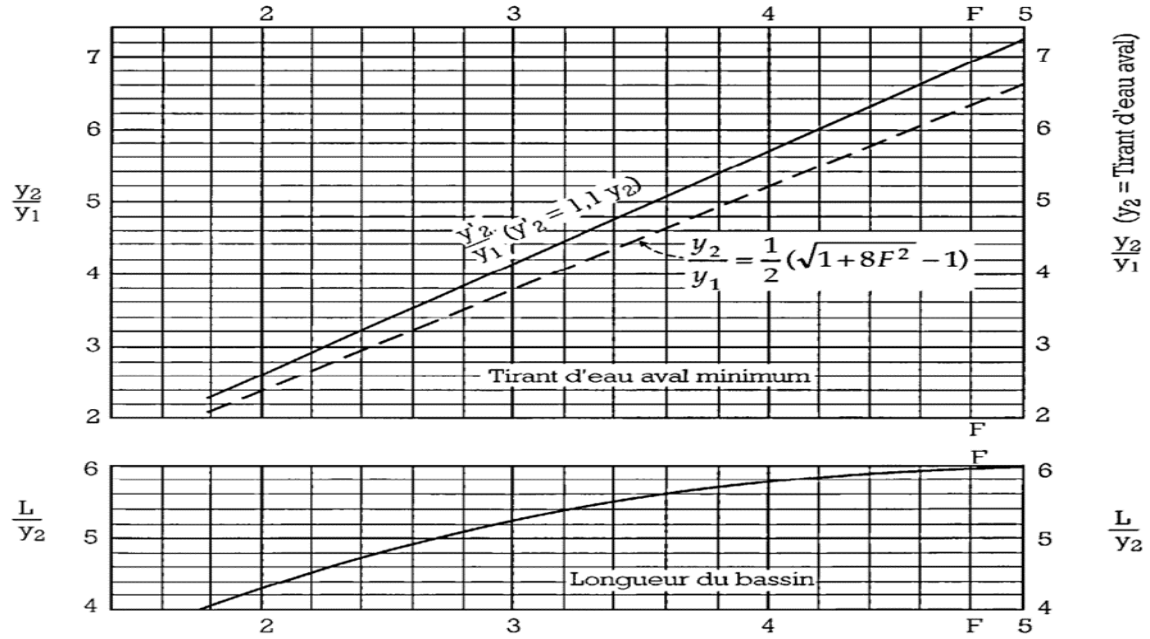


Figure VI. 4Abaque des caractéristiques du bassin de dissipation

Détermination des caractéristiques du bassin

F = 4.48 ; y1= 0.38 m

A partir de l'abaque dans l'annexe :

$\frac{y_2}{y_1} = 5.86$ D'où : y_2 =2.23m

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 :

$$\frac{L}{y_2} = 4.15$$

Donc :

L = 2.23 x 4.11 = 9.25 m On prend **L =10 m**

a. Dimensionnement des blocs Chicanes

Tableau VI. 7 Les dimensions des blocs Chicanes du bassin de dissipation.

La hauteur des blocs de chutes (m)	$h_1 = 2.y_1$	0.76
La largeur des blocs de chutes (m)	$b_1=2.y_1$	0.76
Espacement entre deux blocs de chutes (m)	e = 2.5w w≤ y_1	1.25
La hauteur du seuil terminal	$1.25y_1$	0.475

- **Canal de fuite**

Canal de fuite projeté est de section rectangulaire de largeur b = 18m ; et une pente de 0.5 %. Il permet de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel, les paramètres hydrauliques nécessaires pour le dimensionnement du canal sont :

a. Calcul de la profondeur critique :

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcule par la formule suivante (Agroskine) :

$$h_{cr} = K\left(1 - \frac{Z'}{3} + 0.105 \times Z'^2\right) \text{.....(VI. 22)}$$

Avec :

m : fruit des talus du canal de fuite, m =1

On prend pour une largeur du canal b = 5 m :

AN :

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.b^2}} = \sqrt[3]{\frac{161.61^2}{9.81*5^2}} = 4.74$$

$$Z' = \frac{K.m}{b} = 0.95$$

K = 4.74 et Z' = 0.95

D'où : h_{cr} = 3.69 m

Calcul de la pente critique :

Elle est donnée par :

$$I_{cr} = \frac{g.h_c}{C^2.R_c} \text{.....(VI. 23)}$$

Avec :

I_{cr} : pente critique.

S_c : section critique ; Sc=b*hcr =18.45m².

P_c : périmètre critique ; Pc=b+2hcr=12.38m.

R_c : rayon critique ; Rc=Sc/Pc=1.49

C_c : coefficient de Chézy ; Cc=$\frac{R^{1/6}}{n}$=76.34.

n : coefficient de rugosité, n=0.014 (m)

La pente critique est : I_{cr} = 0.00368= 0.368 % .

Tableau VI. 8 récapitulatif des résultats.

S_C (m^2)	**18.45**
P_C (m)	12.38
R_C (m)	1.49
C_C (m^{-6})	76.34
I_{CR} (%)	0.368

b. Profondeur normale dans le canal

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S.C.\sqrt{R.I}$$

Pour la hauteur normale nous avons

$$S_c = m.h_n^2 + b.h_n \text{.....(VI. 24)}$$

$$P_n = b + 2.h_n\sqrt{1+m^2} \text{.....(VI. 25)}$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} \times I^{0.5}.(m.h_n^2 + b.h_n)^{2.5}.(b + 2.h_n\sqrt{1+m^2})^{1.5}$$

Le résultat du calcul par itération donne : **h_n = 0.29 m**

c. Calcul de la vitesse d'écoulement dans le canal de fuite :

$$V = Q/S = C\sqrt{RI} \text{ .....(VI. 26)}$$

$$V = 2.9\ m/s$$

$hn = 2.4\ m > hc = 2.13m$ et $Ic > I$, donc le régime d'écoulement est fluvial.

$V > Vadm$ = (1.8 à 2.2) m/s ; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

VI.2 Ouvrage de vidange :

C'est un ouvrage destiné principalement à vider le barrage. Sa présence est absolument indispensable pour tout barrage et les retenue collinaire et avec une capacité d'évacuation importante. Son rôle principal est :

- Assurer la vidange totale ou partielle du réservoir en quelques jours (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 placée sous le barrage. Comme il peut être intéressant de prévoir une galerie latérale dans le cas des grands barrages.

VI.2.1 Type de l'ouvrage de vidange :

La conduite de vidange est généralement disposée sous le barrage. Cet ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

- **Conduite de vidange en charge :**

Lorsque la conduite fonctionne sous pression, il importe de s'assurer de son étanchéité absolue, car toute fuite dans le barrage en terre peut introduire des pressions interstitielles dangereuses ou entrainer la formation de renards. On adopte généralement une conduite en acier enrobe en béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai.

- **Conduites à écoulement libre :**

Ce type de conduite de vidange est utilisé dans le cas des ouvrages relativement importants, ou s'il y a risque de transports solides à travers la vidange, La conduite peut être alors soit :

- Un tuyau de gros diamètre en acier.
- Une canalisation en béton de type galerie ou ovoïde.

- **Choix de la variante :**

La retenue de notre projet est de classe IV, donc la capacité de l'évacuation de l'eau n'est pas vraiment importante. Une conduite en charge suffit pour transporter les eaux. La variante de l'ouvrage à retenir est celle d'une conduite en charge

VI.2.2 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :

L'écoulement étant incompressible et homogène, le débit volumique se conserve entre la section d'entrée de surface S et la section de sortie de la conduite. Le niveau d'eau H diminue au fur et à mesure de l'écoulement donc est variable avec le temps. Il s'obtient par conservation du débit à l'altitude H et au point de vidange. L'équation du débit est donnée par :

$$Q = \frac{dV}{dt} \text{.....(VI. 27)}$$

Avec :

$$Q=\mu A\sqrt{2gH}\text{.....(VI. 28)}$$

$$dV=SdH\text{.....(VI. 29)}$$

En remplaçant l'équation (VI.28) et (VI.29) dans l'équation (VI.27), 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) ; $L = 102m$

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 :

$$\zeta=\frac{L*\lambda}{D} \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots (VI.30)$$

$$\mu=\sqrt{\frac{1}{1+\sum\xi_s+\sum\xi_l}} \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots (VI.31)$$

$$\lambda=\frac{125n^2}{D^{\frac{1}{3}}} \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots (VI.32)$$

Tableau VI. 9 Coefficients de pertes de charge singulières.

ξ_{va}	**0.5**
ξ_{ent}	0.1
ξ_{sor}	1
ξ_{grille}	0.25

Donc : $\sum\xi_s$ = 1,85

A partir de la courbe surface-hauteur, on détermine l'équation de la courbe de tendance, représentée dans la figure suivante :

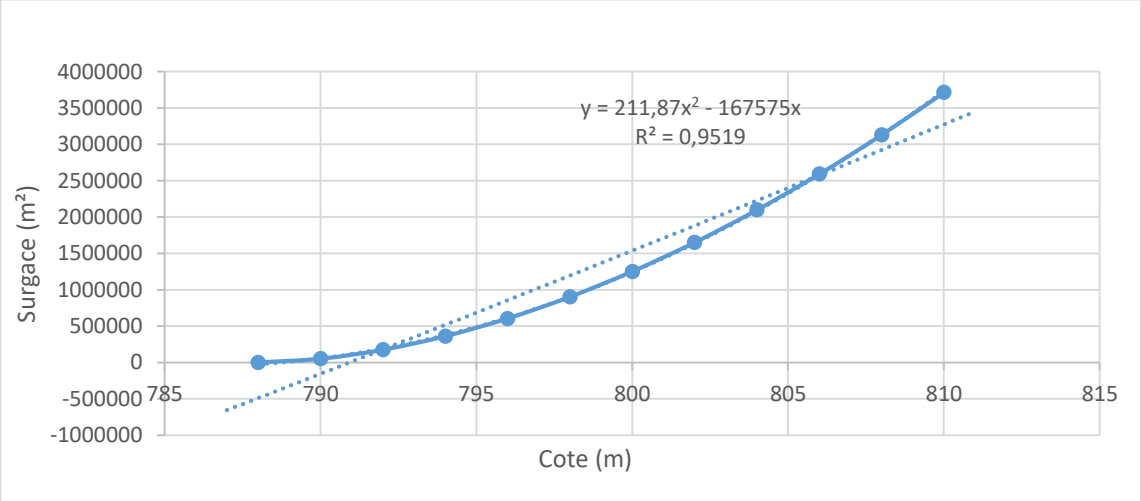


Figure VI. 5 Courbe de tendance de la courbe surface-hauteur.

En intégrant l'équation (VI.31), on obtient :

$$\int_0^T Qdt=-\int_{794}^{796} Sdh$$

$$\frac{4}{\pi D^2\sqrt{2g}}\frac{1}{\sqrt{1+\Sigma\zeta+\lambda\frac{L}{D}}}\int_{794}^{796}(211.87h-167575h)h^{-1/2}\text{dh}\dots\dots\dots\dots\dots\dots (VI.31)$$

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. 10 Temps de vidange pour différents diamètres.

D (m)	S (m^2)	λ	ζ (m)	μ	Q (m^3/s)	V (m/s)	T (heurs)	T (jours)
0,1	0,01	0,00074	751,55	0,04	0,004	0,46	420,97	17,54
0,2	0,03	0,00037	189,28	0,07	0,03	0,91	209,30	8,72
0,3	0,07	0,00025	85,15	0,11	0,10	1,35	138,25	5,76
0,4	0,13	0,00018	48,71	0,14	0,22	1,78	102,38	4,27
0,5	0,20	0,00015	31,84	0,17	0,43	2,19	80,61	3,36
0,6	0,28	0,00012	22,68	0,21	0,73	2,57	65,93	2,75
0,7	0,38	0,00011	17,15	0,23	1,13	2,94	55,32	2,31
0,8	**0,50**	**0,00009**	**13,56**	**0,26**	**1,65**	**3,28**	**47,28**	**1,97**
0,9	0,64	0,00008	11,11	0,29	2,29	3,60	40,98	1,71
1	0,79	0,00007	9,35	0,31	3,06	3,89	35,90	1,50
1,1	0,95	0,00007	8,05	0,33	3,96	4,17	31,73	1,32
1,2	1,13	0,00006	7,06	0,35	4,99	4,41	28,25	1,18
1,3	1,33	0,00006	6,29	0,37	6,16	4,64	25,32	1,05

On opte pour une conduite de diamètre Ø800, pour un temps de vidange de 1jours et 23h jour. Le débit évacué aura une vitesse de $3.28 \boldsymbol{m/s}$.

VI.2.3 Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange

- Il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (colmatage), et d'autre part prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements.
- Prévoir le nombre et la position des vannes nécessaires en fonction de type des conduites, de leurs diamètres, de la charge amont du barrage et du volume stocké (voir le tableau VI .11)
- Prévoir une bonne assise pour la conduite.

Tableau VI. 11 Disposition minimums de vidange à tenir en compte.

$H^2*V^{1/2}$	Type de conduite	Diamètre (m)	N° de position des vannes
< 30 **30÷100**	PVC ou Acier	160÷200 300 en Acier	Une vanne en aval
	Acier	300÷400	
100÷300	Acier, PEHD ou Béton en âme tôle	400÷600	Une vanne de garde amont et une vanne en aval
300÷700		600÷800	
700÷1500		800÷1200	
>1500	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite		Vanne de garde et vanne réglable en aval

Source (S.AMRINE J2008).

VI.3 La prise d'eau :

L'emplacement de cette ouvrage a pour but de prélever dans un cours d'eau ou dans un réservoir le débit nécessaire à chaque instant pour différentes 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, le transport solide tout en minimisant les pertes de charge à l'entrée de la prise.

VI.3.1 Types de l'ouvrage de prise d'eau :

Sachant 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. Comme il peut être de plusieurs types :

- **Prise d'eau en charge :**

Sous forme d'une conduite enterrée en âme tôle ou en acier enrobé de béton avec un fonctionnement non séparé avec la vidange et il garde un seul niveau de prise. Ce type de conduite est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et regroupe les organes de commande au pied aval de la digue

- **Prise d'eau flottante :**

Dans ce cas, les ouvrages de prise d'eau et de vidange sont séparés, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante. Or, le coût de cet ouvrage est très important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques.

- **Tour de prise :**

L'avantage de ce type est l'opportunité prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise - vidange), mais du point de vue économique elle est plus couteuse (tour + passerelle), de plus elle est sensible aux secousses dues aux séismes.

- **Dimensionnement de la prise d'eau :**

Le diamètre de la conduite de la prise d'eau est en fonction de la demande en eau durant la consommation de pointe. Etant donné l'usage de cette retenue est destiné à l'irrigation donc la consommation maximale est celle du mois de Février : $Vmax$ = 2.56Hm^3.

$$Qmax = \frac{Vmax}{T} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (\text{VI. } 32)$$

T : temps de prise (supposé : T=28jours, chaque jour 12h de fonctionnement).

$$Qmax = 2.12 m^3/s.$$

- **Calcul de la section de la prise d'eau :**

$$Q = \mu S\sqrt{2gH}$$

μ : Coefficient de débit ;

S : section de la conduite en m^2

H : charge d'eau minimale (m), h=8m

La surface est : $S = 0.650\ m^2$

- **Calcul de diamètre de la prise d'eau :**

Le diamètre de la conduite est $D = \sqrt{4S\ \pi} = 0.909\ m$

Le diamètre est de 900mm (Ø900).

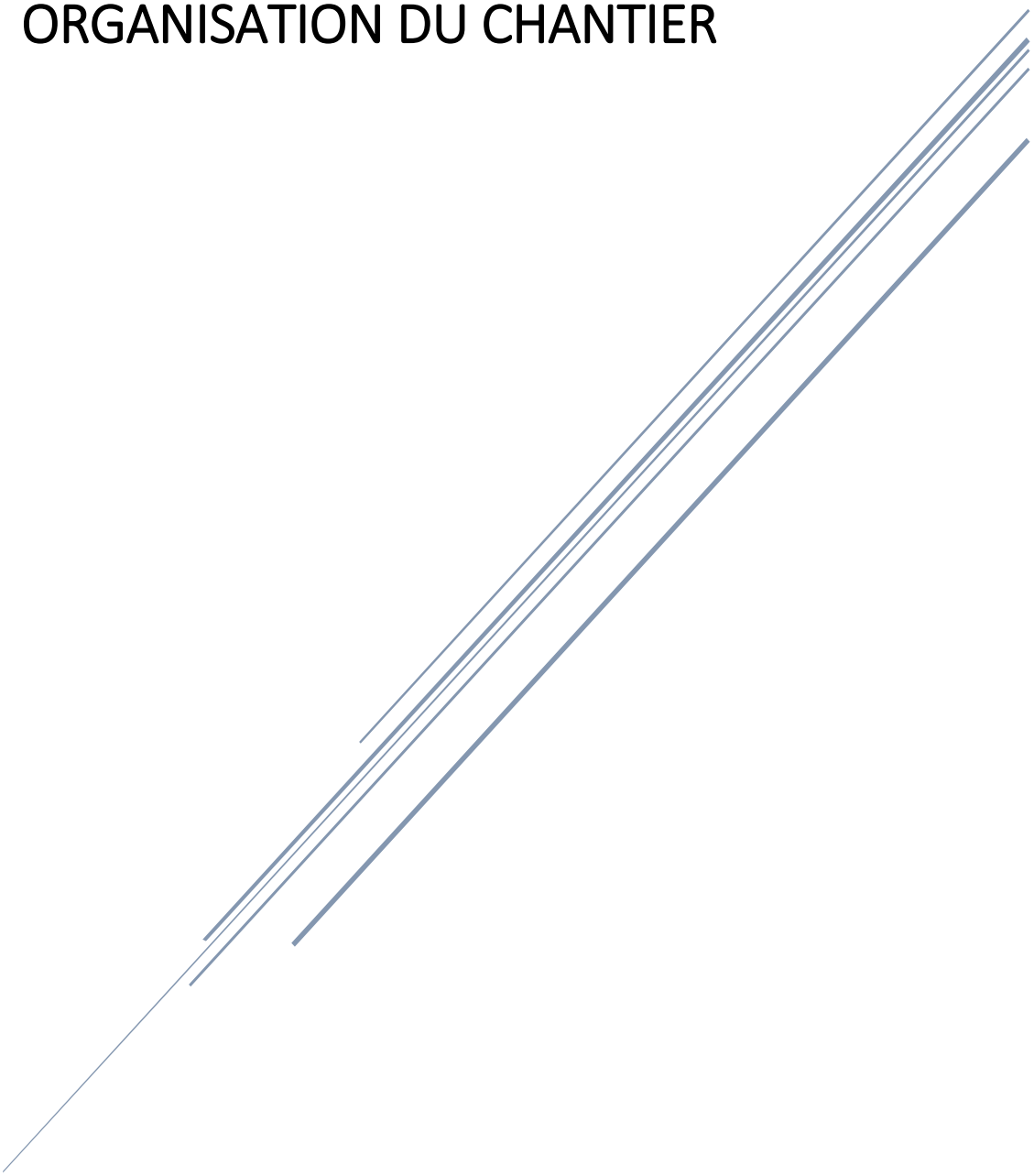
De point de vue économique, on opte pour une prise d'eau en charge i.e. on assemble la prise d'eau avec la vidange de fond. Donc la variante choisie est la conduite en charge (Ø800).

Conclusion :

L'ensemble des équipements d'un évacuateur de crue ont pour objectif d'assuré la sécurité du barrage en contrôlant les crues ainsi la protection des agglomérations lors de l'évacuation de l'eau. Une meilleure estimation de débit laminé est le facteur principal de dimensionnement des différents ouvrages annexes dont leur fonctionnement hydraulique est régi par l'application des lois de l'écoulement fluide et représenté les solutions les plus naturelles, simple et fiable. Tandis que le bon dimensionnement doit être accompagné à une bonne exploitation et l'entretien de l'ouvrage durant cette période afin d'éviter les problèmes de dégradation du matériel utilisé, la cavitation, l'érosion ainsi que risque de blocage des conduites.

CHAPITRE VII

ORGANISATION DU CHANTIER



CHAPITRE VII ORGANISATION DE CHANTIER (O.D.C)

Introduction

Un chantier est défini par une installation permanente dans un lieu généralement ouvert, il due le temps de la construction de l'ouvrage. Le facteur clé qui définit le chantier est l'organisation de chantier elle englobe l'ensemble des disposition matériel et humaine ont pour objectif d'exécuter dans les meilleures conditions possible un travail bien défini pour abaisser les couts de productions en favorisant a l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroitre le taux de productivité et diminuer le temps de la réalisation le plus possible. Pour cela il faut bien :

Définir les méthodes d'exécution des travaux, les modes opératoires tout en gardon l'esprit moderne de construction en assurant un rendement maximal.

Organiser le chantier de la retenue d'oued ISSA revient donc à prendre toutes mesures pour que la réalisation du projet se face :

- en conformité avec les plans établis ;
- de bonne qualité ;
- aux moindres délais ;
- aux moindres coûts ;
- sans accidents humains.

Le tiercé qualité-économie-rapidité demeure l'ossature et l'objectif à atteindre pour une bonne organisation de l'exécution d'un projet.

VII.1 Travaux préparatoires et organisation du chantier

Tout d'abord on commence par la préparation des documents nécessaire qui autorise au travailler l'installation du chantier

L'organisation donc passe par les étapes suivantes :

1- Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.

2- Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

VII.2 Travaux d'installation du chantier :

Le plan d'installation d'un chantier à une importance décisive sur le futur déroulement du chantier il tient en compte le déménagement des diverses aires de stockages sur site 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.2.1 Installations destinées au personnel

- **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.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, 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.3.3 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.3.4 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.4 Moyens du chantier

VII.4.1 Moyens humains

C'est l'ensemble de personne engager au travail dont le rôle de chacun est contribué à l'avancée du chantier la condition nécessaire est compétence afin de réaliser des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

a. Le maître de l'ouvrage

Une personne physique ou morale, pour laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

b. Le maître d'œuvre :

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de concevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation pour les entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte. Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau

c. L'entrepreneur :

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné

VII.4.2 Moyens matériels du chantier

Pour l'exécution des travaux de terrassement et de compactage, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir

Travaux de réalisations :

1. Le compactage :

Cette opération consiste à augmenter artificiellement la densité d'un sol par des moyens mécaniques.

2. Travaux de terrassements :

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques. En ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques. Le terrassement est réalisé en deux étapes :

3. Travaux d'excavations :

Le décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux. Les travaux de terrassement doivent être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux.

4. Travaux secondaires :

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

L'aménagement de la zone d'emprunt.

Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.

Reboisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage.

Tableau VII. 1 Les engins généralement utilisé dans le chantier.

Pour les travaux de compactage		
Noms	Définition	Figure
Compacteurs à pneus	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 »	
Rouleaux à pieds dameurs	Pour le compactage des sols fins, les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux	
Le prélèvement, terrassement et le transport des matériaux		
Décapeuse automotrice (grader)	Destiné pour l'arasement des sols, elle possède une benne avec tiroir éjecteur et qui par l'effet de déplacement de la machine permet d'extraire les matériaux	
Pelle hydraulique	Dite excavatrice, dispose moins d'axes de mobilité. Utilisé pour le terrassement et d'extraction des matériaux ainsi que le nettoyage de fossés et des talus.	

Camions (damper)	Utilisé généralement pour le transport de matériaux en vrac tel que le matériau prise de la zone d'emprunt	

VII.5 Planification

VII.5.1 Définition

Elle consiste à déterminer de façon économique la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre 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.5.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- ➢ Méthodes basées sur le réseau
- ➢ Méthodes basées sur le graphique

La méthode que on va adapter pour notre cas est la méthode basée sur le réseau.

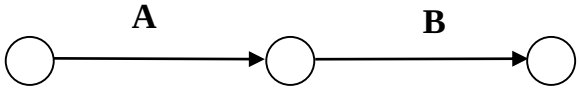
VII.5.2.1 Méthodes basées sur le réseau

a. Définition du réseau :

C'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**

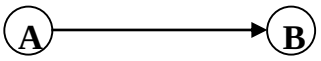
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



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 :

1. Etablissement d'une liste des tâches
2. Détermination des tâches antérieures : Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, on doit :

- 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

A. Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical) :

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

B. **Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method):**

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (03) relations à savoir :

- Commencement de l'opération (A) et (B).
- Finition de l'opération (A) et commencement de (B).
- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

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.

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 :

$$DFP = DCP + TR$$
$$DCPP = DFPP - TR$$

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 :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

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

Il existe trois plans de travail :

- Plan de travail au plus tôt : Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

- **Plan de travail au plus tard (PTPP**) : Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (Plus économique).
- **Plan de travail intermédiaire :** Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard, l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

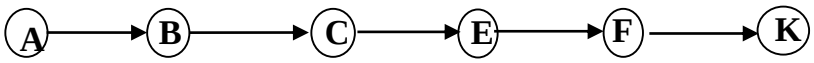
VII.6 Programme des travaux :

Le programme de travaux pour la construction du réservoir et de transfert, a été établi sur des bases réalistes qui tiennent compte des problèmes qui pourront surgir durant les travaux. Le tableau ci-dessous montre la durée des différents travaux et leurs symboles des opérations réalisées :

Tableau VII. 2 Liste, symbole et durée des opérations.

Phases des Travaux	Opérations	Duré (mois)
Phase 01 : Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier;	**A**	4
Phase 02 : développement du réseau routier assurant l'accès au chantier	**B**	3
Phase 03 : décapage et excavation du barrage	**C**	10
Phase 04 : la prise d'eau et la vidange de fond	**D**	5
Phase 05 : l'évacuateur de crues	**E**	15
Phase 06 : travaux de génie civil de l'évacuateur de crues	**F**	16
Phase 07 : équipements hydraulique	**G**	5
Phase 08 : préparation des zones d'emprunt ;	**H**	3
Phase 09 : mise en place un système de drainage	**I**	6
Phase 10 : Construction de la digue	**j**	18
Phase 11 : travaux des finitions	**k**	5

Le chemin critique est le suivant :



DTR=∑TR =4+3+10+15+16+5 = 53 mois.

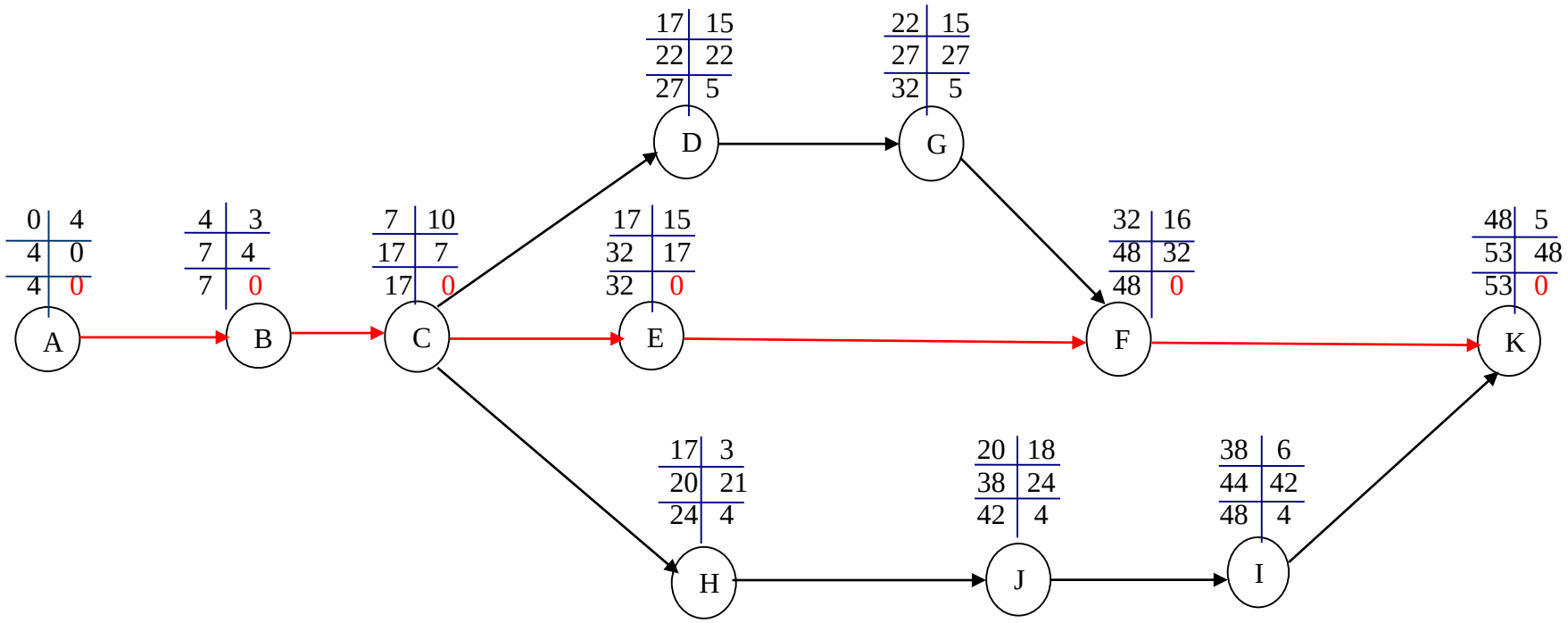


Figure VII. 1 Réseau à nœuds.

VII.7 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.3 : Devis estimatif de la digue

Désignation	Unité	Quantité (m^3)	P.U (DA)	Montant (DA)
Recharges	m^3	36577,153	500	18288577,00
Rip-Rap	m^3	3932,24	4 000	15728960,00
Filtres et Drains	m^3	2484,496	2 200	5465891,20
Géotextile	m^3	2 675,00	400	1070000,00
Montant total (DA)	40 553 427,70			

Tableau VII.4 : Devis estimatif de l'évacuateur de crue

Désignation	Unité	Quantité	P.U (DA)	Montant (DA)
Déblai	m^3	2838	1000	2 838 000.00
Remblai	m^3	6430	1000	6 430 000.00
Béton armé 350 Kg/m^3	m^3	306	35000	10 710 000.00
Montant total (DA)	19 978 000.00			

Pour la vidange de fond et la prise d'eau et pour des raison technico-économique nous avons choisi une conduite de diamètre 800mm et 2 vannes a l'amont et l'aval.

Le cout de la conduite est de 88000 (DA) et le cout d'une vanne égale à 50000 (DA).

Le coût total de l'ouvrage est donc :

Montant total de la retenue = 60 719 427,70 DA.

Conclusion :

L’organisation de chantier joue un rôle important dans le déroulement des travaux et leurs exécutions dans les meilleures conditions possibles elle permet de réduire le cout et le temps de production. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet.

On note que malgré la planification des travaux sur terrain on trouve toujours des inconvénients qui peuvent empêché le déroulement des travaux notamment les intempéries, les crises des matières premières (aciers, ciment, produit chimiques,)...Etc.

CHAPITRE VIII
SECURITE DE TRAVAIL

CHAPITRE VII : SECURITE DE TRAVAIL

Introduction

La culture de sécurité au travail englobe les différents aspects comportementaux, managériaux et techniques de maîtrise des risques d'un groupe de travail. Le renforcement d'une culture de sécurité au travail vise à développer une perception du risque partagée par tous les membres de l'entreprise, avec comme résultat un ensemble de comportements et de pratiques sécuritaires réduisant significativement la fréquence et la gravité des accidents

Sur un chantier, les risques sont nombreux et inattendus pour cela les règlements doivent être strictement appliqués et a tous moment

VII.1 Accident au travail :

L'analyse réalisé sur les plus fréquents accidents à montrer que ses dégâts appuient sans existence sur deux cause à la fois humaine et technique (machine, matériaux…). On distingue deux type d'accident :

Accident du travail avec arrêt : C'est un accident qui entrainera incapacité temporaire (IT), donnant lieu à une indemnisation d'au moins une journée.

Accident du travail avec incapacité permanente : C'est un accident qui entrainera incapacité permanente (IP), donnant lieu à l'attribution d'un capital ou une rente.

Parmi les caractéristiques pour qu'un accident est pris en considération on cite :

- ✓ Un accident doit être soudain et se produit à l'occasion du travail (Lieu,Temps et Lien de subordination).
- ✓ Provoque une lésion du corps.

VII.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.

VII.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.

VII.2Mise en place des règles de sécurité :

Les règles de sécurité au travail sont un plan d'action précis visant à prévenir les accidents du travail et réduire les risques liés à la présence de plusieurs travailleuses

Ce plan est réalisé souvent par le chef de projet et il est lié à chaque entreprise il englobe les noms et les coordonnées de chaque entreprise, les dates de début et de fin de travaux ainsi que leur nature. Ce manuelle sera utilisé pendant tous la durée des travaux.

Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés :

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- Les abris doivent être airés et chauffés.
- Assurer une protection individuelle
- Assurer un entretien continu
- Assurer un stockage rationnel

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 être toujours concentré lors du travail notamment lors de manipulation des engins dangereux.
- La propreté du chantier.
- L'aménagement des emplois du temps afin d'éviter aux employés de travailler aux heures les plus chaudes, ou les plus froides. Ainsi que la mise en place d'une salle de pause.
- La surveillance du chantier grâce à des dispositifs de sécurité électronique.
- L'installation d'une clôture autour du site.

Equipement de protection individuelle :

Parmi les moyenne de la protection individuelle des travailleurs on a les tenues vestimentaire et leurs accessoires on cite les éléments nécessaires à apporter au salarie :

- Combinaisons de travail.
- Lunettes de protection.
- Gants adaptés à chaque type de risques.
- Chaussures de sécurité.
- Masques de chantier.
- Dispositifs antichute.

Conclusion

La sécurité de travail est un processus simple, clair et facile a adapté néanmoins sont ignorance mène à des conséquences et des risques qui peuvent être mortelles. Afin d'éviter ses risques La prévention des travailleurs doit être conçu comme une étape essentiel avant le commencement des travaux.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet s'est révélé très enrichissant ou il a consisté en une approche concrète du métier d'ingénieur. Nous avons élaboré une étude détaillée concernant la conception d'une retenue collinaire sur oued Issa commune de Layounne wilaya de Tisemsilt.

Le long de ce travail nous avons appliqué nos connaissances en hydraulique, hydrologie, géologie, hydrogéologie et géotechnique à un domaine pratique.

Il décrit les résultats trouvés de l'étude préliminaire. Ce qu'on a pu développer dans cette étude est bien détailler (présentation du site, détaille des études géotechnique, géologique et hydrologique, détailles de chaque variante proposée ainsi que les ouvrage annexe de la retenue et a la fin nous avons estimé le coté économique et technique de la variante choisie).

D'après les résultats obtenus nous remarquons que notre choix est favorable aussi l'emplacement de l'ouvrage sur site et que l'étude géotechnique et hydrologique sont valables. On a aussi in sol peu perméable et la forme de la vallée est étroite d'où la capacité de stockage est grande. Ainsi, les résultats de la zone d'emprunt sont satisfaisants, la suffisance de la quantité de sols de la zone d'emprunt nous a orienté vers une digue homogène de 12 m de hauteur et un volume stocké de l'ordre de 11 Mm^3 sachant que la stabilité des talus contre le phénomène d'infiltration et de renard est assurée.

L'ouvrage de l'évacuation est de type latéral à entonnement latéral implanté dans la rive droite, ce choix est basé sur la topographie du terrain de plus la conduite de prise d'eau et de vidange de fond est en acier enterré de 800 mm de diamètre.

A la fin, ce travail nous a permis d'introduire les informations et les théories élaborées durant notre cursus dans l'objectif d'étudier l'implantation d'une retenue collinaire sur oued ISSA destiné à l'irrigation.

Référence bibliographique

Alonso, E., Bécue, J. P., Bolle, G., Brodin, J. L., Brunel, P., Cassard, A., ... & Tratapel, G. (1997). Barrages en remblai. *Petits barrages : recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi, DEGOUTTE G.*, 67-113.

Benlaouki. B Polycopie de cours de géologie des barrages.

Livre PDF | Manuel Pratique d'hydrologie Touaibia bénina. (s. d.). Consulté 10 mai 2021, à l'adresse https://www.hydraulicspot.online/2020/05/manuel-pratique-dhydrologie-touaibia.html.

Mihoubi, M. K. (2019). MANUEL DE DIMENSIONNEMENT DES BARRAGES EN MATERIAUX LOCAUX (2.02.5980). Office des Publications Universitaires : 03- 2020.

Touaibia. B. (2001) Polycopié de cours de régularisation des débits ; les retenues. ENSH. Blida.

ANNEXE

Annexe A01 : Récapitulatif des résultats de laboratoire

Sond N°	PROF (m)	W%	γ_h (g/cm^3)	γ_d (g/cm^3)	Caco3 %	LIMITES CONSISTANCE			TAMISAGE SEDIM.			COMP. SIMPLE			CISAILL. DIRECT UU		CONSOLIDATION OEDOMETRIQUE			CLA SS
						LL %	LP %	IP %	G %	S %	F %	ε %	Cu (Kg/cm^2)	Rc (Kg/cm^2)	ϕ°	C_u Kg/cm^2	Pc %	Cc %	Cg (Bar)	
S01	0.70-1.50	21.38	1.816	1.515	16.89	60.2	28.04	32.16	0.00	6.65	93.35				32.67	0.8				LT
S01	1.5- 4.50	20.18	1.936	1.640	13.51	40.2	21.33	18.87	0.00	35.61	64.39				25.8	0.18				AP
S01	4.50-7.30				11.82							52.5								
S01	7.30-16.0				6.75							66.3								
S02	0.00-1.20	35.20	1.785	1.320	17.73	34.00	20.11	87.12	0.00	12.88	87.12				9.84	0.05				AP
S02	1.20-3.40				18.65									50.1			1.98			
S02	3.40-12.0				19.42							52.7		52.7						
S03	0.00-1.50	17.12	1.889	1.163	19.35	37.83	20.54	17.29	0.00	16.51	83.49				0.66	33.98				AP
S03	1.50-4.50	22.12	2.046	2.672	21.87	33.4	20.34	13.06	0.00	25.42	74.58				6.05	0.59				AP
S03	4.50-10.0		2.77		20.06				91.18	4.07	4.75									GM

Annexe B01 : Table de χ^2

*	0,9	0,5	0,3	0,2	0,1	0,05	0,02	0,01	0,001
1	0,016	0,455	1,074	1,642	2,706	3,841	5,412	6,635	10,827
2	0,211	1,386	2,408	3,219	4,605	5,991	7,824	9,210	13,815
3	0,584	2,366	3,665	4,642	6,251	7,815	9,837	11,345	16,266
4	1,064	3,357	4,878	5,989	7,779	9,488	11,668	13,277	18,467
5	1,610	4,351	6,064	7,289	9,236	11,070	13,388	15,086	20,515
6	2,204	5,348	7,231	8,558	10,645	12,592	15,033	16,812	22,457
7	2,833	6,346	8,383	9,803	12,017	14,067	16,622	18,475	24,322
8	3,490	7,344	9,524	11,030	13,362	15,507	18,168	20,090	26,125
9	4,168	8,343	10,656	12,242	14,684	16,919	19,679	21,666	27,877
10	4,865	9,342	11,781	13,442	15,987	18,307	21,161	23,209	29,588
11	5,578	10,341	12,899	14,631	17,275	19,675	22,618	24,725	31,264
12	6,304	11,340	14,011	15,812	18,549	21,026	24,054	26,217	32,909
13	7,042	12,340	15,119	16,985	19,812	22,362	25,472	27,688	34,528
14	7,790	13,339	16,222	18,151	21,064	23,685	26,873	29,141	36,123
15	8,547	14,339	17,322	19,311	22,307	24,996	28,259	30,578	37,697
16	9,312	15,338	18,418	20,465	23,542	26,296	29,633	32,000	39,252
17	10,085	16,338	19,511	21,615	24,769	27,587	30,995	33,409	40,790
18	10,865	17,338	20,601	22,760	25,989	28,869	32,346	34,805	42,312
19	11,651	18,338	21,689	23,900	27,204	30,144	33,687	36,191	43,820
20	12,443	19,337	22,775	25,038	28,412	31,410	35,020	37,566	45,315
21	13,240	20,337	23,858	26,171	29,615	32,671	36,343	38,932	46,797
22	14,041	21,337	24,939	27,301	30,813	33,924	37,659	40,289	48,268
23	14,848	22,337	26,018	28,429	32,007	35,172	38,968	41,638	49,728
24	15,659	23,337	27,096	29,553	33,196	36,415	40,270	42,980	51,179
25	16,473	24,337	28,172	30,675	34,382	37,652	41,566	44,314	52,620
26	17,292	25,336	29,246	31,795	35,563	38,885	42,856	45,642	54,052
27	18,114	26,336	30,319	32,912	36,741	40,113	44,140	46,963	55,476
28	18,939	27,336	31,391	34,027	37,916	41,337	45,419	48,278	56,893
29	19,768	28,336	32,461	35,139	39,087	42,557	46,693	49,588	58,302
30	20,599	29,336	33,530	36,250	40,256	43,773	47,962	150,892	59,703

** en lignes = ddl (degré de liberté)*

** en colonnes = la probabilité*

Annexe B02 : Pluie maximales journalière.

CODE	**11605**	**CODE**	**11606**	**CODE**	**11607**
NOM	THNIAT EL HAD	NOM	SIDI MOKRFI	NOM	Tarik Ibn Ziad
Année	PJ max	Année	PJ max	Année	PJ max
1970	19,4	1969	61,7	1968	58,3
1972	75,4	1970	27,6	1969	81,4
1973	109,6	1971	49,8	1970	43,7
1974	62,7	1972	80,4	1971	108,2
1975	38,9	1973	29,5	1972	84,8
1976	32,8	1974	46,7	1973	42,8
1977	44,5	1976	49,7	1975	53
1978	40,9	1979	40,1	1976	19,2
1979	100,9	1980	53,8	1979	101,6
1980	64,2	1981	32,9	1980	52,8
1981	51,8	1982	43,4	1983	40,2
1982	39,9	1983	43,6	1984	80,6
1983	23,7	1984	46,9	1985	45,1
1984	66,5	1985	63,3	1986	55,9
1985	54,7	1986	23,8	1987	25,2
1986	54,2	1989	26,8	1988	57,6
1987	28,6	1990	29,5	1991	65,9
1988	47	1991	55,4	1992	25
1989	21,1	1992	23,9	1993	19
1990	66,4	1993	37,8	1994	81
1991	88,4	1994	66,1	1995	27,2
1992	29,6	1995	28,2	1996	40
1993	23,5	1996	17,9	1997	45
1994	90	1997	50,3	1998	41,8
1995	62,7	1998	35,2	1999	19,6
1996	45,1	1999	14,2	2000	45,1
1997	44,4	2000	33,7	2001	20,3
1998	54,4	2001	13,1	2002	69
1999	42,8	2002	33,6	2003	30,8
2000	82,9	2003	23,2	2004	48
2001	24,5	2004	26,7	2005	52
2002	75,4	2005	28	2006	59,5
2003	37,8	2006	32,8	2007	72
2004	55,6	2007	71,3	2008	38,8
2006	60	2008	39	2009	44,1
2007	67,1	2009	25	2010	29,9
2008	36	2010	23,2	2011	36,1
2009	33,3	2011	30,7	//	//
2010	30,3	2012	55,7	//	//
//	//	2015	79,7	//	//
//	//	2016	34,2	//	//
//	//	2017	26,3	//	//

Annexe B03 : L'hydro-gramme de crue pour différents périodes de retour.

Temps (h)	période de retour				temps (h)	période de retour			
	T=10ans	T=50ans	T=100ans	T=1000ans		T=10ans	T=50ans	T=100ans	T=1000ans
0	0,0	0,0	0,0	0,0	16	54,2	88,9	125,8	195,7
0,5	0,5	0,8	1,1	1,7	16,5	49,4	80,9	114,5	178,1
1	1,8	3,0	4,3	6,6	17	44,8	73,4	103,9	161,6
1,5	4,1	6,8	9,6	14,9	17,5	40,5	66,4	94,0	146,2
2	7,3	12,0	17,0	26,5	18	36,5	59,8	84,7	131,8
2,5	11,5	18,8	26,6	41,4	18,5	32,8	53,7	76,1	118,3
3	16,5	27,0	38,3	59,5	19	29,3	48,1	68,1	105,9
3,5	22,5	36,8	52,1	81,0	19,5	26,1	42,8	60,6	94,3
4	29,3	48,1	68,1	105,9	20	23,2	38,0	53,7	83,6
4,5	37,1	60,8	86,1	134,0	20,5	20,4	33,5	47,4	73,7
5	45,8	75,1	106,3	165,4	21	17,9	29,4	41,6	64,7
5,5	55,5	90,9	128,7	200,1	21,5	15,6	25,6	36,2	56,4
6	66,0	108,2	153,1	238,2	22	13,5	22,2	31,4	48,8
6,5	77,5	126,9	179,7	279,5	22,5	11,6	19,1	27,0	42,0
7	89,8	147,2	208,4	324,2	23	9,9	16,3	23,0	35,8
7,5	103,1	169,0	239,2	372,2	23,5	8,4	13,8	19,5	30,3
8	117,4	192,3	272,2	423,4	24	7,0	11,5	16,3	25,4
8,5	132,5	217,1	307,3	478,0	24,5	5,8	9,5	13,5	21,0
9	148,5	243,4	344,5	535,9	25	4,8	7,8	11,0	17,2

9,2	155,2	254,3	360,0	560,0	25,5	3,8	6,3	8,9	13,8
9,5	149,2	244,5	346,1	538,4	26	3,0	5,0	7,1	11,0
10	139,6	228,7	323,7	503,6	26,5	2,4	3,9	5,5	8,5
10,5	130,3	213,6	302,3	470,3	27	1,8	2,9	4,2	6,5
11	121,5	199,2	281,9	438,5	27,5	1,3	2,2	3,1	4,8
11,5	113,1	185,4	262,4	408,2	28	0,9	1,5	2,2	3,4
12	105,1	172,3	243,9	379,4	28,5	0,6	1,1	1,5	2,3
12,5	97,5	159,8	226,2	351,9	29	0,4	0,7	1,0	1,5
13	90,3	147,9	209,4	325,8	29,5	0,3	0,4	0,6	0,9
13,5	83,4	136,7	193,5	301,0	30	0,1	0,2	0,3	0,5
14	76,9	126,0	178,4	277,5	30,5	0,1	0,1	0,1	0,2
14,5	70,7	115,9	164,1	255,2	31	0,0	0,0	0,1	0,1
15	64,9	106,4	150,6	234,2	31,5	0,0	0,0	0,0	0,0
15,5	59,4	97,4	137,8	214,4	32,2	0,0	0,0	0,0	0,0

Annexe B04 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.

Mois	$A_{80\%}$ (Hm^3)	$U_{20\%}$ (Mm^3)	A-U (Mm^3)	1er consigne			2eme consigne		
				V_{rf}	V_{ri}	S	V_{rf}	V_{ri}	S
					1.644109			1.644109	
SEP	1.32	0.9	0.42	2.06411	2.0641		1.224	1.644109	0.42
OCT	1.77	0.32	1.45	3.514	3.514		0.194	1.644109	1.45
NOV	1.59	0	1.59	5.104	5.104		0.054	1.644109	1.59
DEC	2.18	0	2.18	7.284	7.284		0.072	1.644109	1.572
JAN	2.49	0	2.49	9.774	9.49311	0.281	2.252	2.2521	
FEV	2.56	0.074	2.486	11.979	9.49311	2.486	4.742	4.742	
MAR	1.36	0.751	0.609	10.102	9.49311	0.609	7.228	7.228	
AVR	1.65	1.27	0.38	10.762	9.49311	1.269	7.837	7.8371	
MAI	0.63	3.162	-2.532	9.873	9.49311	0.387	9.106	9.106	
JUN	0.024	0.20	-0.18	6.9611	6.6911		9.486	9.486	
JUI	0.36	3.47	-3.11	3.851	3.8511		6.954	6.954	
AOU	0.38	2.58	-2.2	1.6511	1.6511		3.844	3.844	
Total	17.99	12.958	5.032			5.032	1.644109	1.644109	5.032

Annexe B05 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.

Mois	$A_{80\%}$ (Hm^3)	$U_{20\%}$ (Hm^3)	Les pertes (Hm^3)	A-(U+P) (Hm^3)	1er consigne			2eme consigne		
					V_{rf}	V_{ri}	S	V_{rf}	V_{ri}	S
						1.644109		1.644109	1.644109	
SEP	1.32	0.9	0.06198	0.35802	2.0021	2.0021		1.286	1.644109	0.358
OCT	1.77	0.32	0.139	1.311	3.3131	3.3131		1.067	1.644109	0.577
NOV	1.59	0	0.1278	1.4622	4.7753	4.7753		2.378	2.378	
DEC	2.18	0	0.102	2.078	6.8533	6.8533		3.48	3.48	
JAN	2.49	0	0.124	2.366	9.2193	9.2193		5.918	5.918	
FEV	2.56	0.074	0.1659	2.3201	11.5394	10.99	0.549	8.284	8.284	
MAR	1.36	0.751	0.27	0.339	11.3290	10.99	0.339	10.604	10.604	
AVR	1.65	1.27	0.333	0.047	11.097	10.99	0.047	10.943	10.943	
MAI	0.63	3.162	0.382	-2.914	8.076	8.076		11.003	10.99	0.013
JUN	0.024	0.20	0.461	-0.637	7.439	7.439		8.089	8.089	
JUI	0.36	3.47	0.32	-3,43	4.009	4.009		7.452	7.452	
AOU	0.38	2.58	0.1778	-2,3778	1.6312	1.6312		4.0219	4.0219	
Total	17.99	12.958	2.66448	//	81.2239		0.94	1.644109	1.644109	0.94

Annexe B06 : Hydro-gramme d'entré et les hydro-grammes de sorties.

	L'hydro-gramme d'entrée		*L'hydro-gramme de sortie*			
Temps	$Q_{entrant}$	***Qe***	Hd=2.8	Hd=2.6	Hd=2.4	Hd=2.2
(Heurs)	(m^3/s)	cumulé	B=35	B=40	B=45	B=50
0	0,0	0	0,00	0,00	0	0,00
0,5	1,1	1,1	0,01	0,01	0,01	0,01
1	4,3	5,3	0,03	0,04	0,06	0,07
1,5	9,6	13,8	0,10	0,14	0,18	0,21
2	17,0	26,6	0,24	0,32	0,42	0,49
2,5	26,6	43,6	0,46	0,63	0,83	0,96
3	38,3	64,9	0,81	1,11	1,47	1,71
3,5	52,1	90,4	1,33	1,81	2,41	2,82
4	68,1	120,2	2,05	2,80	3,76	4,43
4,5	86,1	154,2	3,04	4,16	5,65	6,71
5	106,3	192,5	4,39	6,00	8,22	9,83
5,5	128,7	235,0	6,16	8,42	11,67	14,02
6	153,1	281,8	8,48	11,56	16,17	19,50
6,5	179,7	332,8	11,45	15,54	21,93	26,49
7	208,4	388,1	15,18	20,48	29,14	35,18
7,5	239,2	447,7	19,79	26,47	37,95	45,72
8	272,2	511,5	25,38	33,58	48,50	58,18
8,5	307,3	579,5	32,04	41,84	60,85	72,61
9	344,5	651,8	39,85	51,23	75,03	88,98
9,2	**360,0**	704,5	48,52	61,30	90,37	106,49
9,5	346,1	706,1	57,26	71,10	105,25	123,27
10	323,7	669,8	65,46	79,97	118,51	138,00
10,5	302,3	626,1	72,95	87,81	129,90	150,44
11	281,9	584,3	79,72	94,73	139,53	160,73
11,5	262,4	544,4	85,79	100,81	147,50	169,00
12	243,9	506,3	91,18	106,09	153,93	175,35
12,5	226,2	470,1	95,90	110,63	158,91	179,93
13	209,4	435,6	99,97	114,47	162,56	182,87
13,5	193,5	402,9	103,41	117,64	164,99	184,31
14	178,4	371,9	106,25	120,16	166,30	**184,44**
14,5	164,1	342,4	108,52	122,07	**166,61**	183,41
15	150,6	314,6	110,24	123,40	166,03	181,38

15,5	137,8	288,4	111,44	124,19	164,66	178,51
16	125,8	263,6	112,17	**124,48**	162,61	174,94
16,5	114,5	240,3	**112,45**	124,32	159,98	170,80
17	103,9	218,4	112,34	123,74	156,85	166,19
17,5	94,0	197,9	111,86	122,80	153,30	161,22
18	84,7	178,7	111,06	121,54	149,40	155,96
18,5	76,1	160,8	109,97	120,01	145,23	150,50
19	68,1	144,1	108,64	118,24	140,84	144,89
19,5	60,6	128,7	107,09	116,26	136,27	139,18
20	53,7	114,3	105,36	114,12	131,58	133,43
20,5	47,4	101,1	103,48	111,84	126,80	127,67
21	41,6	89,0	101,47	109,44	121,98	121,93
21,5	36,2	77,8	99,35	106,96	117,14	116,24
22	31,4	67,6	97,16	104,41	112,32	110,64
22,5	27,0	58,4	94,91	101,80	107,53	105,15
23	23,0	50,0	92,62	99,16	102,81	99,79
23,5	19,5	42,5	90,30	96,49	98,17	94,57
24	16,3	35,8	87,96	93,82	93,63	89,51
24,5	13,5	29,8	85,62	91,14	89,21	84,63
25	11,0	24,6	83,30	88,48	84,92	79,94
25,5	8,9	19,9	80,99	85,83	80,77	75,44
26	7,1	16,0	78,71	83,21	76,78	71,15
26,5	5,5	12,5	76,46	80,62	72,94	67,06
27	4,2	9,6	74,25	78,07	69,26	63,18
27,5	3,1	7,2	72,09	75,57	65,75	59,52
28	2,2	5,3	69,98	73,12	62,41	56,06
28,5	1,5	3,7	67,92	70,72	59,23	52,80
29	1,0	2,5	65,92	68,39	56,23	49,75
29,5	0,6	1,6	63,97	66,12	53,38	46,89
30	0,3	0,9	62,09	63,91	50,70	44,21
30,5	0,1	0,5	60,26	61,77	48,17	41,71
31	0,1	0,2	58,50	59,70	45,80	39,39
31,5	0,0	0,1	56,79	57,70	43,56	37,22
32,2	0,0	0,0	55,14	55,77	41,46	35,20

Annexe B07 : Résultats de calcul du coût des excavations.

coup N°	Cote (m)	Hi	L (m)	l (m)	V (m^3)	V_t m^3)
1	800,75	4,75	10	7,17	340,575	déversoir
2	801,13	5,13	10	8,99	461,187	
3	801,51	5,51	7,61	8,5	356,414	
4	801,8	5,8	2,39	8,5	117,827	Canal d'approche
5	801,82	5,82	6,59	8,53	327,158	
6	801,86	5,86	3,41	8,65	172,849	
7	801,44	5,44	10	8,65	470,56	
8	800,18	4,18	6,92	8,64	249,917	
9	799,3	3,3	3,08	8,2	83,345	
10	798,64	2,64	10	8,2	216,48	
11	796,5	0,5	10	8,22	41,1	
12	795,7	0,3	3,36	8,22	8,286	coursier
13	795,33	0,67	2,75	8,22	15,145	
14	794,66	1,34	3,89	8,22	42,8476	
15	793,98	2,02	10	8,22	166,044	
16	793,27	2,73	10	8,22	224,406	
17	792,41	3,59	10	8,22	295,098	
18	791,07	4,93	10	8,22	405,246	
19	790,8	5,2	10	8,22	427,44	
20	790,5	5,5	10	8,22	452,1	

Annexe C01 : Etude de stabilité de la digue.

Fin de construction (Talus amont) :

R=21.7 ; b=2.2

N°	h_1	h_3	Sinα	Cosα	G	N	T	N,tgφ	l	C	C.l
-4	0,35	2,14	- 0,40	0,92	10,10	9,26	- 4,04	3,31	2,29	9,36	21,44
-3	1,11	3,47	- 0,30	0,95	18,78	17,91	- 5,63	6,40	2,20	11,32	24,92
-2	1,88	4,48	- 0,20	0,98	26,21	25,68	- 5,24	9,16	2,14	12,35	26,46
-1	2,64	5,24	- 0,10	0,99	32,61	32,44	- 3,26	11,57	2,11	13,11	27,66
0	3,4	5,76	-	1,00	38,04	38,04	-	13,56	2,10	13,80	28,99
1	4,19	6,08	0,10	0,99	42,80	42,59	4,28	15,18	2,11	14,51	30,63
2	4,93	6,17	0,20	0,98	46,42	45,49	9,28	16,20	2,14	15,21	32,60
3	5,69	6,07	0,30	0,95	49,38	47,10	14,81	16,77	2,20	15,98	35,17
4	6,46	5,76	0,40	0,92	51,53	47,23	20,61	16,81	2,29	16,84	38,59
5	7,22	5,24	0,50	0,87	52,80	45,73	26,40	16,26	2,42	17,82	43,22
6	7,98	4,48	0,60	0,80	53,11	42,49	31,87	15,10	2,63	19,00	49,87
7	8,75	3,47	0,70	0,71	52,47	37,47	36,73	13,31	2,94	20,46	60,16
8	9,51	2,14	0,80	0,60	50,50	30,30	40,40	10,75	3,50	22,39	78,37
9	10,3	0	0,90	0,44	45,33	19,76	40,80	7,00	4,82	25,94	124,95
Somme				**723,73**		**376,44**	**171,38**			**623,04**	**723,73**

Fin de construction (Talus aval) :

R=24.72 ; b=2.5

N°	h_2	h_4	Sinα	Cosα	G	N	T	N,tgφ	l	C	C.l
-4	0,23	0,61	- 0,40	0,92	3,95	3,62	- 1,58	1,29	2,62	8,21	21,49
-3	0,89	1,72	- 0,30	0,95	12,35	11,78	- 3,70	4,20	2,52	8,59	21,61
-2	1,68	2,77	- 0,20	0,98	21,13	20,70	- 4,23	7,38	2,45	8,80	21,55
-1	2,56	3,65	- 0,10	0,99	29,59	29,44	- 2,96	10,48	2,41	9,00	21,70
0	3,43	4,26	-	1,00	36,76	36,76	-	13,07	2,40	9,19	22,05
1	4,3	4,62	0,10	0,99	42,79	42,58	4,28	15,12	2,41	9,39	22,66
2	5,17	4,73	0,20	0,98	47,68	46,72	9,54	16,57	2,45	9,62	23,57
3	6,05	4,62	0,30	0,95	51,61	49,24	15,48	17,45	2,52	9,88	24,86
4	6,92	3,65	0,40	0,92	51,56	47,26	20,63	16,70	2,62	10,38	27,18
5	7,79	2,86	0,50	0,87	52,34	45,33	26,17	15,99	2,77	10,82	29,98
6	8,59	1,73	0,60	0,80	51,20	40,96	30,72	14,41	3,00	11,39	34,18
7	9,44	0	0,70	0,71	47,58	33,98	33,30	11,89	3,36	12,35	41,50
8	10,3	0	0,80	0,60	51,91	31,15	41,53	10,90	4,00	12,35	49,40
9	11,3	0	0,90	0,44	56,85	24,78	51,17	8,67	5,51	12,35	68,00
Somme					**617,80**		**280,83**	**164,12**			**429,74**

Fonctionnement normal (Talus aval) :

R= 22.29; b=2.2.

N°	h_2	h_4	Sinα	Cosα	G	N	T	N,tgφ	l	C	C.l	(N-u*li)tg
-4	1,03	1,67	- 0,40	0,92	12,55	11,50	- 5,02	4,10	2,40	8,86	21,26	2,663
-3	1,88	2,76	- 0,30	0,95	21,56	20,56	- 6,47	7,32	2,31	8,99	20,74	-1,412
-2	2,63	3,57	- 0,20	0,98	28,78	28,20	- 5,76	10,03	2,25	9,10	20,44	-4,093
-1	3,43	4,13	- 0,10	0,99	35,06	34,89	-3,51	12,40	2,21	9,27	20,50	-5,78
0	4,23	4,46	-	1,00	40,26	40,26	-	14,30	2,20	9,46	20,81	-6,48
1	5,03	4,57	0,10	0,99	44,42	44,20	4,44	15,68	2,21	9,67	21,39	-6,2
2	6,62	4,46	0,20	0,98	51,15	50,11	10,23	17,74	2,25	10,09	22,66	-6,17
3	7,43	4,14	0,30	0,95	53,33	50,87	16,00	17,99	2,31	10,35	23,87	-4,17
4	8,23	3,57	0,40	0,92	54,29	49,75	21,71	17,56	2,40	10,67	25,60	-1,42
5	9,03	2,76	0,50	0,87	54,12	46,87	27,06	16,51	2,54	11,06	28,09	1,97
6	9,83	1,67	0,60	0,80	52,63	42,10	31,58	14,80	2,75	11,57	31,81	5,96
7	10,62	0	0,70	0,71	48,36	34,54	33,85	12,09	3,08	12,40	38,20	10,54
8	11,41	0	0,80	0,60	51,96	31,18	41,57	10,91	3,67	12,40	45,47	16,47
9	12	0	0,90	0,44	54,65	23,82	49,18	8,34				
Somme					**603,12**		**214,87**	**175,67**			**340,84**	**1,80**

Vidange rapide (Tamis amont) :

R= 21.7 ; b= 2.2

N°	h_3	h_4	Sinα	Cosα	G	N	T	N,tgφ	l	C	C.l	(N-u*li)tg
-4	2,14	0,61	- 0,40	0,92	6,11	5,60	- 2,44	1,97	2,29	0	0	1,17
-3	3,47	1,72	- 0,30	0,95	11,30	10,78	- 3,39	3,81	2,20	0	0	3,03
-2	4,48	2,77	- 0,20	0,98	15,64	15,33	- 3,13	5,42	2,14	0	0	4,66
-1	5,24	3,65	- 0,10	0,99	19,08	18,98	- 1,91	6,72	2,11	0	0	5,97
0	5,76	4,26	-	1,00	21,45	21,45	-	7,60	2,10	0	0	6,85
1	6,08	4,62	0,10	0,99	22,87	22,76	2,29	8,06	2,11	0	0	7,32
2	6,17	4,73	0,20	0,98	23,29	22,82	4,66	8,09	2,14	0	0	7,33
3	6,07	4,62	0,30	0,95	22,85	21,80	6,86	7,72	2,20	0	0	6,94
4	5,76	3,65	0,40	0,92	20,28	18,59	8,11	6,58	2,29	0	0	5,77
5	5,24	2,86	0,50	0,87	17,57	15,22	8,78	5,38	2,42	0	0	4,52
6	4,48	1,73	0,60	0,80	13,65	10,92	8,19	3,85	2,63	0	0	2,93
7	3,47	0	0,70	0,71	8,02	5,72	5,61	2,00	2,94	0	0	0,97
8	2,14	0	0,80	0,60	4,94	2,97	3,95	1,04	3,50	0	0	-0,19
Somme			-		**207,06**		**37,59**	**68,25**		**0**	**0**	**57,28**

Annexe D01 : Calcul de la ligne d'eau du coursier.

Y	Ymoy	Smoy	Pmoy	Rmoy	Fr^2	1-Fr^2	$\frac{n^2Q^2}{A^2R\hat{}(4/3)}$	Io-X	ΔX	ΔX cumulé
3,6										0
3,54	3,57	160,65	52,14	3,08	0,03	0,97	0,000047	0,07	-0,83	0,83
3,48	3,51	157,95	52,02	3,04	0,03	0,97	0,000050	0,07	-0,83	1,66
3,42	3,45	155,25	51,90	2,99	0,03	0,97	0,0000524	0,07	-0,83	2,49
3,36	3,39	152,55	51,78	2,95	0,04	0,96	0,00006	0,07	-0,83	3,32
3,30	3,33	149,85	51,66	2,90	0,04	0,96	0,00006	0,07	-0,83	4,14
3,24	3,27	147,15	51,54	2,86	0,04	0,96	0,00006	0,07	-0,82	4,97
3,18	3,21	144,45	51,42	2,81	0,04	0,96	0,00007	0,07	-0,82	5,79
3,12	3,15	141,75	51,30	2,76	0,04	0,96	0,00007	0,07	-0,82	6,61
3,06	3,09	139,05	51,18	2,72	0,05	0,95	0,00007	0,07	-0,82	7,42
3,00	3,03	136,35	51,06	2,67	0,05	0,95	0,00008	0,07	-0,82	8,24
2,94	2,97	133,65	50,94	2,62	0,05	0,95	0,00008	0,07	-0,81	9,05
2,88	2,91	130,95	50,82	2,58	0,06	0,94	0,00	0,07	-0,81	9,86
2,82	2,85	128,25	50,70	2,53	0,06	0,94	0,00	0,07	-0,81	10,67
2,76	2,7900	125,5500	50,5800	2,4822	0,0643	0,9357	0,0001	0,0699	-0,803	11,47
2,70	2,7300	122,8500	50,4600	2,4346	0,0687	0,9313	0,0001	0,0699	-0,800	12,27

2,64	2,6700	120,1500	50,3400	2,3868	0,0734	0,9266	0,0001	0,0699	-0,796	13,07
2,58	2,6100	117,4500	50,2200	2,3387	0,0786	0,9214	0,0001	0,0699	-0,791	13,86
2,52	2,5500	114,7500	50,1000	2,2904	0,0843	0,9157	0,0001	0,0699	-0,786	14,644
2,46	2,4900	112,0500	49,9800	2,2419	0,0905	0,9095	0,0001	0,0699	-0,781	15,425
2,40	2,4300	109,3500	49,8600	2,1931	0,0974	0,9026	0,0002	0,0698	-0,775	16,201
2,34	2,3700	106,6500	49,7400	2,1441	0,1050	0,8950	0,0002	0,0698	-0,769	16,97
2,28	2,3100	103,9500	49,6200	2,0949	0,1134	0,8866	0,0002	0,0698	-0,762	17,732
2,22	2,2500	101,2500	49,5000	2,0455	0,1227	0,8773	0,0002	0,0698	-0,754	18,486
2,16	2,1900	98,5500	49,3800	1,9957	0,1330	0,8670	0,0002	0,0698	-0,745	19,232
2,10	2,1300	95,8500	49,2600	1,9458	0,1446	0,8554	0,0002	0,0698	-0,736	19,967
2,04	2,0700	93,1500	49,1400	1,8956	0,1575	0,8425	0,0003	0,0697	-0,725	20,692
1,98	2,0100	90,4500	49,0200	1,8452	0,1721	0,8279	0,0003	0,0697	-0,713	21,405
1,92	1,9500	87,7500	48,9000	1,7945	0,1885	0,8115	0,0003	0,0697	-0,699	22,104
1,86	1,8900	85,0500	48,7800	1,7435	0,2070	0,7930	0,0004	0,0696	-0,683	22,787
1,80	1,8300	82,3500	48,6600	1,6924	0,2280	0,7720	0,0004	0,0696	-0,665	23,453
1,74	1,7700	79,6500	48,5400	1,6409	0,2520	0,7480	0,0004	0,0696	-0,645	24,098
1,68	1,7100	76,9500	48,4200	1,5892	0,2795	0,7205	0,0005	0,0695	-0,622	24,72
1,62	1,6500	74,2500	48,3000	1,5373	0,3111	0,6889	0,0006	0,0694	-0,595	25,315
1,56	1,5900	71,5500	48,1800	1,4851	0,3476	0,6524	0,0006	0,0694	-0,564	25,879

1,50	1,5300	68,8500	48,0600	1,4326	0,3902	0,6098	0,0007	0,0693	-0,528	26,407
1,44	1,4700	66,1500	47,9400	1,3798	0,4399	0,5601	0,0008	0,0692	-0,486	26,893
1,38	1,4100	63,4500	47,8200	1,3269	0,4985	0,5015	0,0009	0,0691	-0,436	27,329
1,32	1,3500	60,7500	47,7000	1,2736	0,5679	0,4321	0,0011	0,0689	-0,376	27,705
1,26	1,2900	58,0500	47,5800	1,2201	0,6509	0,3491	0,0012	0,0688	-0,305	28,009
1,20	1,2300	55,3500	47,4600	1,1662	0,7509	0,2491	0,0014	0,0686	-0,218	28,227
1,14	1,1700	52,6500	47,3400	1,1122	0,8725	0,1275	0,0017	0,0683	-0,112	28,339
1,08	1,1100	49,9500	47,2200	1,0578	1,0217	-0,0217	0,0020	0,0680	0,019	28,359
1,02	1,0500	47,2500	47,1000	1,0032	1,2071	-0,2071	0,0024	0,0676	0,184	28,542
0,96	0,9900	44,5500	46,9800	0,9483	1,4401	-0,4401	0,0029	0,0671	0,394	28,936
0,90	0,9300	41,8500	46,8600	0,8931	1,7372	-0,7372	0,0036	0,0664	0,666	29,603
0,84	0,8700	39,1500	46,7400	0,8376	2,1220	-1,1220	0,0045	0,0655	1,028	30,630
0,78	0,8100	36,4500	46,6200	0,7819	2,6294	-1,6294	0,0057	0,0643	1,520	32,150
0,72	0,7500	33,7500	46,5000	0,7258	3,3123	-2,3123	0,0073	0,0627	2,213	34,364
0,66	0,6900	31,0500	46,3800	0,6695	4,2536	-3,2536	0,0096	0,0604	3,234	37,598
0,60	0,6300	28,3500	46,2600	0,6128	5,5884	-4,5884	0,0130	0,0570	4,830	42,428
0,54	0,5700	25,6500	46,1400	0,5559	7,5454	-6,5454	0,0181	0,0519	7,566	49,994
0,48	0,5100	22,9500	46,0200	0,4987	10,5341	-9,5341	0,0261	0,0439	13,037	63,030