الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"
ⴰⵢⵙⵙⴰⵏ ⴰⵢⵙⵏⵍⵍ ⵉⵎⵉⵙⵙⵉⵡ ⵏ ⵜⵎⵙⵙⵓⵔⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : CONCEPTION DES OUVRAGES HYDRAULIQUES

THEME :

ÉTUDE D'UNE RETENUE COLLINAIRE DE OUED GHERAIFET COMMUNE DE EL COLLA (W.DE BORDJ BOU ARRERIDJ)

Présenté par :
DJOUDI AMIRA

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
ZAROUAL AYOUB	**M.C.A**	Président
TOUMI SAMIR	**M.C.B**	Examinateur
LAOUCHE NASSIM	**M.C.B**	Examinateur
ZAIBAK ISSAM	**M.A.A**	Promoteur

Session 2020/2021

Dédicaces

À chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pose pour regarder en arrière et se rappeler toutes ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans le leur dire, soutenus sans réserve, aimé sans compter, ces personnes à qui notre bonheur devient directement le leur, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur. Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu :

À mes chers parents, à qui je dois beaucoup pour leurs sacrifices, leur amour, leur aide et leur soutien.

À mes chères sœurs : ISSRAA, WISSAL, LAMIA, SAWSAN, NIHED et son fils IYAD.

Le long de ma vie, J'ai été entouré de personnes qui m'ont donné le meilleur d'eux même, je crois qu'aujourd'hui il est le temps de dédiés du fond du cœur ce modeste travail à : ABDOU, NABILA, CHAHRAZAD,

ASMAA, MAROUA, NOUSSAIBA, AMEL, MINA, MANEL, NADIA et NADJET

La liste est assez longue, je vous remercie pour tous les sentiments d'amitié que vous avez envers moi et dont je suis fière

AMIRA DJOUDI

Remerciements

Avant toute personne, je remercie le bon Dieu de m'avoir prêté vie, santé et volonté pour achever ce modeste travail.

J'exprime ma profonde gratitude et mes sincères remerciements :

À mon promoteur ***Mr. Zaibak*** *pour sa disponibilité permanente, sa patience, sa gentillesse, ses commentaires et bien sûr ses critiques constructives.*

Mes sincères remerciements s'adressent à tous Mes enseignants et enseignantes spécialement ***Mr.MIHOUBI*** *et* ***Mr.ZEROUAL***

Qui m'ont proposées ce projet de fin d'études et qui m'ont orientées, et m'ont données des idées concernant mon travail.
Les membres du jury, qui ont bien voulu évaluer mon travail et de me consacrer leurs précieux temps, trouveront ici mes remerciements les plus sincères.
Mes gratitudes vont aussi à :

Mr.BENTRIKI *,* ***Mr.BOUDEDJA****,* ***Mme.OUCHAR*** *et* ***Mr.BOUCHIR*** *,*

pour leur aide qu'elle ont met à ma disposition tout le long de mon travail.

Je n'oublie pas de remercier aussi ***Mr.BOUROUINA Hichem*** *; qu'il n'a épargné ni temps ni efforts pour mener à bien ce travail.*

Je remercie très spécialement ***Mme.ABDESSELAMYENE Manel*** *pour leur soutien inconditionnel et leur encouragement.*

Enfin ma reconnaissance à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

A.DJOUDI

الملخص:

تعاني بلدية القلة من عجز في الموارد المائية بسبب النمو الهائل للأراضي الفلاحيه في المنطقة، مما أدى إلى ارتفاع الطلب على المياه لأغراض السقي.

يهدف العمل الحالي إلى دراسة المتغيرات المختلفة للسد الذي سيتم إنجازه على مستوى واد غريفات الواقع بولاية برج بوعريريج.

بعد دراسة جيولوجية وهيدرولوجية معمقة لموقع الدراسة تمكنا من تحديد تدفق الفيضان، ثم قمنا باختيار النوعية المناسبة للسد على أساس دراسة تقني -اقتصادية وكذلك تحققنا من ثباته وفيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح وتنظيم جميع مراحله.

الكلمات المفتاحية:

عجز ثبات، هيدرولوجيا، تدفق، السد،

Résumé :

La commune de Colla a connu un déficit des ressources en eau vu la croissance exponentielle des terrains agricoles de la zone, qui a engendré une forte demande en eau destinée à l'irrigation.

Le présent travail vise à étudier les différentes variantes de la digue de la retenue qui sera mis en œuvre au niveau de l'Oued Gheraifet (Wilaya de Bordj Bou Arreridj) .

Pour ce faire, il faut d'abord une étude géologique et hydrologique approfondie du site de la retenue, ceci nous a permis de déterminer le débit de crue. La variante, digue homogène, a été choisie sur la base d'une étude technico- économique, ainsi une étude de vérification de stabilité et ce qui concerne la réalisation nous avons fait une organisation de chantier.

Mot clés : déficit, retenue collinaire, hydrologique, crue, stabilité.

Abstract:

El Colla has experienced a deficit of water resources due to the exponential growth of agricultural land in the area, which has created a high-water supply needs to irrigate neighboring agricultural land.

The objective of this work is to study different variants of the small dam implemented at the level of Oued Gheraifet (Wilaya of Bordj Bou Arreridj).

After having made a geological study, followed by a hydrological one, the variant "homogeneous» was chosen on the basis of a techno-economic study. Finally, we have designed our dam thus a stability study on the variant adopted and its establishment.

Key words: deficit, small dam, hydrology, flood, stability

Table des matières

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Introduction : 4

I Etude topographique : 4

I.1 Situation géographique de la commune : 4

I.2 Situation géographique et accès au site de la retenue collinaire : 5

I.3 Choix de l'axe de la retenue collinaire : 6

I.4 Documentations cartographiques : 6

I.5 Situation hydrographique de la retenue : 7

I.7 Emplacement des ouvrages annexes : 7

I.7 Caractéristiques morphologiques, climatiques et végétation de la zone d'étude : 7

Conclusion 8

Chapitre II : étude géologique et géotechnique

Introduction : 10

II Etude géologique : 10

II.1 Synthèse géologique : 10

II.1.1 Géologie régionale : 11

II.1.2 Reconnaissance géologique sur terrain : 13

II.1.2.1 Levés géologiques : 13

II.1.2.2 Sondages : 14

II.1.2.3 Puits : 14

II.1.3 Aperçu tectonique : 15

II.1.4 Hydrogéologie sommaire de la région : 15

II.1.5 Analyse du site et son assiette : 15

II.1.5.1 Analyse lithologique du site et son assiette :……..15

II.1.5.2 Analyse hydrogéologique du site et son assiette : 16
II.1.6 Analyse de la zone d'emprise de la digue :……16
II.1.6.1 Analyse lithologique de la zone d'emprise de la digue :……16
II.1.6.2 Analyse hydrogéologique de la zone d'emprise de la ligue :……17
II.1.7 Fondation de la digue et des ouvrages annexes :..... 18
II.1.7.1 Corps de la digue : 18
II.1.7.2 Evacuateur de crues : 18
II.1.8 Stabilité des versants de la cuvette : 18
II.1.9 Matériaux de construction de la retenue collinaire : 18
II.2 Synthèse géotechnique : 19
II.2.1 Travaux de reconnaissances : 19
II.2.2 Essais de laboratoire :..... 19
II.2.3 Résultats des essais de laboratoire et interprétation : 21
II.2.3.1 Terrain d'assise et fondation de la digue : 21
II.2.3.2 Matériaux de construction de la digue :..... 22
II.3 Sismicité du site :..... 23
Conclusion :..... 26

Chapitre III : étude hydrologique

Introduction : 28
III.1 Le bassin versant : 28
III.1.1 Caractéristiques géographiques du bassin versant : 28
III.1.2 Caractéristiques physiographiques et hydro morphométriques du bassin versant : 29
III.1.2.1 Caractéristiques de la disposition dans le plan :..... 29
III.1.2.2 Caractéristiques de forme :..... 30
III.1.2.3 Relief : 32
III.1.3 Caractéristiques du réseau hydrographique :..... 39

III.2 Caractéristiques climatologiques :.....44
III.2.1 Température de l'air :.....44
III.2.2 Evaporation :.....45
III.3 Etude des précipitations :.....46
III.3.1 Traitement statistique des pluies annuelles de 1972 à 2013 :.....47
III.3.1.1 Test d'homogénéité de la série pluviométrique (1972 à 2013) :.....47
III.3.2 Répartition des pluies annuelles et mensuelles :.....49
III.3.3 Ajustement des pluies annuelles :.....50
III.3.3.1 Ajustement des pluies annuelles à la loi normale (Laplace-Gauss) :.....50
III.3.3.2 Test de validité de l'ajustement :.....51
III.3.3.3 Résultat d'ajustement à la loi normale :.....52
III.3.4 Ajustement des pluies maximales journalières :.....53
III.3.4.1 Ajustement des pluies maximales journalières à la loi log normale (Galton) :.....53
III.3.4.2 Ajustement des pluies maximales journalières à la loi doublement exponentielle (Gumbel) :.....54
III.3.4.3 Comparaison graphique pour les deux lois :.....55
III.3.5 Test d'adéquation pour les deux lois :.....56
III.3.6 Résultat d'ajustement à la loi adéquate (loi log normale) :.....56
III.4 Etude des pluies de courte durée et leurs intensités :.....57
III.5 Evaluation des apports liquides :.....60
III.5.1 Estimation de l'apport moyen annuel A0:.....60
III.5.2 Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen :.....61
III.5.3 Caractéristiques de l'écoulement :.....62
III.5.4 Coefficient de variation :.....63
III.5.5 Estimation fréquentielle des apports :.....64
III.5.5.1 Estimation à partir de la loi de Pearson :.....64
III.5.5.2 Estimation à partir de la distribution log normale (Body) :.....64

III.5.5.3 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% :.....65
III.6 Evaluation de l'apport solide et le volume mort :.....66
III.6.1Estimation du transport solide :.....66
III.6.2Estimation du débit solide :.....68
III.6.3Calcul du volume mort :.....69
III.7 Etude de la régularisation de la retenue :.....70
III.7.1Courbes caractéristiques de la retenue :.....71
III.7.2Répartition mensuelle de l'apport 80% :.....73
III.7.3Répartition mensuelle des besoins en eau :.....73
III.7.4Calcul du volume utile :.....74
III.7.5Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :.....75
III.7.6Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :.....76
III.8 Etude des crues :.....82
III.8.1Modèles empiriques :.....83
III.8.1.1 Formule de Maillet-Gauthier :.....83
III.8.1.2 Formule de Turazza :.....84
III.8.1.3 Formule de Sokolovsky :.....84
III.8.2Modèle probabiliste Gradex :.....86
III.8.2.1 Principe de la méthode :.....86
III.8.2.2 Hypothèses de la méthode :.....87
III.8.2.3 Procédé de calcul de la méthode :.....87
III.8.3 Choix de la crue de projet :.....91
III.9 Estimation de la crue de projet :.....91
III.10 Etude de laminage de la crue :.....92
III.10.1 Laminage de crue par la méthode de Muskingum :.....94
III.11 Etude d'optimisation :.....96
III.11.1 Calcul du coût de la digue :.....96

III.11.1.1 Calcul de la revanche : 96
III.11.1.2 Calcul de la hauteur du barrage : 98
III.11.1.3 Calcul de la largeur en crête : 99
III.11.1.4 Estimation du coût de la digue : 99
III.11.2 Calcul du coût préliminaire de l'évacuateur de crue : 101
III.11.2.1 Coût du déversoir : 101
III.11.2.2 Coût du canal d'approche : 102
III.11.2.3 Coût du coursier : 103
III.11.3 Coût Total de la retenue collinaire : 103
Conclusion : 104

Chapitre IV : étude des variantes de la digue

Introduction : 107
IV.1 Généralité sur les barrages en terre : 107
IV.2 Choix du type de barrage : 107
IV.3 Les variantes à choisir : 108
IV.4 Conception des éléments principaux dans la retenue collinaire : 109
IV.5 Revêtement des talus de la digue : 110
IV.6 Digue à terre homogène : 112
IV.6.1 Fruits des talus : 112
IV.6.2 Système de drainage : 112
IV.6.2.1 Dimensionnement du drain tapis : 113
IV.6.2.2 Dimensionnement du prisme de drainage : 113
IV.7 Digue zonée à noyau d'argile : 114
IV.7.1 Pentes des talus : 114
IV.7.2 L'étanchéité du remblai : 114
IV.7.2.1 Dimensionnement du noyau : 114
IV.7.3 Dimensionnement du drain tapis : 116

IV.7.4 Dimensionnement du prisme de drainage : 116
IV.8 Digue en enrochement à masque en béton : 117
IV.8.1 Pentes des talus 117
IV.8.2 Epaisseur du masque en béton : 117
IV.9 Etanchéité de la fondation : 117
IV.9.1 Clé d'étanchéité : 117
IV.10 Calcul du volume des différents matériaux avec l'estimation du coût de variante : 118
Conclusion : 119

Chapitre V : Conception détaillée de la digue

Introduction : 121
V.1 Détail constructif de la digue : 121
V.2 Protection du remblai : 121
V.2.1 Revanche : 121
V.2.2 Revêtement des talus : 122
V.3 Protection de la crête : 122
V.4 Bermes : 123
V.5 Drains et filtres : 123
V.5.1 Les drains : 123
V.5.2 Les filtres : 124
V.5.2.1 Calcul des filtres : 125
V.6 La clé d'étanchéité : 127
V.7 Etude des infiltrations : 127
V.7.1 Tracé de la ligne de saturation : 128
V.7.2 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue : 131
V.7.3 Calcul du débit de fuite à travers la fondation : 132
V.7.4 Calcul du débit total de fuite à travers la retenue (digue + fondation) : 132
V.8 Etude de stabilité : 133

V.8.1 Hypothèses de calcul de stabilité de la digue : 133
V.8.2 Etude de l'équilibre des talus par la méthode de FELLENIUS : 134
V.8.3 Détermination de la zone du cercle critique selon le principe de FONDEEV : 135
V.8.4 Les forces agissant sur une tranche : 137
V.8.5 Classement des forces : 139
V.8.6 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement : 140
Conclusion : 143

Chapitre VI : Conception des ouvrages annexes

Introduction : 145
VI.1 Vidange de fond : 145
VI.1.1 Choix de l'ouvrage de vidange : 145
VI.1.2 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange : 146
VI.2 La prise d'eau : 149
VI.2.1 Choix de l'ouvrage de prise d'eau : 149
VI.2.2 Dimensionnement de la prise d'eau : 150
VI.3 Evacuateur de crue : 151
VI.3.1 Différents types d'évacuateurs de crue : 151
VI.3.2 Critères de choix de type de l'évacuateur de crue : 152
VI.3.3 Choix de la variante : 152
VI.3.4 Constitution de l'ouvrage : 152
VI.4 Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue : 153
VI.4.1 Canal d'approche : 153
VI.4.2 Déversoir : 154
VI.4.3 Chenal d'écoulement : 156
VI.4.5 Coursier : 157

VI.4.6 Bassin de dissipation : 161
VI.4.7 Canal de fuite : 163
Conclusion : 165

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction : 167
VI.1 Ordre d'exécution des travaux : 167
VI.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise : 167
VI.3 Travaux de réalisation : 168
VI.4 Les moyens de chantier : 168
VI.5 Planification : 169
VI.5.1 Etapes de la planification : 169
VI.5.2 Plannings des travaux : 170
VI.5.3 Techniques de la planification : 170
VI.5.3.1 Méthodes basées sur le réseau : 170
VI.5.4 Méthode de calcul de C.P.M 171
VI.5.5 Symboles des différentes opérations : 172
VI.6 Détermination des chemins critiques : 173
Conclusion : 173

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II : étude géologique et géotechnique

Tableau II.1 : Les caractéristiques géotechniques de terrain d'assise et fondation de la digue ……21
Tableau II. 2 : Les caractéristiques géotechniques de matériaux de construction de la digue…….22
Tableau. II. 4 : Les valeurs de l'accélération sismique en fonction des zone et type d'ouvrage……25

Chapitre III : étude hydrologique

Tableau. III. 1 : Coordonnées géographiques de l'exutoire…… ….28
Tableau. III. 2 : Surfaces partielles par tranche d'altitude. 32
Tableau. III. 3 : Détermination de H50% , H5% et H95% 34
Tableau. III. 4 : Détermination de l'altitude moyenne Hmoy 34
Tableau. III. 5 : Tableau récapitulatif des résultats précédents 35
Tableau. III. 6 : Pente moyenne du bassin versant 36
Tableau. III. 7 : Classification du relief 37
Tableau. III. 8 : Classification du relief 37
Tableau. III. 9 : Détermination de l'indice de pente de Roche Ip 38
Tableau III. 10 : Densité de drainage 40
Tableau. III. 11 : Temps de concentration tc 42
Tableau. III. 12: Récapitulatif des résultats des caractéristiques hydrographiques du bassin 43
Tableau. III. 13 : Distribution mensuelle de la température en ℃ 44
Tableau III. 14 : Variation mensuelle de l'évaporation en 2010 45
Tableau. III. 15 : Coordonnée Lambert de la station pluviométrique 46
Tableau III. 16 : Test de Wilcoxon 47
Tableau. III. 17 : Résultat de test de Wilcoxon 48
Tableau. III.18 : Répartition mensuelles de la pluie moyenne (1972- 2013) 49
Tableau. III.19 : Résultat du test de khi carré 51
Tableau. III. 20 : Caractéristiques de la série pluviométrique 52
Tableau. III. 21 : Résultat des pluies annuelles fréquentielles (1972 à 2013) 53
Tableau. III. 22 : Résultat du test de khi carré pour les trois lois 56
Tableau. III. 23 : Caractéristiques de la série pluviométrique 56
Tableau. III. 24 : Estimation des pluies maximales pour différentes périodes de retour 57
Tableau. III. 25 : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence 58
Tableau. III. 26 : Précipitations et intensités pour différentes fréquences 58

Tableau. III. 27 : Estimation de l'apport moyen annuel par les formules empiriques 61
Tableau. III. 28 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel (1972-2013) 61
Tableau. III. 29 : Récapitulation des coefficients de variation de l'écoulement 64
Tableau. III. 30 : Récapitulation de l'apport fréquentiel 65
Tableau. III. 31 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel de fréquence 80%65
Tableau. III. 32 : Valeur de α en fonction de la perméabilité. 67
Tableau. III. 33 : Récapitulation de l'apport solide 68
Tableau. III. 34 : Récapitulation du débit solide 69
Tableau. III. 35 : Récapitulation de calcul du volume mort 70
Tableau. III. 36 : Caractéristiques topographiques et volumétriques de la retenue 71
Tableau. III. 37 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel 73
Tableau. III. 38 : Répartition mensuel des consommations 73
Tableau. III. 39 : Détermination du volume utile de la retenue 75
Tableau. III. 40 : Les volumes des pertes dans la retenue 77
Tableau. III. 41 : Détermination du volume utile de la retenue 78
Tableau. III. 42 : Les volumes des pertes dans la retenue pour la deuxième approximation 80
Tableau. III. 43 : Détermination du volume utile de la retenue 81
Tableau. III. 44 : Récapitulatif des résultats de calcul 82
Tableau. III. 45 : Débits maximums par Mallet –Gauthier 84
Tableau. III. 46 : Débits maximums par Turazza pour différentes périodes de retour 84
Tableau. III. 47 : Valeur de ɣ en fonction des caractéristiques des bassins versants. 85
Tableau. III. 48 : Débits maximums par Sokolovsky pour différentes périodes de retour 85
Tableau. III. 49 : Valeurs des débits maximums obtenues pour différentes méthodes 86
Tableau. III. 50 : Ajustement des pluies maximales journalières 88
Tableau. III. 51 : Résultats des débits décennaux 89
Tableau. III. 52 : Récapitulatif des résultats de calcul des crues 91
Tableau. III. 53 : Crues de projet recommandées 92
Tableau. III. 54 : Récapitulatif des résultats obtenus par la méthode de Muskingum 95
Tableau. III. 55 : Résultat de calcul de la revanche 98
Tableau. III. 56 : Résultat de calcul de la hauteur de la retenue 98
Tableau. III. 57 : Calcul de largeur en crête 99
Tableau. III. 58 : Calcul du volume de la digue 100
Tableau. III. 59 : Coût de la digue pour différentes largeurs dèversantes 101
Tableau. III. 60 : Résultats de calcul du coût du déversoir pour différentes largeurs déversantes 102

Tableau. III. 61 : Coût du canal d'approche 102
Tableau. III. 62 : Coût du coursier 103
Tableau. III. 63 : Coût total de la retenue collinaire 103
Tableau. III. 64 : Récapitulatif des résultats obtenus 105

Chapitre IV : étude des variantes de la digue

Tableau IV. 1 : Valeurs indicatives des fruits de talus 109
Tableau IV. 2 : Valeurs de coefficients sont données par le tableau suivant : 111
Tableau IV. 3 : Epaisseur de l'enrochement et D50 minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague 112
Tableau IV. 4 : Coûts des différentes variantes étudiées 118

Chapitre V : Conception détaillée de la digue

Tableau V. 1 : Profil général de la digue 121
Tableau V. 2 : Détail de revêtement des talus 122
Tableau V. 3 : Coordonnées de la parabole de KOZENY 131
Tableau V. 4 : Débit de fuite à travers la digue 132
Tableau V. 5 : Débit de fuite de la fondation 132
Tableau V. 6 : Débit de fuite total 133
Tableau V. 7 : Détermination des rayons max et min en fonction de la pente du talus 136
Tableau V. 8 : Valeurs des R1 et R2 136
Tableau V. 9 : Coefficient de stabilité admissible des talus 140

Chapitre VI : Conception des ouvrages annexes

Tableau VI. 1 : Temps de vidange pour différents diamètres 148
Tableau VI. 2 : Calcul des vitesses 149
Tableau VI. 3 : Données de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue 153
Tableau VI. 4 : Coordonnées du profil aval du déversoir 155
Tableau VI. 5 : Calcul hydraulique Seuil 156
Tableau VI. 6 : Calcul hydraulique de coursier 158
Tableau VI. 7 : Calcul de la ligne d'eau dans la première partie du coursier 161
Tableau VI. 8 : Choix du type de bassin de dissipation 163

LISTE DES FIGURES

Chapitre I

Figure I. 1 : Limite administrative montrant la commune de El Colla 5
Figure I. 2 : Accès au site de la retenue collinaire d'oued Gheraifet 5
Figure I. 3 : Photo de l'axe et de l'Oued de la retenue collinaire d'Oued Gheraifet 6
Figure I. 4 : Bassin versant d'Oued Gheraifet 7

Chapitre II

Figure II. 1 : Extrait de la carte géologique de l'Algérie au 1 :500.000..... 13
Figure II. 2 : carte zonage sismique du territoire national (RPA, 2003) 25

Chapitre III

Figure III. 1 : Délimitation du bassin versant d'oued Gheraifet sur la carte d'état-major Bordj Boni Feuille N-91, établie en 1985 (ANRH Alger) 29
Figure III.2 : carte hypsométrique du bassin versant obtenue avec le logiciel Arcgis 32
Figure III. 3 : Répartition des surfaces et courbe hypsométrique du bassin d'Oued Gheraifet 33
Figure III. 4 : Réseau hydrographique du bassin versant obtenue avec le logiciel Arcgis..... 39
Figure III. 5 : Répartition mensuelle de la température 1980-2003 45
Figure III. 6 : Variation mensuelle de l'évaporation 46
Figure III. 7 : Répartition mensuelle des précipitations……..……...50
Figure III. 8 : Ajustement à la loi normale des pluies annuelles sur l'ensemble du bassin versant d'oued Gherefiate 52
Figure III. 9 : Ajustement à la loi log normale des pluies maximales sur l'ensemble du bassin versant d'oued Gerefiate 54
Figure III. 10 : Ajustement à la loi de Gumbel des pluies maximales sur l'ensemble du bassin versant d'oued gerefiate 55
Figure III. 11 : Comparaison graphique de la loi log normale et Gumbel 55
Figure III. 12 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen mensuel (1972-2013)..... 62
Figure III. 13 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen de fréquence 80% 66
Figure III. 14 : Courbe surface - capacité - hauteur 73
Figure III. 15 : Ajustement graphique des pluies et la droite d'extrapolation des débits pour notre cas..... 90
Figure III.16 : Courbe de laminage de crue..... 93

Figure III. 17 : Hydro-gramme de débit entrant et des débits sortants 95
Figure III. 18 : Courbe d'optimisation 104

Chapitre V

Figure V. 1 : Principe de calcul d'une transition dans un Prisme de drainage..... 125
Figure V. 2 : Schéma de calcul de la ligne de saturation 129
Figure V. 3 : Schéma de calcul de la ligne de saturation : cas d'un drain horizontal 129
Figure V. 4 : Définition du cercle de glissement par la méthode des tranches 134
Figure V. 5 : Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de FELLENIUS 135
Figure V. 6 : Zone du centre du cercle critique selon principe de FONDEEV..... 136
Figure V. 7 : Schéma de calcul statique..... 139

Chapitre VI

Figure VI. 1 : Courbe de tendance de la courbe surface-hauteur..... 148
Figure VI. 2 : Profil du déversoir..... 155
Figure VI. 3 : Graphique de la ligne d'eau dans la première partie de coursier 161

Liste des abréviations

BBA : Bordj Bou Arreridj

UTM: Universal Transverse Mercator.

ETHCS: Engineering Technical Hydraulic Consult Service.

USCS : Unitied Soil Classification System.

R.P.A : Règles Parasismiques Algériennes.

NGA : Nivellement Général Algérien.

ONM : Office National de la Météorologie

A.N.R.H: Agence Nationale des Ressources Hydrauliques.

USBR: United States Bureau of Reclamation.

CPM : Critical Path Method.

DTR : Durée Totale du Projet.

LISTE DES PLANCHES

Planche 1/4 : plan d'aménagement ;

Planche 2/4 : coup type digue ;

Planche 3/4 : calcul de stabilité ;

Planche 4/4 : évacuateur de crue.

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

L’eau est la source de toute vie, et sa mobilisation devient une nécessité pour satisfaire les besoins des agglomérations en eau dans le développement du secteur agricole, industriel, économique et vital. Il existe plusieurs terres agricoles très riches, où l’irrigation n'est pas pratique à cause du manque d’ouvrages de mobilisation, ceci oblige la réalisation des retenues collinaires.

À ce jour, la wilaya de Bordj Bou Arreridj située au nord de l’Algérie a connu un déficit des ressources en eau. Devant ce constat, El Colla qui est l'une des communes de la Wilaya a enregistré ces derniers temps une croissance exponentielle des terrains agricoles, qui a engendré une forte demande en eau. Pour faire face à ce problème, la direction des ressources en eau de la wilaya a lancé un vaste plan pour trouver des sites potentiels pour la construction d'un réservoir d’eau dans le but de satisfaire les besoins d’irrigation des terrains agricoles de la zone. À cet effet, notre travail est consacré sur l'étude de la réalisation de la retenue d’El Colla sur Oued Gheraifet.

Le présent mémoire est scindé en sept chapitres. Le premier chapitre est consacré pour la présentation du site. Ensuite le deuxième chapitre fera l’objet d’une analyse assez poussée des conditions géologiques et géotechniques afin de trouver le site le plus favorable pour l’implantation de l’axe de la retenue. Puis, on traitera dans le chapitre trois en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul de l’hydrogramme de crue, d’estimation de la crue de projet et du transport solide et la régularisation des apports en fonction de la destination de l’aménagement hydraulique, enfin un calcul d’optimisation sera fait dans le but de trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue.

On consacrera le chapitre quatre pour le choix de la variante technico-économique de la digue. Quant au cinquième chapitre une fois la variante choisie on effectuera une étude détaillée pour sa conception puis un sixième chapitre consistera à dimensionner les ouvrages annexes.

Ensuite un dernier chapitre sera consacré à l’organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l’exécution des différentes taches de réalisation ainsi que le planning des travaux.

Chapitre I
Présentation de la zone d'étude

Chapitre I Présentation de la zone d'étude

Introduction :

Avant l'étude d'un aménagement hydraulique, il est primordial d'avoir une bonne connaissance de la zone, afin de faciliter plusieurs taches, notamment les sorties sur terrain qui nécessitent la connaissance de la géographie de la région et l'accès aux sites pour pouvoir étudier tous les choix possibles, ainsi qu'examiner les conditions géologiques, géotechniques, topographique et hydrologiques du site. Pour cela, dans ce chapitre, nous allons présenter le site du futur barrage.

I Etude topographique :

Le but principal des études topographiques est d'établir les documents nécessaires aux avant-projets comme plans, cartes et profils, documents qui permettront aussi en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux la retenue collinaire et ses ouvrages annexes. Donc à l'aide des plans topographiques on tirera par ailleurs deux sortes de graphes, les courbes hauteur-surface et hauteur-volume, dont on se servira notamment pour positionner le barrage et caler sa hauteur et celle du déversoir, ainsi que la cote des ouvrages de prise et de vidange.

I.1 Situation géographique de la commune :

La commune d'El Colla occupe la partie Nord-Ouest du territoire de la wilaya de Bordj Bou Arreridj. L'agglomération chef-lieu de la commune est située à environ 35km du chef-lieu de la wilaya. La commune est située exactement à la frontière de quatre communes :

- Au Nord et l'est : la commune et daïra de Djaafra ;
- Au Sud : Les communes de Hasnaoua et Medjana ;
- A l'Ouest : la commune de Teniet Enasr.

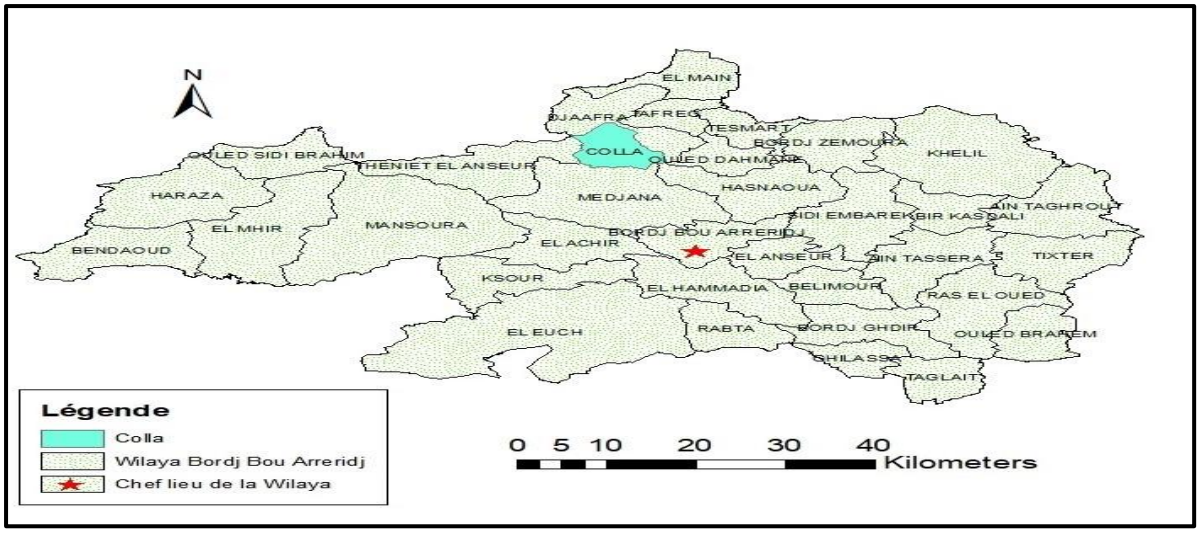


Figure I.1 limite administrative montrant la commune de El Colla

I.2 Situation géographique et accès au site de la retenue collinaire :

Le site de la retenue collinaire Gheraifet se trouve à 04 km environ à vol d'oiseau au Sud de la commune d'El Colla.

L'accès sur site est facile puisqu'il est assuré par une piste carrossable passant par le versant gauche de la retenue collinaire. Les coordonnées du site en UTM sont les suivantes :

X = 650 721.52 m E Y = 4 009 385.46 m N



Figure I.2 Accès au site de la retenue collinaire d'oued Gheraifet [Source : Google Earth]

I.3 Choix de l'axe de la retenue collinaire :

A ce stade, il est indispensable de prospecter la topographie la plus favorable pour réaliser un projet fiable et économique. La morphologie de la vallée est un facteur clé sur le choix d'axe de la retenue collinaire. Dans ce contexte, il est souhaitable de chercher un resserrement de vallée garantissant un emploi de quantités minimum du matériau dans le corps de la retenue. D'autre part, il faut assurer des critères qui sont notamment les suivants :

- Garantir la quantité d'eau qui sera stockée dans la retenue.
- Avoir une bonne géologie pour l'emplacement de la retenue.
- Choisir l'emplacement rapproché et facile des zones d'accès existantes, afin d'éviter la création d'autres voies pour les engins et la main d'œuvre.
- Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

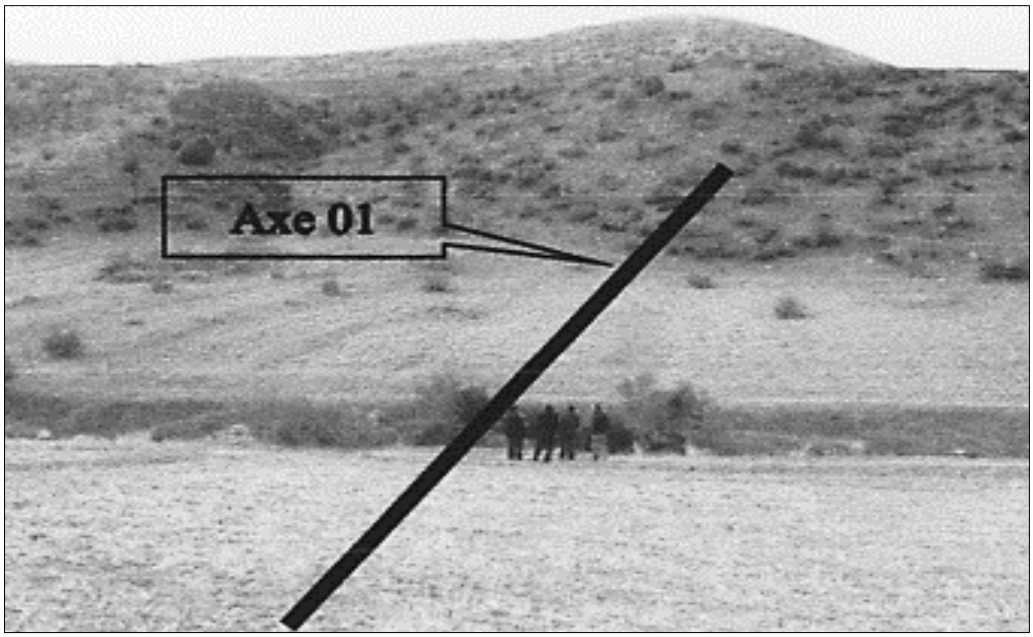


Figure I.3 Photo de l'axe de la retenue collinaire d'Oued Gheraifet [Source : bureau d'étude M.A.T.H]

I.4 Documentations cartographiques :

Pour justifier les conceptions des études, on a eu les documents cartographiques suivants :

- Carte d'état-major de Bordj Boni feuille n° 91 à l'échelle : 1/50000°.
- Levé topographique du site de la retenue collinaire à l'échelle : 1/1000°.

I.5 Situation hydrographique de la retenue :

Le site se situe sur Oued Gheraifet qui est un affluent d'oued Mahdjar. Il est situé juste à l'amont de la confluence des deux cours d'eau. Le bassin versant est oblong et assez vaste, tandis que la cuvette est plate et assez large pour constituer un bon réservoir d'eau.

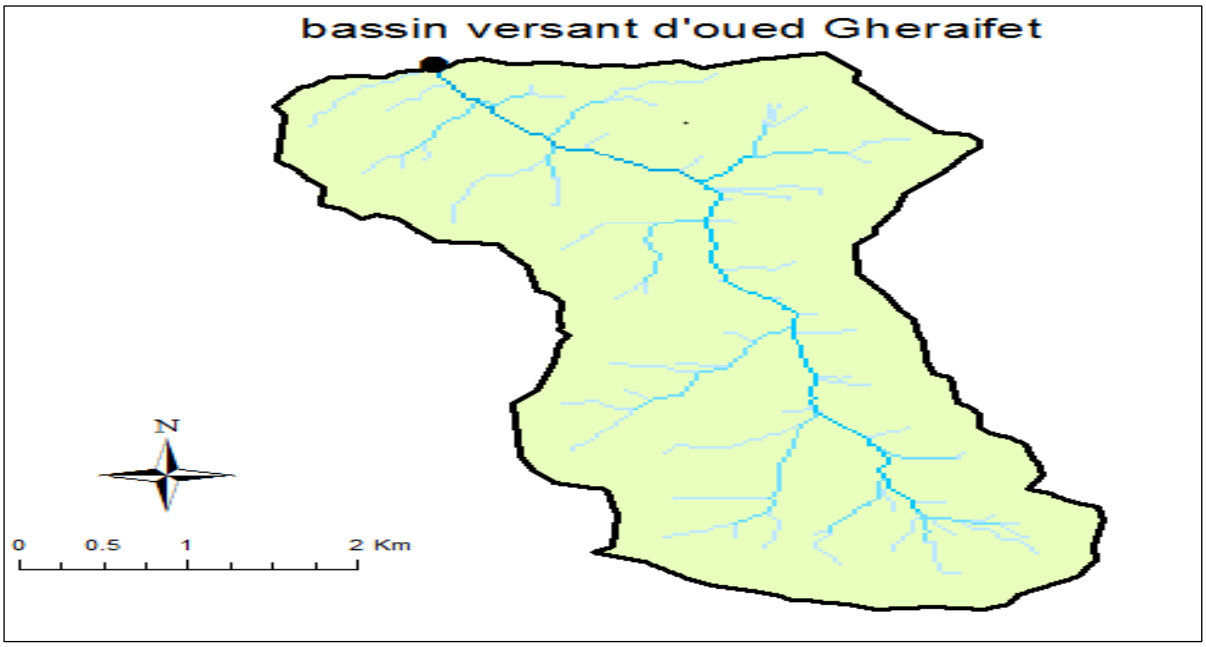


Figure I.4 Bassin versant d'Oued Gheraifet

I.6 Emplacement des ouvrages annexes :

❖ **L'évacuateur de crue :**

Selon l'étude du plan général de la retenue et les données recueillies lors de la reconnaissance sur site qui sont faites par le bureau d'étude, on remarque que la rive droite du site s'y prête mieux à recevoir l'évacuateur de crue.

❖ **Prise d'eau et vidange de fond :**

L'ouvrage de prise d'eau et de vidange de fond qui font l'objet d'un seul ouvrage pourra être implanté, à proximité de l'oued

I.7 Caractéristiques morphologiques, climatiques et végétation de la zone d'étude :

❖ **Morphologie :**

Le relief est relativement fort entre la cote 1327m et la côte 720m, ce qui signifie une pente forte, par voie de conséquence la propagation des crues sera relativement importante.

❖ **Climat :**

Le climat y est chaud et tempéré. La caractéristique essentielle de ce climat réside dans l'alternance d'une saison sèche et chaude (Mai- Septembre) et d'une saison pluvieuse et humide (Octobre -Avril).

❖ **Température**

La température moyenne annuelle est de 15.23° C. Les précipitations annuelles moyennes sont de 400mm. Au mois de Juillet, la température moyenne est de 26.7° C. Avec une température moyenne de 05.6° C en hiver, le mois de janvier est le plus froid de l'année. En ce qui concerne la pluviométrie :

- Le mois le plus pluvieux est Janvier avec une moyenne de 56.66mm.
- Le mois le moins pluvieux est juillet avec une moyenne de 08.33mm**.**

❖ **Végétation :**

Le bassin versant présente un couvert végétal très clairsemé. Cette situation un taux d'abrasion considérable d'où une durée de vie de la retenue collinaire inévitablement plus courte

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté le site de la retenue collinaire d'Oued Gheraifet en présentant des données géographiques ainsi que son accès. Ce site est favorable pour la réalisation de retenue conformément aux caractéristiques suivantes :

- Capacité de stockage adéquate.
- Caractéristiques morphologiques de la cuvette adéquates
- Pente de terrain assez douce.
- Existence des terres agricoles à irriguer en aval.
- L'endroit choisi pour l'implantation de la digue est favorable du point de vue morphologique et géologique.

Chapitre II
L’études géologiques et géotechniques

Introduction :

La Dans le cadre de la mobilisation des eaux de surface à travers la Wilaya de Bordj Bou Arreridj, une étude de retenue collinaire sur Oued Gheraifet commune de Colla - Wilaya de Bordj Bou Arreridj, a été envisagé pour la protection des inondations des riverains limitrophes et pour irrigation des parcelles des terrains agricoles.

L'étude de cette retenue collinaire a pour but l'utilisation rationnelle des eaux de précipitation par leur accumulation et leur stockage au niveau de l'assiette pour l'irrigation des parcelles limitrophes et développé l'agriculture dans la région.

L'étude géologique de la retenue collinaire, Elle est basée essentiellement sur les données recueillies :

Sur terrain telles que les observations faites sur site après plusieurs visites de reconnaissances et les résultats de la campagne de prospection de terrain (la réalisation des puits ou tranchées en différents endroits de la retenue (zone d'emprunt et zone d'emprise de la digue) avec analyse descriptive (lithologie) des formations géologiques rencontrées et traversées par pelle et enfin le levé géologique du site et sa cuvette.

La recherche, la collection et l'exploitation de la documentation existante sur la zone d'étude cartes géologiques, topographiques, documents).

II Etude géologique :

II.1 Synthèse géologique :

La géologie constitue le critère de base pour le choix du type de barrage. Avant de prendre une décision sur la faisabilité d'un type particulier de barrage, tous les paramètres géologiques doivent être analysés en détail. C'est pourquoi le plan de relevé est crucial, quel que soit le type d'ouvrage et sa taille, afin d'acquérir une bonne compréhension du sous-sol. Par conséquent, la nature, la qualité et les caractéristiques de la fondation joueront un rôle important dans le choix du type de barrage. (Degoutte, 2002)

La géologie du site de la retenue collinaire d'Oued GHERAIFET commune de Colla - Wilaya de Bordj Bou Arreridj, est illustrée par l'extrait de la carte géologique N°91établie en 1960 (voir Annexe A01).

II.1.1 Géologie régionale :

Stratigraphie générale (extrait de la notice de la carte géologique N°91 établie en 1960)

La commune de Colla se trouve à une vingtaine de kilomètres au nord du chef-lieu de wilaya de B.B.A, dans une région plutôt montagneuse, où l'activité principale est l'agriculture et l'élevage.

Le site de la retenue collinaire, El Colla est situé à environ quatre (04) kilomètres au sud du village de Colla. L'accès sur site est facile puisqu'il est assuré par une piste carrossable passant par le versant gauche de la retenue collinaire.

L'axe proposé de la présente étude de retenue collinaire est défini sur la carte d'État-major Bordj Boni, Feuille N°91 à l'échelle 1/50.000 par les coordonnées LAMBERT suivantes :

X = 677.80 Km.

Y = 326.00 Km.

Z = 720 km

La région d'étude est caractérisée par la fertilité de son sol ou tout projet à caractère agricole (irrigation, élevage) pourra donner satisfaction sur le plan rendement si les conditions hydriques sont favorablement réunies.

Les formations existantes dans cette région appartiennent aux monts des Maadid, allant du Mésozoïque, Cénozoïque jusqu'au Quaternaire.

❖ **Mésozoïque :**

Il est défini par le Crétacé ;

➢ **Crétacé :** Les formations du crétacé sont représentées par les étages suivants :

MAASTRICHIEN : Cet ensemble à une puissance allant jusqu'à trois cent mètres et représenté par trois étages lithologiques :

- L'étage inférieur : Formé par une série de calcaire gris, sous forme de bancs lités contenant régulièrement de minces intercalations marneuses et renferme une faune assez riche.
- L'étage moyen : Est représenté dans sa majorité par des marnes intercalées avec de bancs de calcaire compact de couleur grise.
- L'étage supérieure : Représenté en grande partie par le même faciès de l'étage inférieur avec au sommet des calcaires ocreux à niveau glauconie.

- **Campanien :**

Représenté par des marnes grisâtres à verdâtres et qui sont parfois blanchâtres, (altération) intercalés avec des marno-calcaires et calcaires marneux organogènes et lumachelles. Cet étage a une puissance qui varie entre deux cent et trois cent mètres.

Par ailleurs, d'après les nombreuses études hydrogéologiques réalisées dans la région, les eaux souterraines sont très profondes. Seules les failles existantes peuvent être considérées comme conductrices d'eau souterraines.

- **Turonien :**

Composé de calcaire et dolomies lité.

- **Cénozoïque :**

- **Miocène** : Représenté par des formations du miocène supérieur et miocène inférieur.

Miocène supérieur : Caractérisé par une puissante série, épaisse de quelques centaines de mètres, représenté par des marnes argileuses de couleur gris foncé et des intercalations de calcaire avec des bancs de grés d'une puissance allant de quelque centimètre jusqu'à vingt centimètres.

Miocène inférieur : Occupe une grande partie de la région, représentée par des calcaires gréseux de couleur grise au beige. Cet étage correspond à une transgression importante et débute localement par un conglomérat de base à gros élément plus ou moins arrondis.

L'épaisseur de la formation peut aller jusqu'à plus de cent mètres.

Eocène Supérieur -Oligocène : Les faciès de l'étage éocène supérieur-oligocène d'une épaisseur de 250 m affleure dans la partie Nord de la Wilaya de Bordj Bou Arreridj, le long des trois massifs.' Dj M'zita, Dj Moutene, et Dj Morissane d'orientation Ouest-Est, les formations de cet étage dites Numidiennes (ou Medjaniennes) représentent la transition généralement confuse entre l'éocène supérieure et l'oligocène, elles sont représentées à la base par des argile marines avec petits bancs de calcaires, micro-brèche et quartzites.

Oligocène continental (aquitanien) : est composé de dépôts alluvionnaires fluviaux lacustre et lagunaires, sous forme de poudingues argiles ou rouges conglomératiques, Sables ou grés fiables, avec des épaisseurs importantes dans les cours d’eau majeurs.

Lutétien : composé de calcaire et marne gris clair, calcaire noirâtre a silex noir.

Danien : composé de calcaire gris et de marnes.

❖ **Quaternaire :** (Dépôts récents),

Les alluvions actuelles et récentes sont rencontrées au fond des vallées. Les limons et graviers d'une épaisseur allant jusqu'à une dizaine de mètres, sont rencontrés dans les lits majeurs d'oueds.

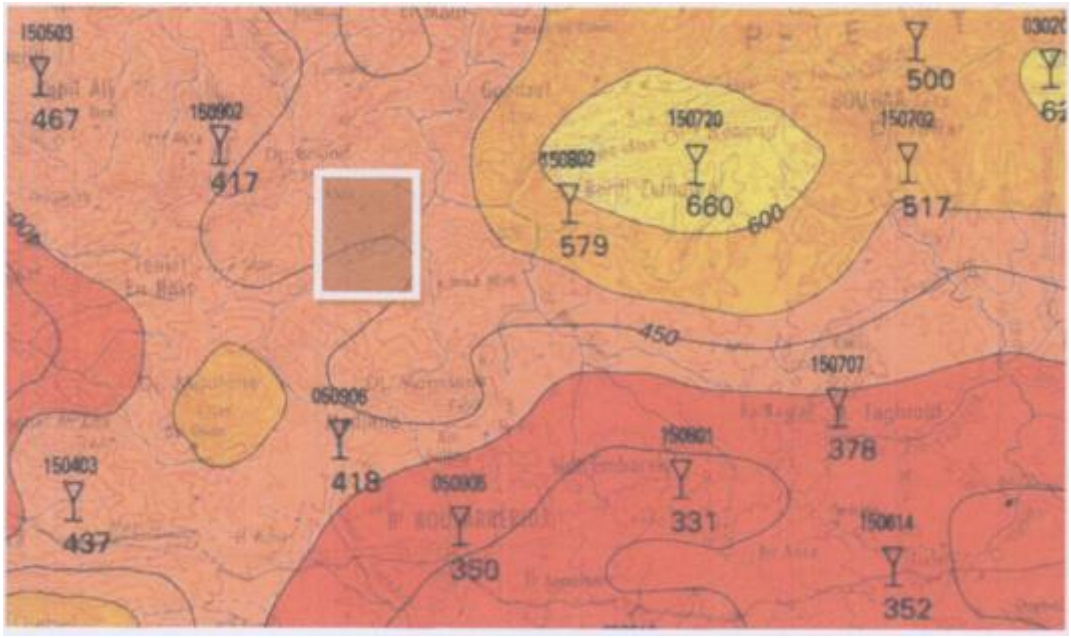


Figure II.1: Extrait de la carte géologique de l'Algérie au 1 :500.000

(Source : DRE Bordj Bou Arreridj)

II.1.2 Reconnaissance géologique sur terrain :

Dans le but d'envisager les caractéristiques générales du terrain, pour la construction de cette retenue, à ce niveau d'étude, ont été effectuées les reconnaissances géologiques sur le terrain et les essais de laboratoire selon le programme établi. Ces reconnaissances géologiques ont été réalisées par le bureau d'étude **M.A.T.H.E de** Constantine **en 2015.**

L'objectif des reconnaissances fut l'obtention des résultats pour les besoins de l'étude du choix du site d'implantation ainsi que du type d'ouvrage à adopter sur le terrain.

II.1.2.1 Levés géologiques :

Des levés géologiques au $1/1000^{e}$ de la cuvette et $1/500^{e}$ du site de la retenue collinaire ont été réalisé par le bureau d'étude **M.A.T.H.E en 2015** Ils représentent la composition de la structure lithologique en surface, de la stabilité de l'érodabilité et l'estimation de l'étanchéité de la cuvette de la retenue par l'intermédiaire des fouilles visibles et de la nature du sol.

II.1.2.2 Sondages :

Au niveau de la digue, trois sondages carottés sont réalisés par le bureau d'étude **M.A.T.H.E en 2015,** dont la profondeur est arrêtée dans le substratum. Les sondages ont été implantés, un en thalweg, et deux en rives.

L'examen géologique des carottes a donné lieu aux impressions suivantes :

- **Sondage N°1 :**

On peut constater (en thalweg) que de 0.0 à 3m des alluvions d'oued (blocs cailloux et graviers avec des limons et des sables). A partir de 3m nous sommes en présence du marnes limoneuses et argileuse brune ferme peu humide en profondeur.

- **Sondage N°2 :**

On peut constater (en rive droite) que de 0.0 à 0.40m une couche d'argiles de terre végétales. A partir de 0.5m à nous sommes en présence du marnes limoneuses et argileuse brune ferme peu humide en profondeur.

- **Sondage N°3 :**

On peut constater (en rive gauche) que de 0.0 à 0.80m une Colluvions de pente. A partir de 0.8m à nous sommes en présence du marnes limoneuses et argileuse brune ferme peu humide en profondeur peu caillouteuse.

II.1.2.3 Puits :

Une campagne de 06 puits notés P_1 à P_6 de 1.50 mètre de profondeur en moyenne ont réalisé par le bureau d'étude **M.A.T.H.E en 2015** à proximité du site et de l'oued Gheraifet plus précisément dans la cuvette, dans l'optique d'une recherche de matériaux adéquats pour la construction de la digue.

Ces puits ont permis de définir la lithologie des sols rencontrés et de les soumettre à des analyses et essais au laboratoire. Les résultats nous renseignent sur les caractéristiques physiques et mécaniques quant à leur utilisation en tant que matériaux de construction dans la réalisation de la retenue collinaire.

Tous les puits ont mis en évidence des argiles imperméables.

II.1.3 Aperçu tectonique :

L'unité tellienne supérieure à matériel éocène est tronquée basalement. Son style en plis couchés et serrés est net dans le coin sud-ouest de la région.

La nappe de Djemila est elle aussi tronquée basalement car aucun terme ante- coniacien n'est visible La plateforme néritique possède une série carbonatée rigide sub-tabulaire mais intensément fracturée.

II.1.4 Hydrogéologie sommaire de la région :

La région d'études où se situe notre site de la retenue collinaire oued Gheraifet est formé de terrains Eocènes à Danien caractérisé par des formations calcareuses et marneuses qui surplombent des formations crétacées de même nature mais d'épaisseur plus importante.

L'abondance et la présence des marnes en épaisseur importante au niveau du substratum constituent un bon tapis d'étanchéité envers les infiltrations verticales de l'eau, car ce sont des formations potentiellement imperméables.

L'affleurement des faciès perméables [des calcaires ou des conglomérats] qui, par leur fissuration, constitue des zones favorables aux infiltrations et par conséquent la récupération des eaux de ruissellement au niveau de l'assiette du barrage collinaire reste moyenne.

Cette hypothèse est confirmée par la présence de quelques sources mais de faible importance dans cette région.

II.1.5 Analyse du site et son assiette :

II.1.5.1 Analyse lithologique du site et son assiette :

Elle est essentiellement basée sur les observations faites lors de la campagne de prospection géologique de terrain (levé géologique du site et son assiette et la description lithologique des faciès rencontrés lors de la campagne de reconnaissance de terrain, l'exécution des puits et tranchées en différents endroits de la cuvette).

Le fond de la vallée (Thalweg) de la retenue est caractérisé par une sédimentation alluviale: alluvions récentes et actuelles, formées par l'abondance de matériaux pulvérulents tels que les blocs, galets, cailloux et graviers et sables, peu argileux (basses terrasses) et des argiles limoneuses (hautes terrasses).

Ces dépôts alluvionnaires de terrasses proviennent de la décomposition physicochimique des roches mères (calcaires, marnes, argiles et conglomérats), de forme arrondie et de nature calcareuse.

Les versants du site et son assiette sont parfois recouverts de minces couches argileuses, à débris caillouteux de forme anguleuse et de nature calcareuse (colluvions).

Le terrain de fond du site et sa cuvette est caractérisé par la dominance des marnes grises localement blanchâtres peu fracturées et altérées sur les versants cette marnes s'est altérée en son toit en donnant des limons argileux.

Le substratum est masqué au fond de la vallée par des dépôts ou sédiments détritiques alluvionnaires, des galets de forme arrondie et parfois des colluvions sur les versants des dépressions, sous une très faible puissance.

II.1.5.2 Analyse hydrogéologique du site et son assiette :

❖ **Perméabilité :**

- Les marnes grises et blanchâtres du lutétien constituent le substratum de l'assiette de la présente retenue collinaire, sont pratiquement imperméables.
- Les alluvions récentes et actuelles constituées de blocs, de galets, graviers, roulés de calcaires ainsi que les limons et sables, sont perméables.
- Les argiles à rares débris caillouteux (colluvions) situées parfois sur les flancs de la cuvette sous une faible puissance, sont faiblement perméables.

❖ **Etanchéité :**

L'étanchéité de l'assiette du barrage collinaire El colla est pratiquement garantie par les marnes lutétiennes du substratum.

II.1.6 Analyse de la zone d'emprise de la digue :

II.1.6.1 Analyse lithologique de la zone d'emprise de la digue :

Elle est principalement basée sur les résultats de la campagne de reconnaissance géologique de terrain marquée par l'exécution de nombreuses fouilles afin de déterminer la structure géologique du sol et sous-sol de fondation dans cette zone.

La réalisation des puits et tranchées au niveau de l'axe préconisé de la digue, montre la présence des faciès suivants :

- Sur les deux rives, on trouve le substratum constitué par la dominance des marnes limoneuses très abondantes, qui sur la rive gauche se trouvent couvertes sous une faible couche de matériaux colluviaux. Ce sont des formations géologiques qui dataient du lutétien.
- Le fond de la vallée est faiblement comblé de dépôts détritiques alluvionnaires issus de l'altération des faciès en place puis charriés par les cours d'eau, Elle est représentée au fond de la vallée par des terrasses alluviales rencontrée au fond du thalweg (lit mineur) et caractérisent par des dépôts d'éléments grossiers formés de blocs, galets, cailloux, graviers , sables, limons ; de forme arrondie ct de nature calcareuse.
- Ces matériaux alluviaux quaternaires masquent le substratum à dominance marneuse sous une puissance de 3,5m environs au droit de l'axe de la digue choisi.

II.1.6.2 Analyse hydrogéologique de la zone d'emprise de la ligue :

❖ **Perméabilité :**

Les argiles colluviales affleurant sur les flancs de la vallée du barrage collinaire Colla en mince puissance, sont faiblement perméables à imperméables. Leur perméabilité est de l'ordre de (10^{-5} à 10^{-6} cm/s).

Les marnes lutétiennes constituant le substratum de fondation de la digue sont pratiquement imperméables (10^{-7} cm/s).

Les sédiments détritiques composés de galets, blocs, graviers, sable ct limons, de nature calcareuse ; de forme bien arrondie comblant en faible épaisseur le fond de la vallée (Terrasses), sont perméables (10^{-1} à 10^{-3} m/s).

❖ **Etanchéité :**

Elle est garantie par le substratum à dominance marneuse qui joue le rôle de tapis étanche, néanmoins la présence en faible puissance de formations géologiques perméables en cet endroit de la digue telles que les dépôts alluvionnaires au fond de la vallée, nous oblige à ancrer la digue dans le Bed-rock sain imperméable après avoir décapé son toit altéré.

II.1.7 Fondation de la digue et des ouvrages annexes :

II.1.7.1 Corps de la digue :

D'après les faciès ou formation rencontrés au droit de la zone d'emprise de la digue de la présente retenue collinaire, on peut dire que :
Suite à la forte perméabilité des sédiments pulvérulents alluvionnaires et leur faible puissance ; la digue de la retenue collinaire Colla doit être ancrée au fond de la vallée jusqu'au substratum sain et imperméable après décapage dc la couverture alluvionnaire perméable et le toit généralement altéré du Bed rock.

Sur les deux rives, la digue doit être ancrée jusqu'au fond sain imperméable après excavation de son toit altéré et de la mince couche colluviale

II.1.7.2 Evacuateur de crues :

Implanté sur la rive droite, le déversoir latéral doit être fondé dans le substratum assoir décaper la zone altérée du substratum.

II.1.8 Stabilité des versants de la cuvette :

D'après le levé topographique au $1/1000^{e}$ ainsi que la reconnaissance sur le terrain, on peut dire Au cours de notre campagne de reconnaissance géologique de terrain : levé de de la retenue collinaire et l'exécution des puits en différentes zones de la cuvette, Originale aucune trace ou amorce de glissement de terrain.

Donc généralement les versants de l'assiette de la retenue sont stables.

II.1.9 Matériaux de construction de la retenue collinaire :

- **Matériaux d'étanchéité :**

Les matériaux destinés à l'étanchéité et la recharge du corps de la digue seront exploités en quantité et qualité des marnes limoneuses et argileuses qui abondent au niveau de la cuvette de la retenue collinaire en amont immédiat de l'axe de la digue sur la rive droite.

- **Matériaux de recharge :**

Ils seront exploités des sables, graviers alluvionnaires du lit de l'oued MAHDJAR, en aval immédiat du site.

❖ **Matériaux pour Rip-Rap :**

Les matériaux rocheux nécessaires à la protection du talus amont (enrochement) de la digue, seront exploités par ramassage au niveau de l'oued. Ces calcaires seront exploités en blocs de 200 à 300 mm de diamètre pour la protection du parement amont de la digue vis à vis les mouvements des vagues.

II.2 Synthèse géotechnique :

Des essais in situ et en laboratoire sur des échantillons intacts ou remaniés vont permettre de déterminer les caractéristiques mécaniques et hydrauliques utiles pour fixer au mieux le type de barrage et le plus approprié aux conditions locales. (Maurice, 1999)

- En premier lieu, on s'intéressera au contrôle de la qualité de la fondation tant sur le plan de la résistance mécanique que de l'étanchéité. On se méfiera d'horizons tels que passées sableuses, argiles à canaux, zones détritiques ou fissurées.
- En second lieu, on devra s'assurer de l'étanchéité de la cuvette et de la stabilité de ses versants si elle est encaissée.
- Enfin, il importe de vérifier la présence à proximité des matériaux de construction, tant en quantité qu'en qualité : enrochement, terre pour le remblai…

II.2.1 Travaux de reconnaissances :

Le bureau d'étude M.E.T.H a réalisé en 2015 à l'emplacement de la retenue collinaire pour cela huit (08) fouilles, d'une profondeur moyenne de 03.00 mètre linéaires chacune, ont été réalisés en différents endroits de la retenue collinaire (Zone d'emprise, suivant l'axe de la digue et zone d'emprunt) suivi de prélèvement d'échantillon de sous-sol prélevé dans le but de connaître la disposition des terrains d'assise et de fondation de la digue et ses ouvrages annexes, et d'autre part de déterminer l'évaluation quantitative et qualitative des matériaux d'emprunt nécessaires à la construction de la dite retenue.

II.2.2 Essais de laboratoire :

Les essais géotechniques ont été confiés par le bureau d'étude au laboratoire de LVB ZEKKOUR – Constantine. Ils sont faits 6 essais pour chacun ont été soumis aux essais suivants :

❖ **Essais physiques :**

- Teneur en eau naturelle Wn.
- Densité sèche γd.
- Degré de saturation Sr.
- Limite de liquidité Wl.
- Indice de plasticité Ip.
- Granulométrie.
- Sédimentométrie

❖ **Essais mécaniques :**

- Essai de cisaillement a la boite de **CASAGRANDE** UU :
  - Cohésion Cu.
  - Angle de frottement interne φ°.
- Essai de compression à l'œdomètre :
  - Compressibilité Pc.
  - Coefficient de tassement Ct.
  - Coefficient de gonflement Cg.
- Coefficient de perméabilité.
  - Perméabilité K
- Compactage selon proctor normal :
  - Teneur en eau maximale Wmax.
  - Densité sèche optimale γd opt

❖ **Analyses chimiques :**

- Teneur en carbonates ($CaCO_3$).
- Teneur en insolubles.
- Teneur en gypses ($CaSO_4$,$2H_2O$).

❖ **Mode opératoire :**

- Les essais physiques d'identifications et de classification ont été réalisés selon les méthodes standards à l'échelles internationales
- Les essais de compressibilité ont été effectués à l'odomètre et chaque essai est réalisé sans des charges normales
- Les essais de cisaillements rectilignes ont été exécutés sur des échantillons de sol non consolidés et non drainés sous des contraintes normales 1, 2 et 3 bars avec une vitesse de cisaillement de 1 mm/mn.
- Les essais de compactage ont été effectués sur des échantillons de sol selon proctor normal.
- Enfin, les essais chimiques ont été réalisés selon les normes mondialement reconnues

II.2.3 Résultats des essais de laboratoire et interprétation :

II.2.3.1 Terrain d'assise et fondation de la digue :

❖ **Granulométrie :**

D'une part on a des D_{max} de faible dimension et des pourcentages granulométrique élevés au niveau des tamis petites mailles, et d'autre part, les valeurs des indices de plasticité révèlent des sols peu plastiques appartenant à la classe CL « argile peu plastique ».

Les passants 2 mm sont supérieur à 700/0 ce qui indiquent des sols à tendance argileuse, de même que les passants à 0,100mm qui dépassent largement les 35% ce qui révèle des sols régis par leur fractions fines.

Tableau II.1 : Les caractéristiques géotechniques de terrain d'assise et fondation de la digue

	Essais	**Unité**	**Valeur choisissiez**
Essais physique	- Teneur en Eau naturelle (Wn)	%	12
	- Densité sèche (**γd**)	T/m^3	1.8
	- Densité humide (γh)	T/m^3	2
	- Degré de saturation (Sr).	%	55
	- Limite de liquidité (Wl)	%	50
	- Limite de plasticité (Wp)	%	30
	- Indice de plasticité (lp)	%	22

Essais mécaniques	- Compressibilité (pc)	Bars	1.6
	-Coefficient de gonflement (Cg)	%	0.6
	Perméabilité (K)	Cm/s	$3.5*10^{-7}$
	Cohésion (Cu)	Bars	0.45
	Angle de frottement (Φu)	Degré	10
Essais chimique	Teneur en carbonate ($CaCO_3$)	%	22
	Teneur en insolubles	%	49.50
	Teneur en gypses ($CaSO_4$, $2H_2O$)	/	Traces

La source : LVB ZEKKOUR – Constantine en 2015

II.2.3.2 Matériaux de construction de la digue :

❖ **Granulométrie :**

Nous constatons des D_{max} de faibles dimensions et des pourcentages granulométriques élevés au niveau des tamis à petites mailles, les passants à 2mm sont supérieurs à 70% ce qui indiquent des sols à tendance argileuses de même que les passants à 0.100mm qui dépassent les 35% ce qui donne des sols régis par leur fractions fins.

Tableau II.2 : Les caractéristiques géotechniques de matériaux de construction de la digue

	Essais	**Unité**	**Valeur**
Essais physique	- Teneur en Eau naturelle (Wn)	%	12
	- Densité sèche (γ_d)	T/m^3	1.75
	- Densité humide (γ_h)	T/m^3	1.95
	- Degré de saturation (Sr).	%	53
	- Limite de liquidité (Wl)	%	65
	- Limite de plasticité (Wp)	%	28
	- Indice de plasticité (lp)	%	30
Essais mécaniques	- Compressibilité (pc)	Bars	2.3
	-Coefficient de tassement (ct)	%	3.3
	-Coefficient de gonflement (Cg)	%	0.61
	-Perméabilité (K)	Cm/s	$9.91*10^{-7}$
	-Cohésion (Cu)	Bars	0.45

	-Angle de frottement (Φu)	Degré	22
	-Teneur en eau optimale	%	20
	-Densité sèche optimale (**γd**)	T/m^3	1.51
	-Densité sèche corrigée	T/m^3	2.65
Essais chimique	-Teneur en carbonate ($CaCO_3$)	%	20
	-Teneur en insolubles	%	45
	-Teneur en gypses ($CaSO_4$, $2H_2O$)	/	Traces

La source : LVB ZEKKOUR – Constantine en 2015

II.3 Sismicité du site :

L'Algérie a de tout temps été soumise à une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes dommageables, non seulement aux individualités et collectivités locales, mais également au pays tout entier dont elle peut obérer le développement pour un certain nombre d'années à l'instar du séisme du 10 octobre 1980 de Chef dont nous continuons encore à payer les conséquences aujourd'hui, en particulier sous forme de dette.

Donc pour pouvoir résister à ce phénomène, on doit construire des ouvrages telle sorte à leur fournir un degré de protection tolérable en répondant aux règles parasismiques Algériennes.

L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaine et eurasienne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques).

Pour pouvoir réduire les pertes induites par ce cataclysme, on doit en premier lieu quantifier le danger ou dégât en identifiant les sources sismiques (failles actives, charriages...) et évaluer les niveaux de secousses (intensité, magnitude, accélération) dans la région épicentrale, puis évaluer le niveau de vulnérabilité (taux de perte) de la population exposée au risque (individus, ouvrages, bien économiques et sociaux...) Un document réglementaire a été établi en 1988 qui comporte les instructions et prescriptions techniques à appliquer obligatoirement dans la conception para sismiques des ouvrages et bâtiments. Ce document a été mis à jour en 1999, puis consécutivement au séisme de BOUMERDES en 2003, une dernière révision a été portée à ce document.

Le coefficient d'accélération de la zone noté « A » est donné par R.P.A 99. 2003 en fonction du groupe d'usage de l'ouvrage et du zonage sismique de la région.

Le site de la retenue collinaire COLLA, commune de colla, wilaya de Bordj Bou Arreridj est situé dans la zone « IIa » (zone caractérisée par une intensité sismique moyenne basse d'après R.P.A 99, correspondant à une intensité égale à VII selon l'échelle de MERCALI).

Ladite retenue collinaire constitue un ouvrage de peu d'importance pour la communauté ce qui lui permette d'être dans le groupe d'usage 3 selon le règlement R.P..A et ayant une durée de vie limité de 20 à 30 ans.

Donc pour notre site ayant un degré d'usage égal à 3, appartenant à la zone sismique Ila, une durée de vie économique de 20 à 30 années et une période de retour R.P. = 50 ans, son coefficient de dommage est de 10 %

Tableau II.3 : des zones sismiques des territoires Algériens

Zone o :	Sismicité négligeable
Zone I :	Sismicité faible
Zone Il :	Sismicité moyenne
Zone III :	Sismicité élevée

On note : La wilaya de BORDJ BOU ARRERIDJ se situe dans la zone Il, elle est considérée comme une zone de sismicité moyenne avec un coefficient d'accélération de 0.07 à 0.15.

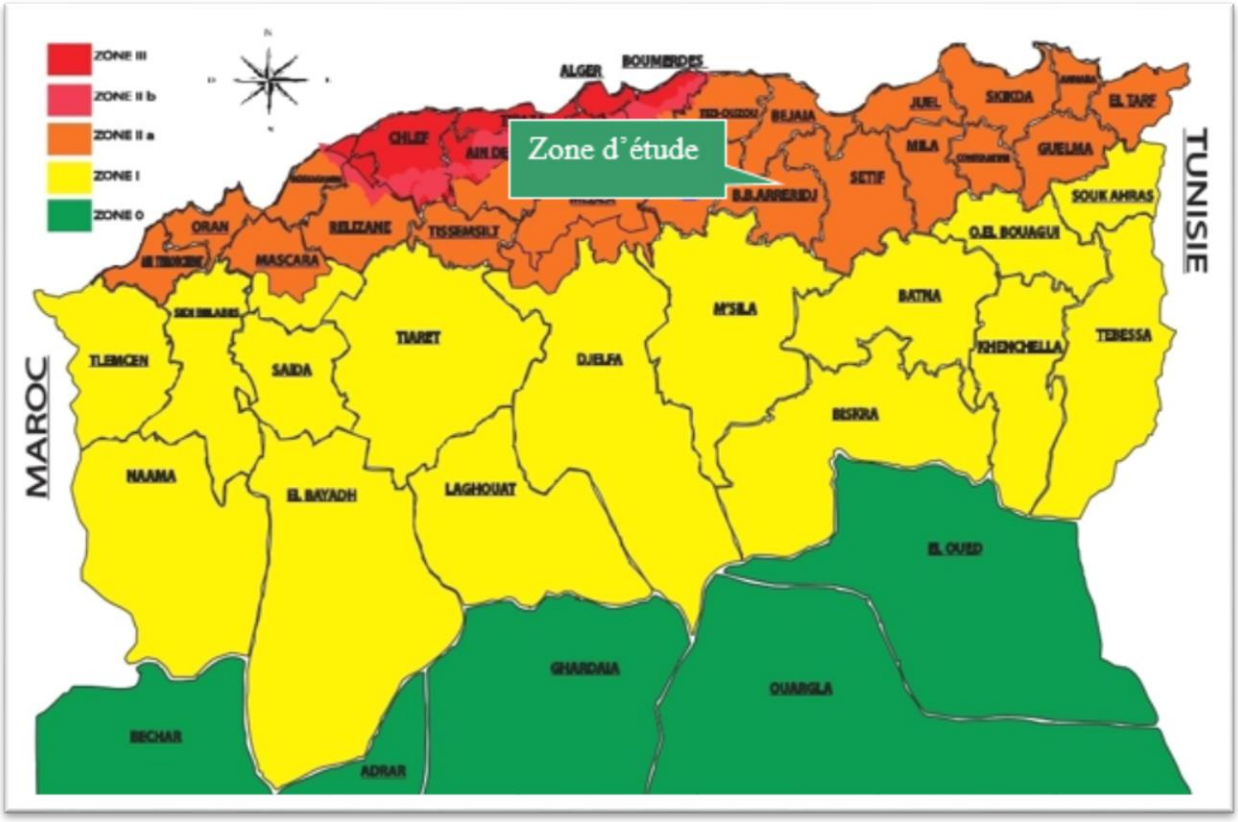


Figure. II. 1: carte zonage sismique du territoire national (RPA, 2003)

Tableau. II. 4 : Les valeurs de l'accélération sismique en fonction des zone et type d'ouvrage

Groupe	Zones				Classification des ouvrages selon leur importance
	I	II - a	II - b	III	
1a	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale
1b	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

Notre région d'étude est classée « Zone II a » qui correspond à une région de relativement forte sismicité. Connaissant le groupe d'usage auquel appartient notre ouvrage (groupe 1b), on peut aisément déduire le coefficient d'accélération sismique noté (α) dont il faut tenir compte dans les calculs relatifs à l'ouvrage. Selon le règlement parasismique algérien de 1999 le coefficient d'accélération séismique est: $\alpha = 0.20$.

Conclusion :

Les résultats de la campagne géologique et géotechnique évoquées aux chapitres nous permettent de faire les conclusions suivantes :

❖ L'étude géologique :

- La structure géologique du substratum à dominance marneuse et son comportement hydrogéologique ne s'oppose guère à la réalisation d'une digue en terre et d'opter pour un ancrage au fond du thalweg jusqu'au Bed-rock sain après décapage de la couverture alluvionnaire et le toit altéré du premier.
- L'étanchéité du site et son assiette sont donc assurées par les marnes lutétiennes formant le substratum.
- Les matériaux de construction d'une digue en terre homogène sont largement disponibles dans la cuvette de la présente retenue collinaire.

❖ L'étude géotechnique :

- La présence de la couche alluvionnaire perméable au fond de la vallée et la répartition aléatoire du toit altéré du substratum marneux nous obligions de projeter la digue. Jusqu'au faciès sain et imperméable, et ceci avec un ancrage de 3.3 mètres de profondeur au fond du talweg.
- Sur les berges, la digue sera fondée sur les argiles marneuses, après avoir décaper la couche végétale.
- Les parements amont et aval de la retenue seront fondés au fond de la vallée sur les argiles marneuses et ceci bien sur après avoir décaper la couche végétale.
- Les matériaux argileux nécessaire pour la construction de la retenue seront empruntés en qualités des argiles marneuses situes dans la partie amont de la retenue.

On affirme donc que toutes les conditions géologiques et géotechnique sont favorable pour la construction de la retenue sur le site de la retenue collinaire Colla — Commune d'El-Colla Wilaya de Bordj Bou Arreridj.

Chapitre III
L'étude hydrologique

Introduction :

L'hydrologie joue un rôle capital dans le domaine de l'ingénierie et des sciences environnementales. Elle concerne aussi bien les mécanismes d'écoulement des eaux dans les systèmes naturels (bassin versant) que le dimensionnement des ouvrages hydrauliques utiles à l'exploitation et à la gestion des eaux (les barrages, les retenues collinaires…). Elle permet également de mieux comprendre et simuler le comportement dynamique des eaux dans les zones où elles se répandent et de mieux saisir les impacts des aménagements hydrauliques sur l'environnement. Donc, Les études hydrologiques sont indispensables ; d'une part, elles ont l'objectifs d'étudier les conditions de la réserve d'eau et d'autre part d'estimer les débits extrêmes contre lesquelles il est nécessaire de protéger le barrage.

La présente étude a pour but de déterminer les paramètres hydrologiques de l'Oued tels que les apports liquides et solides du bassin versant, les débits des crues qui sont la base de dimensionnement des ouvrages constituant l'aménagement afin d'assurer la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques.

III.1 Le bassin versant :

Le bassin versant est l'unité de base pour la détermination du bilan hydrologique. Il est défini comme la surface parcourue par un cours d'eau et ses affluents. Un cours d'eau prend généralement naissance dans une zone à reliefs et draine la surface topographique. Les écoulements convergent vers la section la plus basse du cours d'eau appelée exutoire.

III.1.1 Caractéristiques géographiques du bassin versant :

Les données géographiques de l'exutoire sont représentées dans le tableau III.1:

TABLEAU. III. 1 : COORDONNEES GEOGRAPHIQUES DE L'EXUTOIRE.

Système de coordonnée	UTM(Km)	Lambert (Km)	Géographique
Site de la retenue collinaire d'Oued Gheraifet	X =650912 $Y = 4008913$	$X = 677871$ $Y = 325464$	Long : 4° 40' 43.97" Est Lat : 36° 12' 57.24" Nord
	$Z = 726\ m$		



Figure III. 1 : Délimitation du bassin versant d'oued Gheraifet sur la carte d'état-major Bordj Boni Feuille N-91, établie en 1985 (ANRH Alger)

III.1.2 Caractéristiques physiographiques et hydro morphométriques du bassin versant :

Les différents paramètres morphologiques et hydrologiques du bassin versant ont été déterminés par l'utilisation du logiciel ArcGIS.

III.1.2.1 Caractéristiques de la disposition dans le plan :

Les caractéristiques géométriques sont obtenues par logiciel ArcGIS.

- **La surface du bassin versant :**

Le bassin versant d'Oued Gheraifet occupe une superficie de :

$$\boldsymbol{S = 16.13\ km^2}$$

- **Le périmètre du bassin versant :**

Le périmètre du bassin versant est de :

$$\boldsymbol{P = 20.15\ km}$$

- **La longueur du thalweg principal :**

La longueur du thalweg principal à pour valeur :

$$\boldsymbol{L = 6.53\ km}$$

III.1.2.2 Caractéristiques de forme :

- **Indice de compacité de Gravelius K_c :**

C'est un indice qui caractérise 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 :

$$Kc = \frac{P}{P'} = \frac{P}{2\pi R} \quad \text{.....(III.1)}$$

$$Donc : P' = 2\pi R = 2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

$$Kc = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{S\pi}} = 0.282\frac{P}{\sqrt{S}}$$

P : périmètre du bassin versant (Km).

S : surface du bassin versant (km²).

K_c : indice de compacité.

$$Kc = 0.282\frac{20.15}{\sqrt{16.13}} \quad \Longrightarrow \quad \boldsymbol{Kc = 1.41}$$

D'après résultat de K_c on distingue trois cas :

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

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

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

Plus le K_c est grand, plus le bassin versant sera allongé, plus 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 d'où la crue sera moins violente. Donc l'indice de compacité est proportionnellement lié au temps de concentration T_c.

Dans notre cas le bassin versant est caractérisé par un $Kc = 1.41 > 1.128$ alors il est de forme relativement allongée.

- **Coefficient d'allongement :**

Le coefficient d'allongement est défini par la relation :

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

L : la longueur du bassin versant.

S : la surface du bassin versant.

$Ca = \frac{6.53^2}{16.13}$ ⟹ $Ca = 2.64$

- **Rectangle équivalent :**

Le rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius c'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimension L et l'ayant la même surface que le bassin versant. La longueur (L) est considérée comme étant la longueur du bassin versant et (l) comme sa largeur.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$P = 2(L + l)$ et $S = L.l$ ……..……....(III.3)

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

$Kc = 0.282 \frac{P}{\sqrt{S}}$ …… (III.4)

De (II.3) et (II.4) on obtient une équation de 2éme degré admet deux solutions Lr et l_r :

$Lr = \frac{Kc\sqrt{S}}{1.128}\left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc}\right)^2}\right)$ ……..……..…… (III.5)

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

Lr : longueur du rectangle équivalent.

lr : largeur du rectangle équivalent.

$Lr = 8.09\ km.$

$lr = 2.02\ km.$

III.1.2.3 Relief :

- **Répartition et courbe hypsométrique :**

Elle est d'une grande importance dans l'étude du relief d'un bassin versant. Sur un graphe, on porte en ordonnée l'altitude et en abscisse la surface exprimée en %. La courbe hypsométrique est tracée à partir des résultats des calculs de la répartition du bassin versant par tranches d'altitudes, après détermination des surfaces partielles. Elle représente la fraction de la surface comprise entre deux courbes de niveau consécutives. On la considère comme une sorte de profil du bassin versant et sa pente moyenne ; c'est un élément synthétique de comparaison de la topographie de divers impluviums.

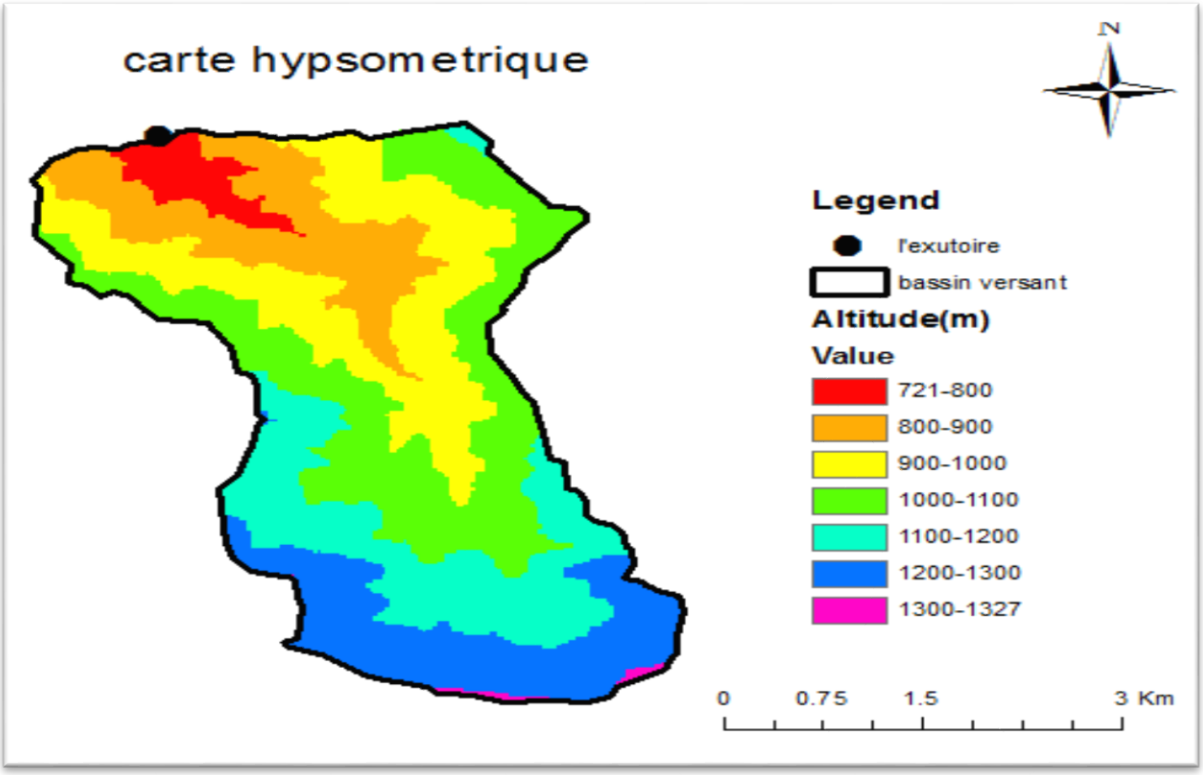


Figure III.2: carte hypsométrique du bassin versant obtenue avec le logiciel Arcgis

La répartition des surfaces élémentaires et leurs cumule en fonction des altitudes ont été obtenues avec logiciel Arcgis.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau. III.2

TABLEAU. III. 2: SURFACES PARTIELLES PAR TRANCHE D'ALTITUDE.

Tranche d'altitude (m)	Surface (km²)	S cumulée (Km²)	Surface cum (%)
1327-1300	0.08	0.08	0.49597024
1300-1200	2.52	2.6	16.1190329
1200-1100	2.99	5.59	34.6559206
1100-1000	4.13	9.72	60.2603844
1000-900	3.48	13.2	81.8350899
900-800	2.32	15.52	96.2182269
800-721	0.61	16.13	100
Somme	16.13	/	/

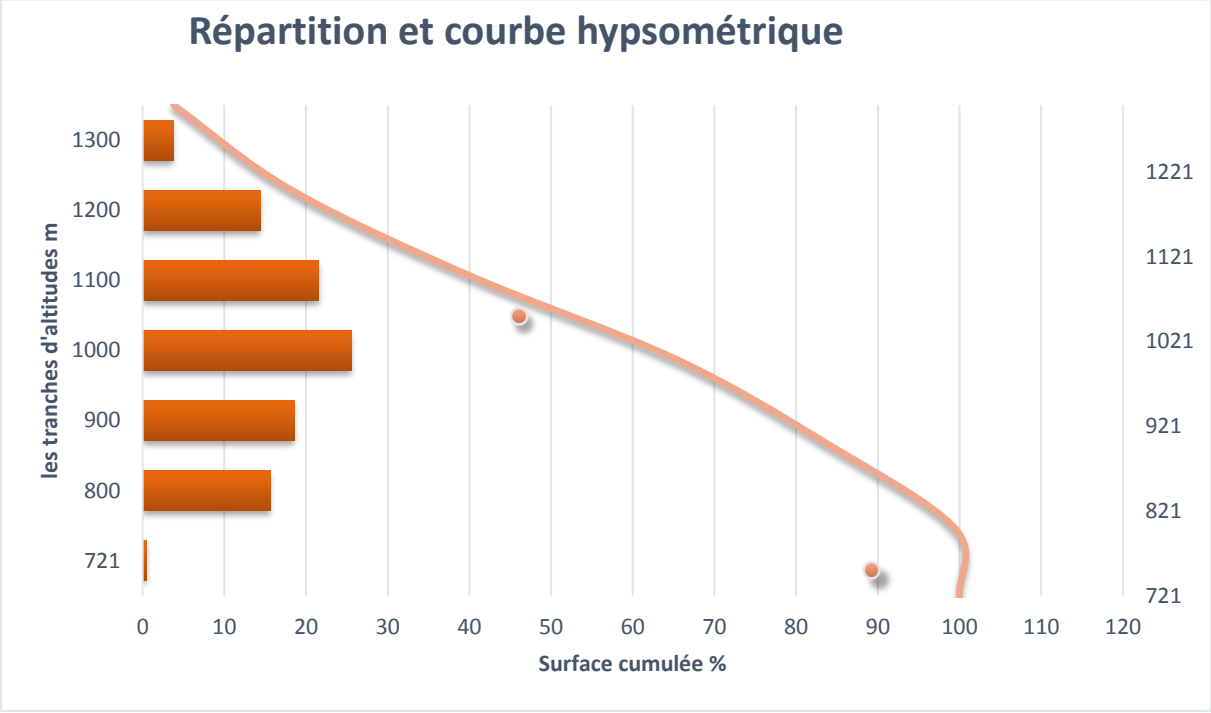


Figure III. 2 : Répartition des surfaces et courbe hypsométrique du bassin d'Oued Gheraifet

La courbe ci-dessus permet de déterminer les altitudes caractéristiques suivantes :

- Altitude médiane $H_{50\%}$: 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.

- $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ qui sont respectivement les altitudes correspondantes à 5% et 95% de la surface du bassin.

TABLEAU. III. 3: DETERMINATION DE $H_{50\%}$, $H_{5\%}$ ET $H_{95\%}$

Altitudes	Valeur (m NGA)
$H_{médiane}$	1060
$H_{5\%}$	1290.6
$H_{95\%}$	837.5

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

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

$$Hmoy = \frac{\sum SiHi}{S} \quad \text{.....(III.7)}$$

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).

$Hmoy = 1040\ m.$

TABLEAU. III. 4: DETERMINATION DE L'ALTITUDE MOYENNE H_{MOY}

Altitude (m)	Surface (Km²)	Hi (m)	$Si \times Hi$
1327-1300	0.08	1313.5	105.08
1300-1200	2.52	1250	3150
1200-1100	2.99	1150	3438.5
1100-1000	4.13	1050	4336.5
1000-900	3.48	950	3306
900-800	2.32	850	1972
800-721	0.61	760.5	463.91
Somme	16.13	/	16771.985

Les résultats précédents sont récapitulés dans le tableau III .5.

TABLEAU. III. 5: TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS PRECEDENTS

Altitudes	Valeurs (m NGA)
H médiane	1060
$H_{5\%}$	1290.6
$H_{95\%}$	837.5
H moyenne	1040
H max	1327
H min	721

- **Pente moyenne du bassin versant Im :**

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin donc le temps de concentration. Cette variable influence le débit maximal observé. Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel, tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps de s'infiltrer, entièrement ou en partie, dans le sol. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Im = \frac{\Delta H(0.5L1+L2+L3+\cdots+0.5\mathrm{Ln})}{S} \quad \text{.....(III.8)}$$

ΔH : dénivelée entre deux courbes de niveaux successives (m).

L_i : longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2, …, n.

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

Les résultats sont représentés dans le tableau III .6.

TABLEAU. III. 6: PENTE MOYENNE DU BASSIN VERSANT

Courbe	Longueur (km)	ΔH(m)	S (km²)	Im (m/Km)
800	4.8	100	16.13	594.79
900	14.6			
1000	22.07			
1100	25.6			
1200	17.15			
1300	12.6			
1400	3.04			

$\boldsymbol{Im}$ =594.79 $\boldsymbol{m/km} \rightarrow \boldsymbol{Im} = \mathbf{59.48}$ %

- **Les indices de pentes :**

Leur connaissance est d'une grande importance car il est évident que les eaux ruissellent d'autant plus que la pente des versants est grande. Ils permettent de donner une classification pour les bassins versant et nous renseigne sur la topographie du bassin.

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

Cet indice est très utilisé, il sert à donner une des classifications O.R.S.T.O.M pour les bassins versants dont la surface est de l'ordre de 25Km² (Touibia, 2015). La détermination de cet indice nécessite la courbe hypsométrique. Ig est donné par la formule suivante :

$$Ig = \frac{D}{L} = \frac{H5\% - H95\%}{L} \quad \text{.....(III.9)}$$

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

L : longueur du rectangle équivalent (Km).

$D = 453.1\ m$

$L = 8.09\ km$

$Ig = 0.56\ \%$

TABLEAU. III. 7: CLASSIFICATION DU RELIEF

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

D'après cette classification, le bassin présente un relief d'une pente très forte.

- **Dénivelée spécifique D_s :**

A la différence de l'indice globale Ig, la dénivelée spécifique D_s est indépendante de la surface et permet alors de comparer des bassins versants de tailles différentes (Merrien-Soukatchoff, 2004). Elle est donnée par la formule suivante :

$$Ds = D \times \sqrt{\frac{l}{L}} \quad \text{.....(III.10)}$$

D : dénivelée entre H5% et H95% (m).

L : longueur du rectangle équivalent (km).

l : largeur du rectangle équivalent (km).

$Ds = 226.55\ m$

Tableau. III. 8: Classification du relief

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

- **Indice de pente de Roche Ip :**

M.Roche a proposé un indice de pente qui caractérise la pente globale 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 H_i et H_{i-1}. Il s'exprime par la formule suivante :

$$Ip = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum \sqrt{Si \times Di} \quad \text{.....(III.11)}$$

L : longueur du rectangle équivalent (km).

Si : Surface partielle (%) comprise entre deux courbes de niveau consécutives.

Di : dénivelée (m).

Les résultats sont représentés dans le tableau III .9

Tableau. III. 9: Détermination de l'indice de pente de Roche Ip

Altitude (m)	$D_i=H_i-H_{i-1}$ (m)	Si (km²)	Si (%)	$Si \times Di$	$\sqrt{Si \times Di}$(%)
1327-1300	27	0.08	0.49597024	13.3912	0.03659398
1300-1200	100	2.52	15.6230626	1562.31	0.3952602
1200-1100	100	2.99	18.5368878	1853.69	0.43054486
1100-1000	100	4.13	25.6044637	2560.45	0.50600853
1000-900	100	3.48	21.5747055	2157.47	0.4644858
900-800	100	2.32	14.383137	1438.31	0.37925106
800-721	79	0.61	3.78177309	298.76	0.17284677
Somme					2.38

$$Ip = \frac{2.38}{\sqrt{8.09}} = 0.84\%$$

- **Indice de pente moyenne Ipm**:

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur du rectangle Équivalent. Il est donné par la formule suivante :

$$Ipm = \frac{Hmax - Hmin}{L} \quad \text{.....(III.12)}$$

H_{max} : l'altitude maximum (m).

H_{min} : l'altitude minimum (m).

L : longueur du rectangle équivalent (km).

$$Ipm = \frac{606}{8.09} = 74.9\, m/Km \;\rightarrow\; Ipm = 7.5\%$$

III.1.3 Caractéristiques du réseau hydrographique :

Un réseau hydrographique est un organisme d'écoulement d'importance très variable ; c'est l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires qui drainent les eaux d'un bassin versant vers l'exutoire.

La description d'un réseau hydrographique nécessite la détermination de plusieurs paramètres.

- **Hiérarchisation du réseau :**

La ramification d'un cours d'eau est établie en affectant un système de numérotation à chaque tronçon du cours d'eau en fonction de son importance. Selon la classification de Schumm Strahler (1957).

- 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.

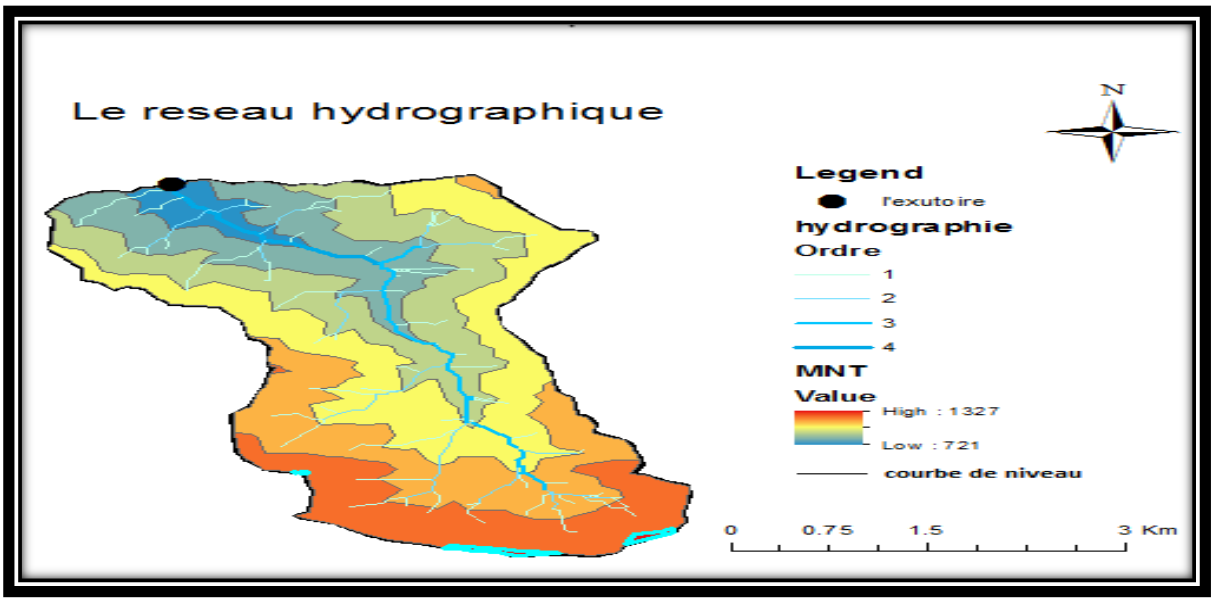


Figure III. 3: Réseau hydrographique du bassin versant obtenue avec le logiciel Arcgis

- **Densité de drainage Dd :**

La densité de drainage est le rapport entre la longueur totale (Li) de tous les cours d'eau du bassin versant et la superficie de ce dernier. Elle reflète la dynamique du bassin, une valeur élevée de cette dernière renseignerait sur un réseau hydrographique relativement dense et ayant une réponse rapide à un quelconque événement pluvieux. Elle est exprimée en Km/Km^2 et donnée par la formule suivante :

$$Dd = \frac{\sum Li}{S} \quad \text{.....(III.13)}$$

$\sum Li$: Somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km).

S : Surface du bassin versant en Km².

TABLEAU III .10 : DENSITE DE DRAINAGE

Ordre du cours d'eau	Nombre	Longueur (km)
1	120	19.58
2	19	9.03
3	10	4.75
4	1	2.22
Somme	150	35.58

$$Dd = \frac{35.58}{16.13} = 2.20 \ Km/Km^2$$

La densité de drainage dépend de la géologie, des caractéristiques topographiques du bassin et des conditions climatologiques et anthropiques.

- Si *Dd* de l'ordre de 3 à 4 pour des régions à développement très limité.
- Si *Dd* dépasse 1000 pour des zones où l'écoulement est très ramifié avec peu d'infiltration.

- **Densité hydrographique F :**

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

$$F = \frac{\sum Ni}{S} \quad \text{.....(III.14)}$$

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

S : surface du bassin versant (km²).

$$F = \frac{150}{16.13} = 9.3$$

Les régions à haute densité de drainage et à haute densité hydrographique ont une roche mère imperméable, un couvert végétal restreint et un relief montagneux.

- **Pente moyenne du cours d'eau principal Ic :**

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin donc le temps de concentration. Cette variable influence donc le débit maximal observé. Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel, tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps de s'infiltrer, entièrement ou en partie, dans le sol. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Ic = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad \text{(III.15)}$$

ΔH : dénivelée entre deux points suffisamment distants en m. $(= 1300 - 1200)$

ΔL : distance entre ces deux point en Km. $(= 2.52\ km)$

$Ic = 3.97\ \%$

- **Temps de concentration du bassin versant tc :**

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire. C'est une caractéristique importante dans la formation de la crue pluviale et son débit de pointe. Il intègre l'influence complexe des processus de concentration hydraulique et d'échanges dans le lit de l'oued. Pour les crues, cette variable caractérise la vitesse de propagation de la phase maximale. Il existe plusieurs formules :

Formule de GIANDOTTI

- Le temps de concentration est exprimé par :

$$tc = \frac{4\sqrt{S} + 1{,}5L_P}{0{,}8\sqrt{H_{MOY} - H_{MIN}}} \quad \text{(III.16)}$$

tc : Temps de concentration, en heure.

L_P : La longueur du cours d'eau principal, en km.

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

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

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

$$tc = 1.76\ h$$

- Formule de SOGREAH (1986/1989) :

Une formule a été développée par Sogreah, elle est vérifiée et recommandée pour les petits bassins versants de l'Algérie, s'écrit :

$$tc = 3 \times \left(\frac{S \times L}{(10 \times I)^{3/2}}\right)^{1/4} \quad \text{(III.17)}$$

t_c : Temps de concentration en h.

S : Superficie du bassin versant, en km².

L : Longueur du talweg principal, en km.

I : Pente du talweg principal, en %

$$tc = 1.78\ h$$

TABLEAU. III.11: TEMPS DE CONCENTRATION TC

Formules	Temps de concentration tc (h)
GIANDOTTI	1.76
SOGREAH	1.78

La valeur adoptée est estimée par la formule de GIANDOTTI qui est recommandée pour les petits bassins versants **;** $\boldsymbol{tc = 1.76\ h.}$

- **Vitesse de ruissellement Vr :**

On entend par ruissellement, l'écoulement d'eau de surface par gravité, suivant la pente du terrain, et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météoriques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. La vitesse de ruissellement est donnée par la formule suivante :

$$Vr = \frac{L}{Tc} \quad \text{(III.18)}$$

L : longueur du thalweg principal (km).

Tc : temps de concentration (h).

$Vr = 3.71\ km/h.$

TABLEAU. III.12: RECAPITULATIF DES RESULTATS DES CARACTERISTIQUES HYDROGRAPHIQUES DU BASSIN

Désignation		**Symbole**	**Unité**	**Valeur**
Surface		S	Km^2	16.13
Périmètre		P	Km	20.15
Longueur du thalweg principal		L	Km	6.53
Indice de compacité		K_c	-	1.41
Coefficient d'allongement		Ca	-	2.64
Désignation	**Symbole**	**Unité**	**Valeur**	**Désignation**
Rectangle Équivalent	Longueur	L	Km	8.09
	Largeur	l	Km	2.02
Altitudes	Maximale	H_{max}	m	1327
	Moyenne	H_{moy}	m	1040
	Médiane	$H_{5o\%}$	m	1060
	Minimale	H_{min}	m	721
Pente moyenne du BV		I_m	%	59.48
Pente moyenne du cours d'eau		I_c	%	3.97
Indice de pente globale		I_g	%	0.56
Dénivelée spécifique		D_s	m	226.55
Indice de pente de Roche		I_p	%	0.84
Indice de pente moyenne		I_{pm}	%	7.50
Densité de drainage		D_d	Km/km^2	2.20
Temps de concentration		T_c	h	1.76
Vitesse de ruissèlement		V_r	Km/h	3.71

III.2 Caractéristiques climatologiques :

Plus encore que les facteurs morphologiques, géologiques et géographiques, les conditions climatiques du bassin versant jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau.

Les facteurs climatiques sont responsables de toute action érosive ; notamment les précipitations et leurs régimes spatio-temporelles, les températures et leurs variabilités, ainsi que le rôle de l'humidité de l'ai et l'évaporation.

Les paramètres climatiques disponibles dans la région ont été sélectionné à partir du réseau d'observations de l'Office National de la Météorologie ONM.

III.2.1 Température de l'air :

La température moyenne mensuelles 1980-2003 est représentée dans le tableau III .13

TABLEAU. III. 13 : DISTRIBUTION MENSUELLE DE LA TEMPERATURE EN ℃

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Température ℃	21.3	16.0	10.4	6.6	5.6	7	9.6	12.4	17.3	23.6	26.7	26.3
Moyenne annuelle ℃	15.23											

Source l'ONM de B.B. Arreridj

D'après ce tableau :

La moyenne annuelle des températures durant 23 ans est estimée à 15.23°C

La température moyenne mensuelle la plus basse est enregistrée durant le mois de janvier de 5.6°C

La moyenne la plus haute des températures est celle du mois d'aout 26.7°C

La valeur de la température maximale est de 26.7°C pendant le mois d'Aout ; par contre la valeur minimale est de 5.6°C pendant les mois de janvier. La valeur de la température moyenne est de 15.23°C

Ces enregistrements permettent de distinguer une saison froide (de novembre à avril) et une saison relativement chaude (de mai à octobre).

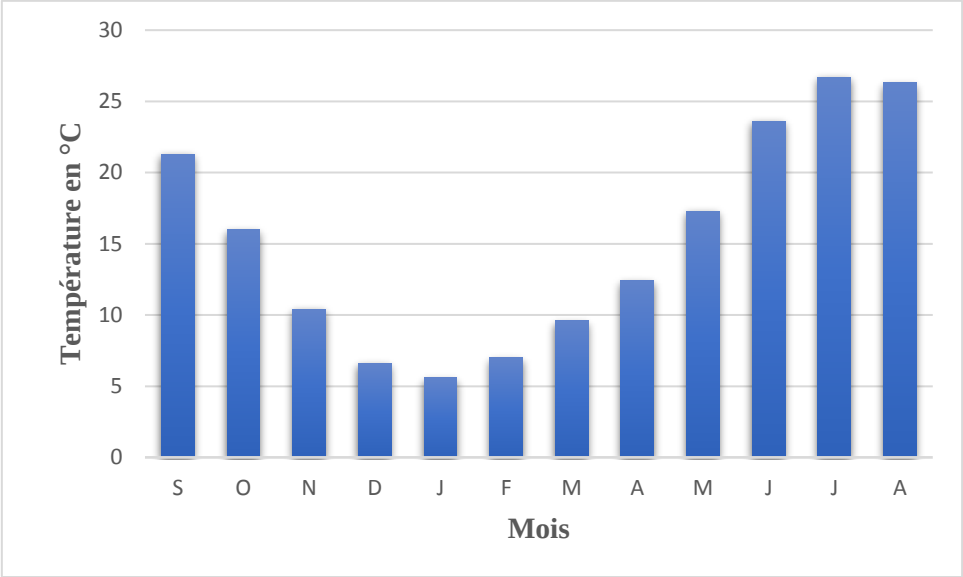


Figure III. 4:Répartition mensuelle de la température 1980-2003

III.2.2 Evaporation :

La répartition mensuelle de l'évaporation durant l'année 2010 est évaluée en pourcentage de la valeur annuelle, elle est définie comme suit :

TABLEAU III. 14: VARIATION MENSUELLE DE L'EVAPORATION EN 2010

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année 2010
E_v(mm)	192	119.4	73.8	51.12	59.1	65.4	87	115.8	157.2	239.4	331.8	288.6	1780.62
E_v(%)	10.78	6.71	4.14	2.87	3.32	3.67	4.89	6.50	8.83	13.44	18.63	16.21	100

Source l'ONM de B.B. Arreridj

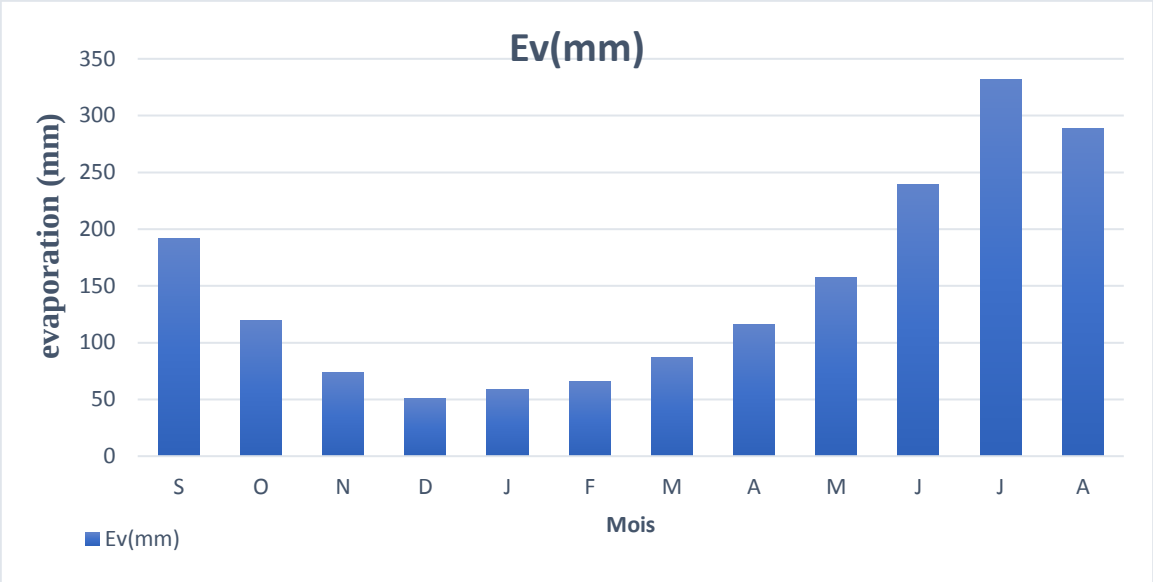


Figure III. 5:Variation mensuelle de l'évaporation

III.3 Etude des précipitations :

Les précipitations étant la source principale de l'approvisionnement de L'Oued Gheraifet

Le bassin versant étudier appartient au sous bassin versant Oued el main (1508). Aucun poste pluviométrique n'est situé à l'intérieur du bassin versant du site de L'Oued Gheraifet, toutes les stations existantes sont situées aux alentours du bassin comme la station de bordj zemourah (150802), station Theniet El nasr plein de lacune, station Guelaa (150902) est en arrêt de puis long temps qui a rendu sans utilisation quasi-impossible. Pour notre étude nous utilisons la station pluviométrique de Medjana qui située au sud du bassin versant sur une distance de 9Km à vol d'oiseau, les données de la station sont possédant une période d'observation de plus de 50 années semble largement représentative relativement à sa durée et à sa composante pluviométrique. La série pluviométrique est représentée en annexe B01.

Les données pluviométriques disponibles dans la région ont été sélectionnée à partir du réseau d'observations de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (A.N.R.H).O

Le tableau III.15 ci-dessous montre les caractéristiques de la station pluviométrique prise en considération dans l'étude.

TABLEAU. III. 15 : COORDONNEE LAMBERT DE LA STATION PLUVIOMETRIQUE

Code	Nom	X (km)	Y (km)	Z(m)	Temps d'observations (1972-2013)
050906	Medjana	677.750	316.200	1042	40ans

III.3.1 Traitement statistique des pluies annuelles de 1972 à 2013 :

Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées. De ce fait, l'analyse hydrologique se base sur l'exploitation de données, présentées souvent sous forme de séries statistiques et sujettes la plupart du temps à des erreurs qu'on appelle erreurs systématiques. Donc il est indispensable de vérifier leurs homogénéités pour détecter les anomalies dans les séries hydrologiques et les corriger par les méthodes d'homogénéisation.

III.3.1.1 Test d'homogénéité de la série pluviométrique (1972 à 2013) :

Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique des pluies annuelles, on procède au Test de Wilconxon. C'est le plus puissant des tests non paramétriques. Ce test repose sur le procédé suivant :

- On divise la série pluviométrique en deux sous séries X et Y de taille N1 et N2 respectivement. X étant la série à étudier et Y étant la série de base avec $N1 < N2$
- On constitue la série$X \cup Y$, ensuite on doit la classée par ordre croissant.
- On associe à chacune des valeurs le rang qu'elle occupe dans cette nouvelle série. De plus on indique de quelle sous série appartient-elle.

La série sera homogène avec une probabilité de 95%. Cette condition est vérifiée si : $Wmin < Wx < wmax$.

Avec :

$Wx = \Sigma\, rangx$: Somme des rangs de l'échantillon X.

$$Wmin = \frac{(N1+N2+1)N1-1}{2} - 1.96\sqrt{\frac{N1\times N2\times(N1+N2+1)}{12}} \quad \text{(III.19)}$$

$$Wmax = (N1 + N2 + 1)N1 - Wmin \quad \text{(III.20)}$$

Les calculs effectués pour les séries de pluies annuelles détaillés dans Tableau III.16 et les résultats sont représentés dans Tableau III.17.

TABLEAU III.16 TEST DE WILCOXON

X	Y	Ordre croissant	Origine	Rang
32.8	16	14	X	1
55.6	33	15.6	X	2
56.5	24	16	Y	0
45.5	46.8	17	X	4
30	67.3	17.5	X	5
24.8	41	19	X	6
14	34.5	20	X	7
35	30	20	Y	0
30	28	22	Y	0
19	26.5	23	X	10
17.5	37	24	Y	0
17	32	24	Y	0
23	30	24.5	X	13
53	47.7	24.8	X	14
20	42.5	26.5	Y	0
15.6	47	28	Y	0
24.5	30	30	X	17
39.8	32	30	Y	0
	20	30	X	19
	24	30	Y	0
	22	30	Y	0
	35	32	Y	0
	16	32	Y	0
		32.8	X	24
		33	Y	0
		34.5	Y	0
		35	X	27
		35	Y	0
		37	Y	0
		39.8	X	30
		41	Y	0
		42.5	Y	0
		45.5	X	33
		46.8	Y	0
		47	Y	0
		47.7	Y	0
		53	X	37
		55.6	X	38
		56.5	X	39
		67.3	X	40

TABLEAU. III. 17 : RESULTAT DE TEST DE WILCOXON

Paramètres du test	Pluies annuelles
N1	18
N2	22
W_{min}	296.41
W_{max}	441.60
W_x	366
Condition du test	$296.41 < 366 < 441.60$
Observation	Série homogène

III.3.2 Répartition des pluies annuelles et mensuelles :

La répartition mensuelle de la pluie moyenne interannuelle a été établie sur la base de la série des précipitations à la station de Medjana. Ladite répartition est exposée dans le tableau III.18

TABLEAU. III. 18 : REPARTITION MENSUELLES DE LA PLUIE MOYENNE (1972- 2013)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
P(mm)	35.68	26.58	36.21	42.30	43.05	40.77	38.87	38.45	36.13	13.54	6.09	11.15	368.79
P(%)	9.68	7.21	9.82	11.47	11.67	11.05	10.54	10.42	9.80	3.67	1.65	3.02	100

La répartition moyenne des pluies donne un maximum caractéristique de la région au mois de Janvier qui arrive à 43.05mm.

L'évaluation de la pluie moyenne interannuelle au niveau du bassin versant du site de l'oued Gherefiate est de 369 mm.

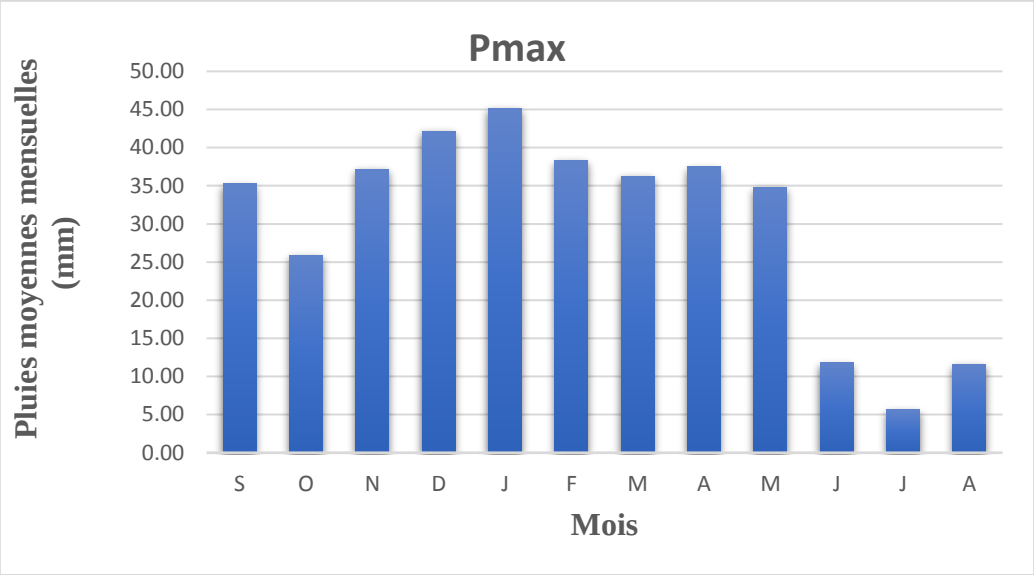


Figure III.07 Répartition mensuelle des précipitations

La valeur de la précipitation moyenne interannuelle peut être évaluée par une lecture directe sur la carte pluviométrique de l'Algérie Nord établie par l'ANRH qui montre une pluie moyenne de 418 mm, représentée sur la figure ci-dessous.

III.3.3 Ajustement des pluies annuelles :

III.3.3.1 Ajustement des pluies annuelles à la loi normale (Laplace-Gauss) :

Cette loi est utilisée comme modèle théorique dans les ajustements des distributions expérimentales.

Les pluies annuelles s'adaptent à la distribution normale lorsque sa fonction de répartition est de la forme suivante (Touaibia, 2015).

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{u} e^{-\frac{1}{2}u^2} \, du \quad \text{.....(III.21)}$$

F : fréquence en non dépassement.

U : variable réduite de Gauss ; elle est donnée par : $u = \frac{x-\bar{x}}{\sigma}$

$\bar{x}$: la moyenne

σ : écart type

La fonction de densité de probabilité a pour expression (Touaibia, 2015).

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}u^2} \quad \text{.....(III.22)}$$

III.3.3.2 Test de validité de l'ajustement :

Le but d'un test d'adéquation (d'ajustement) est de vérifier que le modèle choisi est cohérent avec les données, plus exactement nous allons construire une procédure de test afin de vérifier si l'hypothèse que les observations sont issues d'une loi donnée est valide. Le test le plus usuel est celui du khi carré (χ^2).

Le test de khi carré (χ^2) est utilisé pour un risque $\alpha = 5\%$ et un nombre de degré de liberté $\gamma = K - 1 - m$; tel que K c'est le nombre de classe et m c'est le nombre de paramètre de la loi. (Touaibia, 2015).

La variable aléatoire χ^2 , dont la répartition a été étudiée par Pearson, est définie par l'expression suivante :

$$\chi^2 cal = \sum \frac{(ni-\mu i)^2}{\mu i} \quad \text{.....(III.23)}$$

n_i : nombre d'observation contenues dans la classe i.

μi : Nombre d'observation théoriques calculées dans la classe i avec $\mu i \geq 5$

On pose l'hypothèse nulle H_0 : la loi de distribution de fréquence théorique P ajuste la courbe expérimentale F.

Pour que $P = F$ soit vérifiée, il faut que :

$\chi^2_{calculée} < \chi^2_{théorique}$

$\chi^2_{théorique}$ est tiré de la table de χ^2 en fonction de γ et α représentée dans l'annexe B03.

Les résultats obtenus par le test de khi carré ont été fait par logiciel Hyfran et sont représentés dans le tableau III.19.

TABLEAU. III.19: RESULTAT DU TEST DE KHI CARRE

La loi de distribution	Degré de liberté ɣ	Nombre de classe	$\chi^2_{calculée}$	$\chi^2_{théorique}$
Normale	5	8	2.00	11.070

Le résultat du test de khi carré montre bien que la série pluviométrique s'ajoute à la loi normale.

III.3.3.3 Résultat d'ajustement à la loi normale :

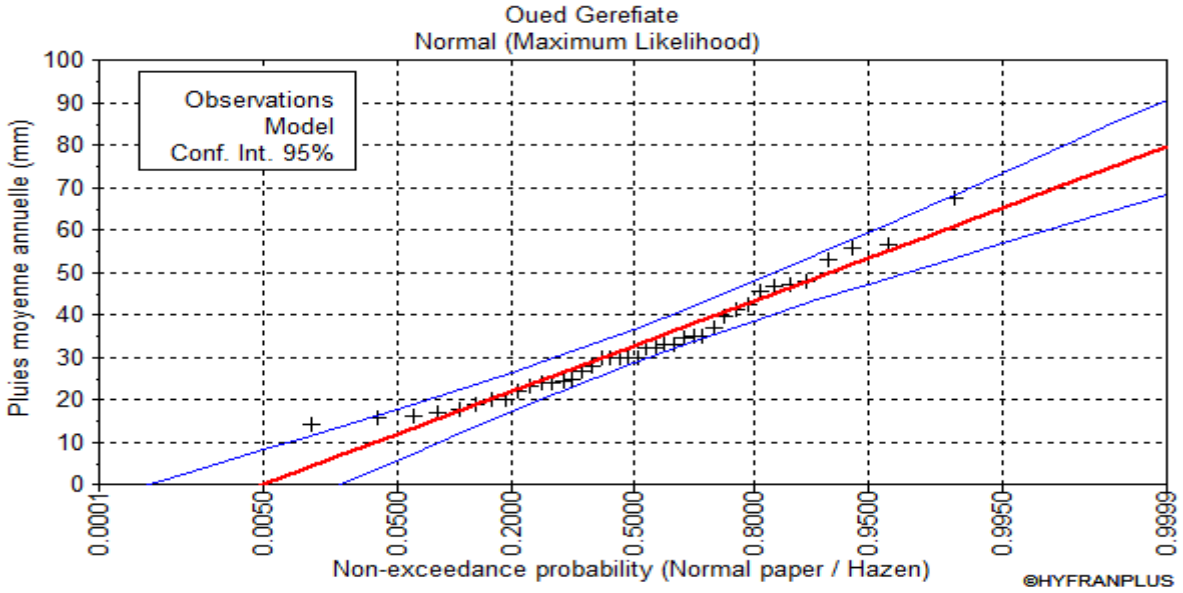


Figure III. 6: Ajustement à la loi normale des pluies annuelles sur l'ensemble du bassin versant d'oued Gherefiate

On voit que les points sont compris dans l'intervalle de confiance et sont proches de la droite d'HENRY

Les paramètres de la loi Normale sont représentés dans le tableau III.20

–Nombre d'observation : $n = 40$.

–Quantiles : $q = F(x)$ probabilité au non dépassement.

$T = \frac{1}{1-q}$ Période de retour.

TABLEAU. III. 20: CARACTERISTIQUES DE LA SERIE PLUVIOMETRIQUE

Paramètres	Caractéristiques de la série
Minimum	14
Maximum	67.3
Moyenne	32.5
Ecart type	12.6
Médiane	30
Coefficient de variation (Cv)	0.389

A partir des résultats obtenus du test khi carré et d'ajustement, la série des pluies annuelles présente un ajustement adéquat à la loi normale. Dans ce cas, cette loi sera exploitée pour

l'extrapolation des pluies annuelles pour des fréquences rares (de 80%) qui sera utilisée pour la suite du calcul telle que détaillé dans le tableau III.21

TABLEAU. III. 21: RESULTAT DES PLUIES ANNUELLES FREQUENTIELLES (1972 A 2013)

Fréquence (%)	80	50	20	10	5
Pluie (mm)	41.91	30.21	21.86	16.3	11.7

III.3.4 Ajustement des pluies maximales journalières :

III.3.4.1 Ajustement des pluies maximales journalières à la loi log normale (Galton) :

La loi de Galton résulte de la loi normale mais rendue dissymétrique par un changement de variables. Sa fonction est donnée (Touaibia, 2015) par :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{u} e^{\frac{u^2}{2}}\, du \quad \text{……...…….……..(III.24)}$$

La fonction de densité :

$$f(x) = \frac{1}{b(x-c)\sqrt{2\pi}}\, e^{-\frac{1}{2b^2}(\ln(x-c)-a)^2} \quad \text{……...……..……..(III.25)}$$

a: Paramètre de position

b : paramètre de forme

c : borne inferieur de la distribution on prend c = 0.

L'équation de la droite de Galton est donnée par :

$$\log P_{j\,max} = \overline{logP_{j\,max}} + \sigma_{log} U_{P\%} \quad \text{……...……..(III.26)}$$

$U_{P\%}$: Variable de Galton pour différentes fréquences.

La représentation graphique de l'ajustement de la pluie maximale journalière à la loi log normale est donnée dans la figure suivante :

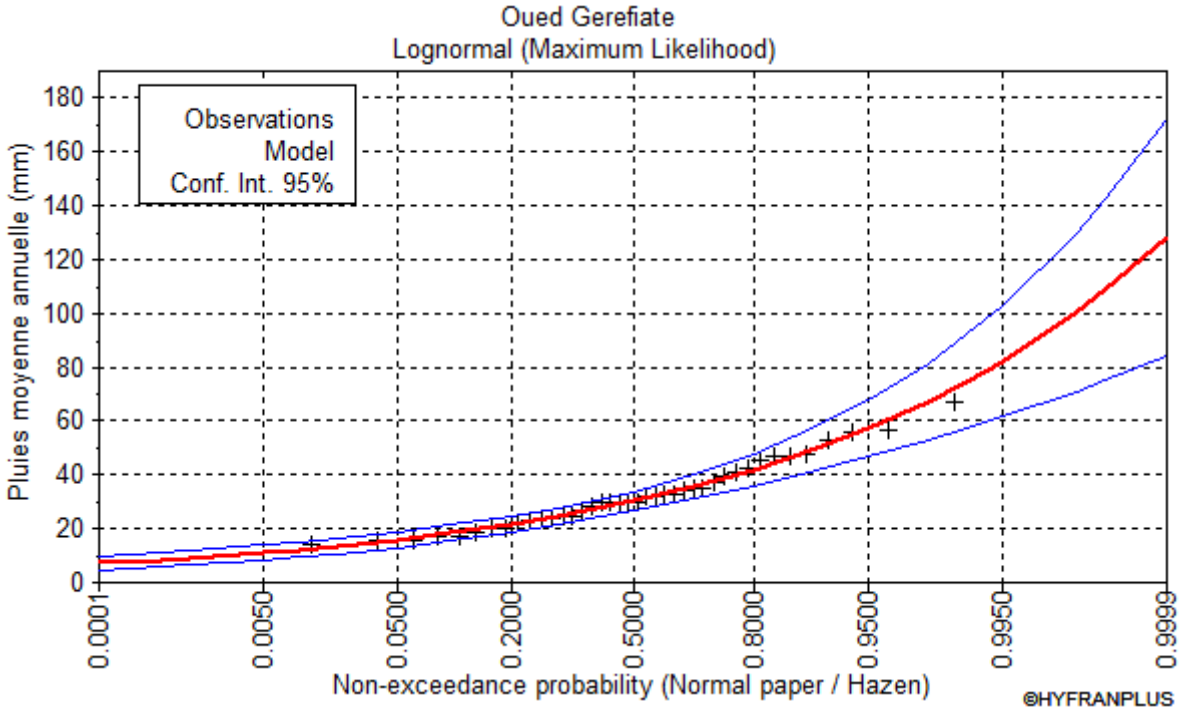


Figure III. 7: Ajustement à la loi log normale des pluies maximales sur l'ensemble du bassin versant d'oued Gerefiate

III.3.4.2 Ajustement des pluies maximales journalières à la loi doublement exponentielle (Gumbel) :

La fonction de répartition de la loi de Gumbel est donnée par (Touaibia, 2015) :

$$F(x) = e^{-e^{\frac{-(x-a)}{b}}} \quad \text{.....(III.26)}$$

La fonction de densité est la suivante :

$$f(x) = \frac{1}{b} e^{-e^{-\frac{x-a}{b}}} \times e^{-\frac{x-a}{b}} \quad \text{.....(III.27)}$$

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

b : paramètre d'échelle (Gradex) .

a : le paramètre de position.

L'équation de la droite de Gumbel représentée sur papier Gumbel est donnée par :

$$X = \frac{1}{b}\mu_g + a \quad \text{.....(III.28)}$$

μ_g : variable réduite de Gumbel $\mu_g = -[\ln(-\ln(F(x)))]$.

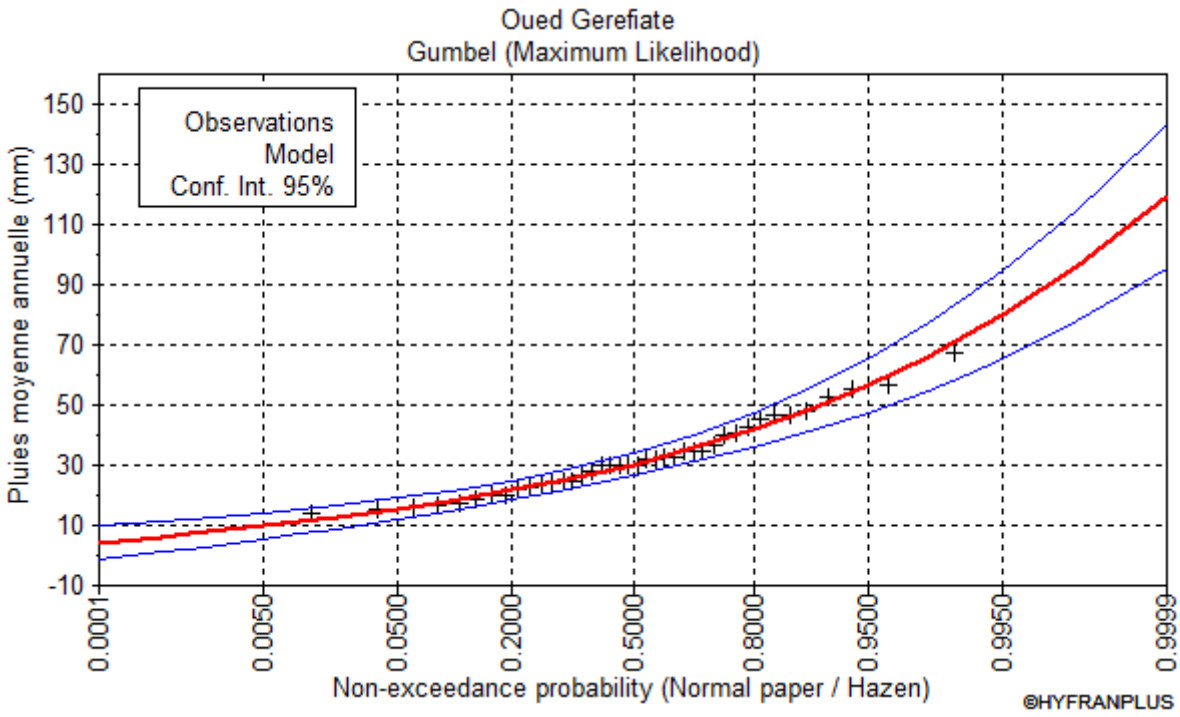


Figure III. 8: Ajustement à la loi de Gumbel des pluies maximales sur l'ensemble du bassin versant d'oued gerefiate

III.3.4.3 Comparaison graphique pour les deux lois :

La comparaison graphique de ces trois lois se fait par logiciel Hyfran

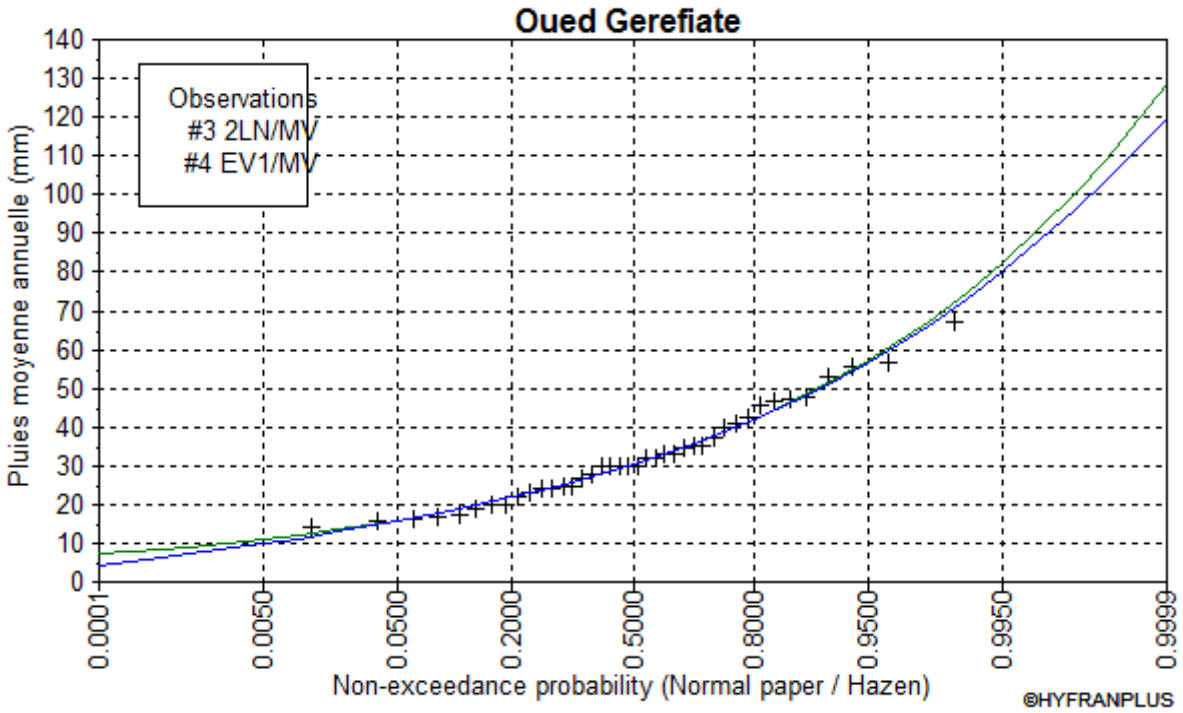


Figure III. 9: Comparaison graphique de la loi log normale et Gumbel

On voit que les points sont compris dans l'intervalle de confiance pour les deux lois mais d'après la comparaison graphique, ils sont plus proches de la droite de Galton. Donc la série s'ajuste mieux à la loi log normale.

III.3.5 Test d'adéquation pour les deux lois :

Ce test a été déjà développé précédemment.

Les résultats obtenus par le test de khi carré ont été fait par logiciel Hyfran et sont représentés dans le tableau III.22

TABLEAU. III. 22: RESULTAT DU TEST DE KHI CARRE POUR LES TROIS LOIS

La loi de distribution	Degré de liberté ɣ	Nombre de classe	$\chi^2_{calculée}$	$\chi^2_{théorique}$
Log normale	5	8	1.2	11.070
Gumbel	5	8	1.2	11.070

D'après les résultats du test khi carré, la série s'ajuste aux deux lois.

- **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. Dans ce cas, cette loi sera exploitée pour l'extrapolation des pluies maximales journalières pour des fréquences rares.

III.3.6 Résultat d'ajustement à la loi adéquate (loi log normale) :

Les paramètres de la série pluviométrique selon la loi log normale sont représentés dans le tableau suivant pour un nombre d'observation égale à 39 :

TABLEAU. III. 23: CARACTERISTIQUES DE LA SERIE PLUVIOMETRIQUE

Paramètres	Caractéristiques de la série
Minimum	14.0
Maximum	67.3
Moyenne	32.5
Ecart type	12.6

Paramètres	Caractéristiques de la série
Médiane	30.0
Coefficient de variation	0.389
Coefficient de d'asymétrie	0.762
Coefficient d'aplatissement	2.89

Les quantiles pour différentes périodes de retour de la série pluviométrique selon l'ajustement à la loi log normale sont donnés dans le tableau ci-dessous

TABLEAU. III. 24: ESTIMATION DES PLUIES MAXIMALES POUR DIFFERENTES PERIODES DE RETOUR

Période de retour T (ans)	Probabilité q	Précipitations	Ecart type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	128.33	22.45	84.3-172
1000	0.999	100.50	15.01	71.08-129.92
200	0.995	82.28	10.62	61.47-103.1
100	0.990	74.68	8.92	57.2-92.2
50	0.980	67.2	7.35	52.8-81.6
20	0.950	57.3	5.44	46.62-67.96
10	0.900	49.74	4.15	41.60-57.88.
5	0.800	41.91	3.01	36.02-47.81

III.4 Etude des pluies de courte durée et leurs intensités :

Pour l'estimation des pluies de courtes durées pour différentes fréquences on applique la formule de Body préconisé par l'ANRH :

$$P_{max,p\%} = P_{max,j} \times \left(\frac{t}{24}\right)^{b} \quad \text{……..……...…..(III.29)}$$

$P_{max,p\%}$: Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{max,j\%}$ (mm).

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

t : temps en heures.

b : exposant climatique (donné par b=0.32).

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

$$I_0 = \left(\frac{P_{max\,j}}{24}\right) \times \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \quad \text{.....(III.30)}$$

Lorsqu'on remplace la formule (II.33) dans la formule (II.34) on obtient :

$$I_0 = \frac{P_{max,p\%}}{t} \quad \text{.....(III.31)}$$

Les pluies maximales journalières pour chaque fréquence sont données dans le tableau suivant :

TABLEAU. III. 25 : PRECIPITATIONS MAXIMALES JOURNALIERES POUR CHAQUE FREQUENCE

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	20	10	5	2	1	0.1
$\boldsymbol{P_{max\,j,p\%}}$ **(mm)**	41.91	49.74	57.3	67.2	74.68	100.5

Les précipitations et les intensités pour différentes fréquences sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

TABLEAU. III. 26 : PRECIPITATIONS ET INTENSITES POUR DIFFERENTES FREQUENCES

$P_{de\ retour}$ (ans)	**10**		**50**		**100**		**1000**	
Fréquence (%)	**10**		**2**		**1**		**0.1**	
$\boldsymbol{P_{max\,j,p\%}}$ $(\boldsymbol{mm})$	**49.74**		**67.2**		**74.68**		**100.5**	
T(h)	**$P_{max\ t}$ (mm)**	**I(mm/h)**	**$P_{max\ t}$ (mm)**	**I(mm/h)**	**$P_{max\ t}$ (mm)**	**I(mm/h)**	**$P_{max\ t}$ (mm)**	**I(mm/h)**
0.5	14.41	28.82	19.47	38.94	21.64	43.28	29.12	58.24
1	17.99	17.99	24.31	24.31	27.01	27.01	36.35	36.35
1.5	20.48	13.66	27.67	18.45	30.75	20.50	41.39	27.59
1.76	20.48	13.66	27.67	18.45	30.75	20.50	41.39	27.59
2	22.46	11.23	30.34	15.17	33.72	16.86	45.38	22.69

T(h)	$P_{max\ t}$ (mm)	I(mm/h)	$P_{max\ t}$ (mm)	I(mm/h)	$P_{max\ t}$ (mm)	I(mm/h)	$P_{max\ t}$ (mm)	I(mm/h)
3	25.57	8.52	34.54	11.51	38.39	12.80	51.66	17.22
4	28.03	7.01	37.88	9.47	42.09	10.52	56.64	14.16
5	30.11	6.02	40.68	8.14	45.21	9.04	60.84	12.17
6	31.92	5.32	43.12	7.19	47.92	7.99	64.49	10.75
7	33.53	4.79	45.30	6.47	50.35	7.19	67.75	9.68
8	35.00	4.37	47.28	5.91	52.54	6.57	70.71	8.84
9	36.34	4.04	49.10	5.46	54.56	6.06	73.43	8.16
10	37.59	3.76	50.78	5.08	56.43	5.64	75.94	7.59
11	38.75	3.52	52.35	4.76	58.18	5.29	78.30	7.12
12	39.85	3.32	53.83	4.49	59.82	4.99	80.51	6.71
13	40.88	3.14	55.23	4.25	61.38	4.72	82.60	6.35
14	41.86	2.99	56.55	4.04	62.85	4.49	84.58	6.04
15	42.79	2.85	57.82	3.85	64.25	4.28	86.47	5.76
16	43.69	2.73	59.02	3.69	65.59	4.10	88.27	5.52
17	44.54	2.62	60.18	3.54	66.88	3.93	90.00	5.29
18	45.37	2.52	61.29	3.40	68.11	3.78	91.66	5.09
19	46.16	2.43	62.36	3.28	69.30	3.65	93.26	4.91
20	46.92	2.35	63.39	3.17	70.45	3.52	94.80	4.74
21	47.66	2.27	64.39	3.07	71.56	3.41	96.30	4.59
22	48.37	2.20	65.35	2.97	72.63	3.30	97.74	4.44
23	49.07	2.13	66.29	2.88	73.67	3.20	99.14	4.31
24	49.74	2.07	67.20	2.80	74.68	3.11	100.50	4.19

III.5 Evaluation des apports liquides :

L'étude des apports liquides a pour but d'évaluer le volume utile optimal de la retenue. Donc il faut quantifier les potentialités en eau du bassin versant d'oued Gheraifet.

Or, le site a étudié ne dispose pas une station hydrométrique. Pour cela, on doit se référer aux méthodes empiriques les plus utilisées en Algérie dans le cas des petits bassins versant. Il s'agit d'une analyse purement statistique.

En premier lieu, il faut estimer l'apport moyen annuel pour pouvoir déterminer par la suite les apports fréquentiels et la répartition mensuelle des apports.

III.5.1 Estimation de l'apport moyen annuel A_0:

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

$A_0 = 0.915 \times P_{moy}^{2.684} \times S^{0.842}$ ……..……..……..….(III.32)

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en m ; $P_{moy} = 0.369\ m$

S : Superficie du bassin versant en Km² ; $S = 16.13\ km^2$

- **Formule de Samie :**

$A_0 = L_e \times S$ ……..……..…….(III.33)

$L_e = P_{moy}^2(293 - 2.2\sqrt{S})$ ……..……..……...….(III.34)

L_e : Lame d'eau ruisselée interannuelle en mm ;

P_{moy} : Précipitation moyenne annuelle en m;

S: Surface du bassin versant en Km².

- **Formule de Derie II :**

$A_0 = 0.513 \times P_{moy}^{2.683} \times \sqrt{D_r} \times S^{0.842}$ ……...(II.35)

P_{moy} : Précipitation moyenne annuelle en m.

S: Surface du bassin versant en Km².

D_r : Densité de drainage $D_r = 3.71$

Les résultats de calcul de l'apport moyen annuel sont résumés dans le tableau III.27.

TABLEAU. III. 27 : ESTIMATION DE L'APPORT MOYEN ANNUEL PAR LES FORMULES EMPIRIQUES

Formules	Apport moyen annuel (Hm^3)	Lame d'eau (mm)
A.N.R.H	0.655	40.61
Samie	0.624	38.69
Sogreah	0.699	43.37
Derie II	0.708	43.89
Moyenne	0.672	41.64

L'apport moyen annuel retenu est de :

$A_0 = 0.672$ Hm^3

Avec une lame d'eau écoulée de :

$L_e = 41.64$ mm.

III.5.2 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 ($A_0 = 0.672$ Hm^3). Le tableau ci-dessous résume les apports mensuels.

TABLEAU. III. 28: REPARTITION MENSUELLE DE L'APPORT LIQUIDE MOYEN ANNUEL (1972-2013)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
Pluies (mm)	35.68	26.58	36.21	42.30	43.05	40.77	38.87	38.45	36.13	13.54	6.09	11.15	368.79
Pluies (%)	9.68	7.21	9.82	11.47	11.67	11.05	10.54	10.42	9.80	3.67	1.65	3.02	100
Apports (Hm^3)	0.065	0.048	0.066	0.077	0.078	0.074	0.071	0.070	0.066	0.025	0.011	0.020	0.672

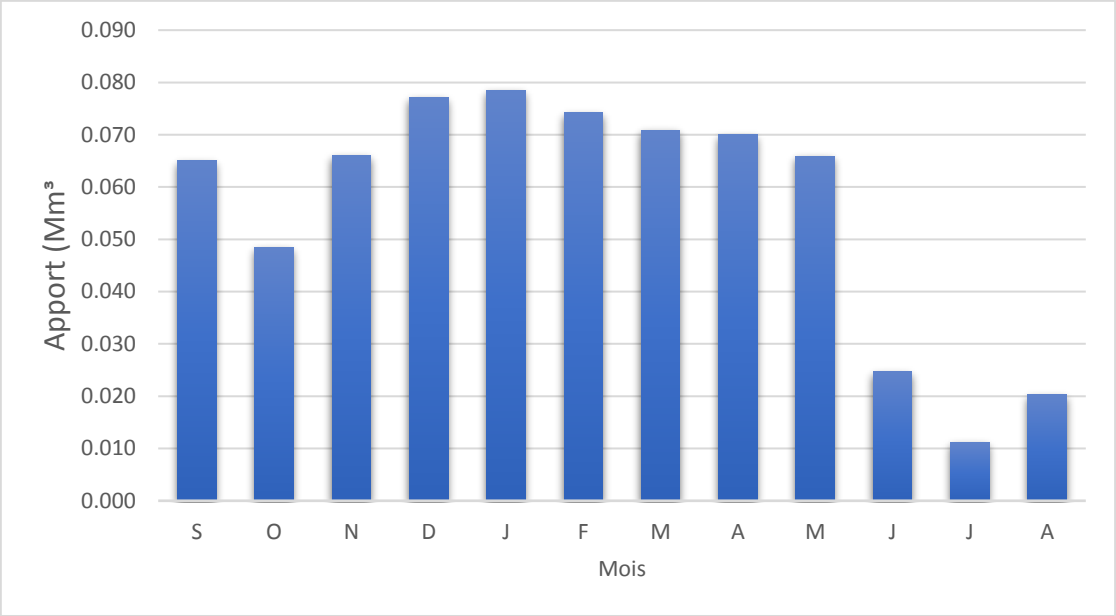


Figure III. 10: Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen mensuel (1972-2013)

III.5.3 Caractéristiques de l'écoulement :

❖ **Module de l'écoulement M_e :**

Il est donné par la formule suivante :

$$M_e = \frac{A_{moy}}{T} \quad \text{.....(III.36)}$$

A_{moy} : Apport moyen annuel en m^3.

T : Temps d'une année en secondes.

$M_e = 20.99\ l/s = 21.31\ l/s$

❖ **Module de l'écoulement relatif M_0 :**

Il est donné par :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \quad \text{.....(III.37)}$$

M_e: Module de l'écoulement (l/s) ;

S : Superficie du bassin (Km^2).

$M_0 = 1.32\ l/s/km^2$

❖ **Lame d'eau écoulée L_e:**

Elle est donnée par :

$$L_e = \frac{A_{moy}}{S} \quad \text{.....(III.38)}$$

A_{moy} : Apport moyen annuel en m^3.

S: Superficie du bassin Km^2

$L_e = 41.66\ mm.$

- **Coefficient de l'écoulement C_e:**

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \quad \text{.....(III.39)}$$

L_e : lame d'eau écoulée en mm.

P_{moy} : pluie moyenne annelle en mm.

$C_e = 0.113 = 11.3\%$

III.5.4 Coefficient de variation :

Le coefficient de variation est calculé par les formules empiriques suivantes :

- **Formule de SOKOLOVSKY :**

$$C_v = 0.78 - 0.29 \log M_0 - 0.063 \log (S+1) \quad \text{.....(III.40)}$$

M_0:Module de l'écoulement relatif en $l/s/km^2$.

S : Superficie du bassin en Km^2.

$C_v = 0.667$=0.67

- **Formule de KRISTKY-MENKEL :**

$$C_v = \frac{A'}{S^{0.06} \times M_0^{0.27}} \quad \text{.....(III.41)}$$

A' : coefficient géographique (égale à 0.83).

M_0 : module de l'écoulement relatif en $l/s/km^2$.

S : Superficie du bassin en Km^2.

$C_v = 0.65$

- **Formule Algérienne de N.Padoun :**

$$C_v = 0.93 \times \frac{K}{M_0^{0.23}} \quad \text{.....(III.42)}$$

K : coefficient de réduction, il est compris entre (0.25-1.00). On prend K=0.75

M_0 : module de l'écoulement relatif en $l/s/km^2$.

$C_v = 0.65$

TABLEAU. III. 29 : RECAPITULATION DES COEFFICIENTS DE VARIATION DE L'ECOULEMENT

Formules	Coefficient de variation
SOKOLOVSKY	0.67
KRISTKY-MENKEL	0.65
Algérienne de N.Padoun	0.65
Moyenne	0.66

Le coefficient de variation moyen pour tous les mois est de $Cv = 0.66$

III.5.5 Estimation fréquentielle des apports :

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

III.5.5.1 Estimation à partir de la loi de Pearson :

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

$A_{80\%} = (F_{80\%} \times C_v + 1)A_0$ ……..……...(III.43)

$A_{80\%}$: Apport fréquentiel ($F = 0.80$) en Hm^3.

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

A_0 : Apport moyen annuel en Hm^3. ($A_0 = 0.672\ Hm^3$)

C_v : Coefficient de variation des apports. ($Cv = 0.66$)

III.5.5.2 Estimation à partir de la distribution log normale (Body) :

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

$$A_{80\%} = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2+1}} e^{-\mu\sqrt{\ln(C_v^2+1)}}$$ ……..(III.44)

$A_{80\%}$: Apport fréquentiel ($F = 0.80$) en Hm^3.

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

A_0 : Apport moyen annuel en Hm^3. ($A_0 = 0.672\ Hm^3$)

C_v : Coefficient de variation des apports. ($Cv = 0.66$)

Le résultat de calcul de l'apport moyen fréquentiel est récapitulé dans le tableau III.30.

TABLEAU. III. 30 : RECAPITULATION DE L'APPORT FREQUENTIEL

Méthodes	Apport fréquentiel (F=80%) Mm^3
Loi de Pearson	0.30
Formule de Body	0.34
Moyenne	0.32

La valeur de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% est de :

$A_{80\%} = 0.32\ Mm^3$.

III.5.5.3 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 $A_{80\%} = 0.32\ Hm^3$.

Tableau. III. 31 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel de fréquence 80%

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
Pluies (mm)	35.28	25.92	37.15	42.15	45.14	38.34	36.27	37.47	34.82	11.81	5.68	11.61	361.62
Pluies (%)	9.68	7.21	9.82	11.47	11.67	11.05	10.54	10.42	9.80	3.67	1.65	3.02	100.00
Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
Apports 80% (Mm^3)	0.031	0.023	0.031	0.0367	0.037	0.035	0.034	0.033	0.031	0.012	0.005	0.0097	0.32

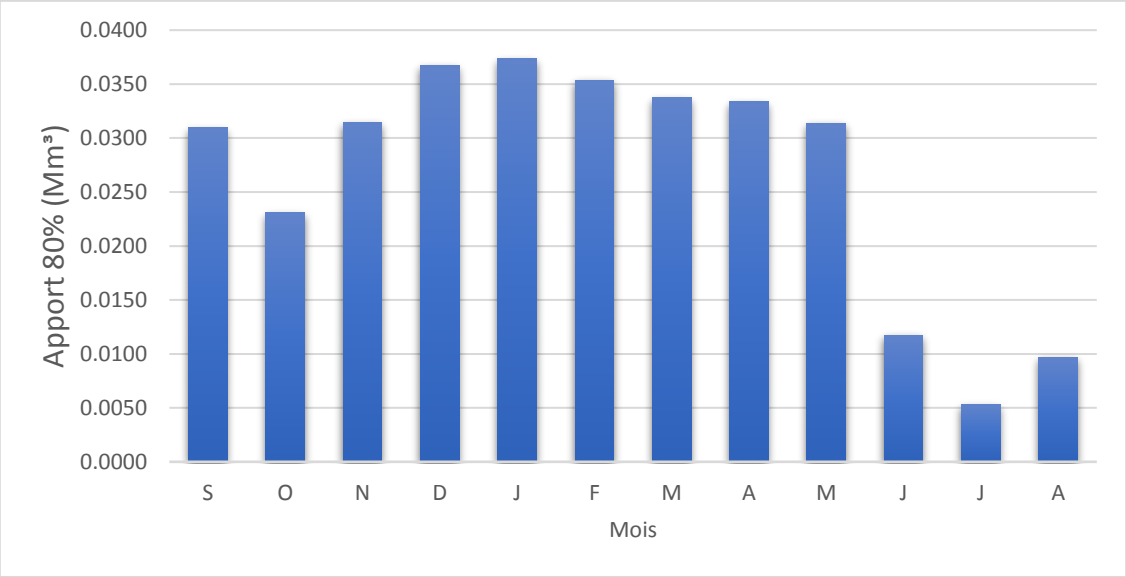


Figure III. 11 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen de fréquence 80%

III.6 Evaluation de l'apport solide et le volume mort :

L'érosion des bassins versants est très répandue dans plusieurs régions. Surtout, si toutes les conditions sont réunies pour déclencher et développer un tel processus : les irrégularités climatiques, la faible densité du couvert végétale, la nature des sols qui est peu résistante à l'écoulement et la violence des crues. En effet, l'estimation du taux de sédimentation dans les barrages et leur durée de vie nécessitent une connaissance des apports solides provenant du bassin versant.

L'étude des apports solides est primordiale puisqu'ils conditionnent le volume de la tranche morte et le calage des ouvrages de prise et de vidange de fond, l'évaluation du transport solide nous permettra d'estimer le volume des atterrissements dans la retenue au cours de la vie de l'ouvrage et de définir une tranche morte réservée au stockage de la part de transports solides qu'il ne sera pas possible d'évacuer par les ouvrages de vidange. Or, l'absence des mesures sur le transport solide oblige à faire recours aux méthodes empiriques.

III.6.1 Estimation du transport solide :

❖ **Formule de Fournier :**

Le transport solide est calculé par la formule suivante :

$$E_s = \frac{1}{36} \times \left(\frac{P^2}{P_a}\right)^{2.65} \times \left(\frac{h^2}{S}\right)^{0.46} \quad \text{.....(III.45)}$$

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

P_a : Pluie moyenne annuelle en mm ; ($P_a = 369\ mm$)

P : Pluie moyenne mensuelle du mois le plus pluvieux ; ($P = 45.14$ mm)

h : Altitude à 45 % en m ; $h = (Hmax - Hmin)45\% = 268.2$

S : Surface du bassin versant en Km².

$E_s = 122.72\ t/Km^2/an$

- **Formule de Tixeront :**

Cette formule a été utilisée pour la détermination d'un coefficient d'érodibilité des sols et des paramètres de la production du débit solide dans le Nord de l'Algérie. Elle est utilisée pour les bassins versant Algériens et Tunisiens et donnée par la formule suivante :

$T_s = \alpha \times L_e^{0.15}$ ……...…….... (II.46)

T_s: Transport solide en t/Km²/an ;

L_e : la lame écoulée en mm ;($L_e = 41.64\ mm$)

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, $\alpha = 350$ (pour les bassins de moyenne à faible perméabilité). Voir tableau III.32.

TABLEAU. III. 32: VALEUR DE A EN FONCTION DE LA PERMEABILITE.

Variation de perméabilité	α
Elevée	8.5
Moyenne	75
Moyenne à faible	350
Faible	1400
Imperméable	3200

$T_s = 612.34\ t/Km^2/an$

- **Formule de Gravillovic :**

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

$$T_s = 3.141664 \times P_a \times \left[\left(\frac{T_a}{10}\right)^{0.5} + 0.1\right] \times Z^{3/2} \times \frac{P^{0.5} \times H_{moy}}{(L+10) \times 0.2} \quad \text{…….....} \quad \text{(III.47)}$$

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

P_a : Pluie moyenne annuelle en mm, ($P_a = 369\ mm$)

T_a : Température moyenne du Bassin versant, $Ta = 15.23°C$;

Z : d'érodibilité (elle varie entre 1.5 pour une érosion élevée, et 0.2 pour une faible érosion), dans notre cas $Z = 0.55$.

P : Périmètre du bassin versant en Km, ($P = 20.15\ km$);

L : longueur du thalweg principale en km, ($L = 6.53\ km$);

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant en Km, ($H_{moy} = 1040\ m$).

$T_s = 628.89\ t/Km^2/an$

Le résultat de calcul du transport solide est récapitulé dans le tableau III.33.

TABLEAU. III. 33: RECAPITULATION DE L'APPORT SOLIDE

Formules	L'apport solide ($t/km^2/an$)
Fournier	122.72
Tixeront	611.06
Gravillovic	628.89

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque que les deux valeurs obtenues par Tixeront et Gravillovic sont relativement proches. Par contre, le résultat obtenu par la formule de Fournier est très majoré, il ne peut donc être représentatif. On conclue que l'apport solide est de :

$T_s = 628.9 = 629\ \ t/Km^2/an$

III.6.2 Estimation du débit solide :

Le débit solide est donné dans le tableau II.32 et calculé par la formule suivante :

$Q_s = T_s \times S$……..……...…(III.48)

Q_s : débit solide en t/an.

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

S : Surface du bassin versant en

Km² ; $S = 16.13km^2$

TABLEAU. III. 34: RECAPITULATION DU DEBIT SOLIDE

Formules	Débit solide (t/an)
Gravillovic	10144.16
Tixeront	9856.40

On conclue que le débit solide est de : $Q_s = 10144.16 \ \ t/an$

III.6.3 Calcul du volume mort :

C'est le volume de terre déposé au fond de la retenue par les écoulements en surface du bassin versant, il représente le transport solide qui genèse l'envasement de la retenue à long terme ; ce phénomène est plus considérable dans les bassins versants peu boisés, dont lesquels le phénomène d'érosion est plus important. Sur la digue ce volume est repéré par la tranche d'eau située entre le niveau du lit de la retenue (NLR) et le niveau mort (NVM). Généralement, 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.

Il existe plusieurs formules pour le calcul du volume mort :

- **Méthode liée à l'érosion spécifique :**

Le volume mort est donné par la formule suivante :

$$V_m = \frac{E_S \times S \times T \times m}{\tau} \quad \text{.....(III.48)}$$

E_s : Erosion spécifique en $t/Km^2/an$, $(T_s = 629 \ \ t/Km^2/an)$

T : Temps de fonctionnement de la retenue en an, $(T = 10\ ans)$

τ : Poids spécifique des sédiments $(\tau = 1{,}4\ t/m^3)$

S : Surface du bassin versant, $(S = 16.13\ Km^2)$

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

$V_m = 72469.79\ m^3$.

❖ **Formule de TIXERONT :**

Le volume mort est estimé par :

$V_m = (1.05 \div 1.10) \times \frac{Q_s \times T}{\tau}$ ……..……(III.49)

Q_s : Le débit solide en $\frac{t}{an}$, ($Q_s = 9856.40 \ \ t/an$)

T : Temps de fonctionnement de la retenue en an, ($T = 10\ ans$)

τ : Poids spécifique des sédiments ($\tau = 1{,}4\ t/m^3$)

$V_m = 77443.14\ m^3$.

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

TABLEAU. III. 35 : RECAPITULATION DE CALCUL DU VOLUME MORT

Formules	Volume mort m³
Liée à l'érosion spécifique	72469.79
Tixeront	77443.14

Conclusion :

D'après les résultats trouvés, on opte pour une valeur du volume mort égale à $\boldsymbol{77443.14\ m^3}$ pour un délai de service de la retenue de 15ans.

III.7 Etude de la régularisation de la retenue :

Le but de la régularisation est de déterminer la capacité optimum de la retenue collinaire qui permet de rendre réguliers les débits de l'oued Gheraifet, afin de satisfaire les besoins en eau d'irrigation des terres agricole limitrophes et protection contre les incendies avec le moindre risque de défaillance possible.

Dans la présente étude, les paramètres indispensables au calcul de la régularisation sont :

- Les courbes caractéristiques de la retenue.
- La répartition mensuelle de l'apport (A80% Hm³).
- La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation.
- La répartition mensuelle des pertes par évaporations et infiltrations.

III.7.1 Courbes caractéristiques de la retenue :

Les caractéristiques (hauteur-surface-volume) du réservoir ont été estimées pour différentes altitudes à partir du levé topographique de la cuvette à l'échelle 1/1000.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \quad \text{……..…(III.50)}$$

S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m²

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

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

ΔV_i: Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives m³

Les caractéristiques topographiques et volumétriques de la retenue sont données dans le tableau (III. 36).

Les courbes de surface et de capacité de la retenue sont données dans le figure (III.14).

TABLEAU. III. 36: CARACTERISTIQUES TOPOGRAPHIQUES ET VOLUMETRIQUES DE LA RETENUE

Hauteur (m)	Cote (mNGA)	S (m²)	S_{moy}(m²)	ΔH (m)	ΔV (m³)	V (m³)
0	725	135.9	874.95	1	874.95	874.95
1	726	1614.0				
			2220	1	2220	3094.95
2	727	2826.0				
			3809.5	1	3809.5	6904.45
3	728	4793.0				
			6293.5	1	6293.5	13197.95
4	729	7794.0				
			9157.5	1	9157.5	22355.45

5	730	10521.0				
			12216	1	12216	34571.45
6	731	13911.0				
			16408.5	1	16408.5	50979.95
7	732	18906.0				
			21174.5	1	21174.5	72154.45
8	733	23443.0				
			26639	1	26639	98793.45
9	734	29835.0				
			32543	1	32543	131336.45
10	735	35251.0				
			38103	1	38103	169439.45
11	736	40955.0				
			43637.5	1	43637.5	213076.95
12	737	46320.0				
			49622.5	1	49622.5	262699.45
13	738	52925.0				
			56421	1	56421	319120.45

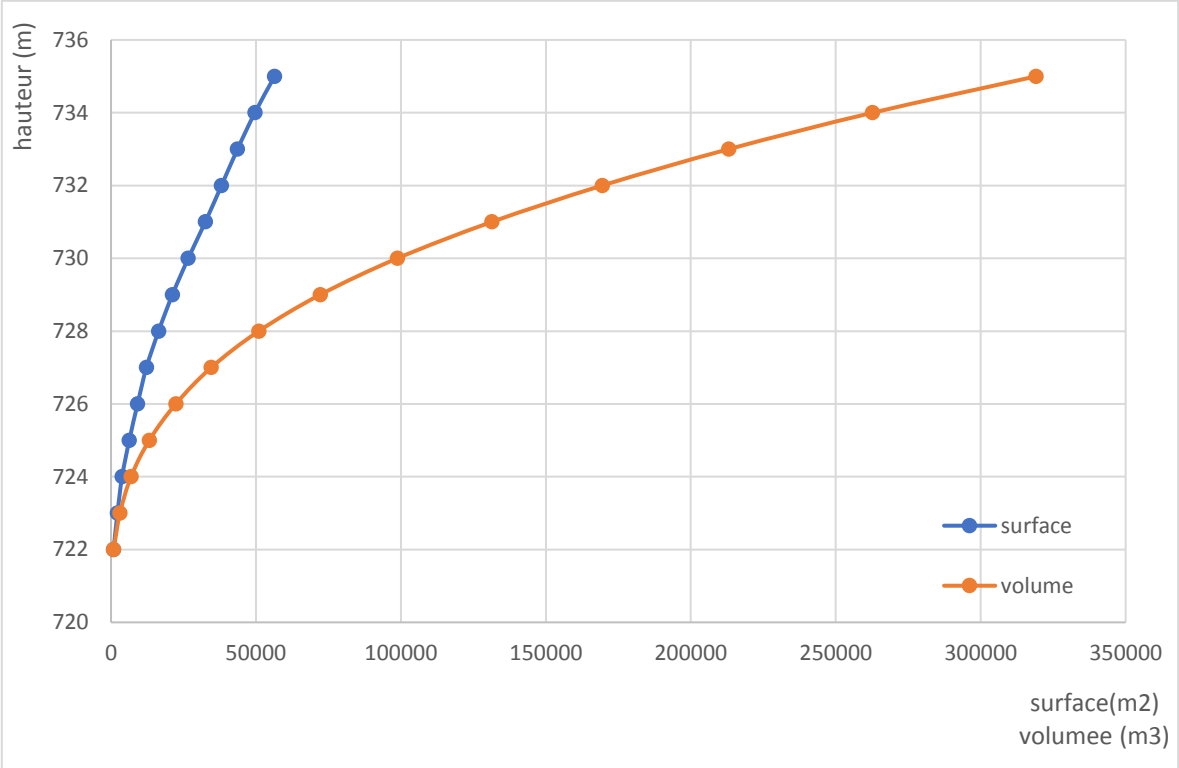


Figure III. 12 : Courbe surface - capacité - hauteur

III.7.2 Répartition mensuelle de l'apport 80% :

TABLEAU. III. 37 : REPARTITION MENSUELLE DE L'APPORT LIQUIDE MOYEN ANNUEL

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
Apports (Hm^3)	0.065	0.048	0.066	0.077	0.078	0.074	0.071	0.070	0.066	0.025	0.011	0.020	0.672

III.7.3 Répartition mensuelle des besoins en eau :

Le volume d'eau mobilisé de la retenue collinaire d'oued Gheraifet est destiné pour l'irrigation dont la garantie de restitution égale à P=80%. La quantité d'eau stockée dans la retenue doit couvrir les besoins d'irrigation et aussi les quantités perdues par l'évaporation. Dans ce cas il faut déterminer la saison végétative qui est proportionnelle à l'évapotranspiration.

La surface des parcelles à irriguer est donnée par 40ha.

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

TABLEAU. III. 38 : REPARTITION MENSUEL DES CONSOMMATIONS

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Besoins d'eau (m^3)	27500	13750	2750	0	0	0	5500	16500	135750	71500	39993	20782

Source : D.H.W BORDJ BOU ARRERIDJ

III.7.4 Calcul du volume utile :

Il représente le volume d'eau dans la retenue réellement exploitable, 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).

La détermination du volume utile est effectuée par "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.

Différents types de régularisation sont utilisés pour calculer le volume de la réserve utile :

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

Pour calculer le volume utile, il faut suivre les procédures suivantes :

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

Au type de fonctionnement de la retenue, s'ajoute les consignes d'exploitation qui sont :

- 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.

- Deuxième consigne :

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

III.7.5 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

❖ **Les résultats de calcul du volume utile :**

TABLEAU. III. 39 : DETERMINATION DU VOLUME UTILE DE LA RETENUE

Mois	A80% (m^3)	U80% (m^3)	A-U m^3	V m^3
S	65000	27500	37500	513250
O	48000	13750	34250	
N	66000	2750	63250	
D	77000	0	77000	
J	78000	0	78000	
F	74000	0	74000	
M	71000	5500	65500	
A	70000	16500	53500	
M	66000	35750	30250	
J	25000	71500	-46500	-76275
J	11000	39993	-28993	
A	20000	20782	-782	

$$\left.\begin{array}{l} V_s = 513250\ m^3 \\ V_d = -76275\ m^3 \end{array}\right\} \Rightarrow V_s > V_d \Rightarrow V_u = V_d$$

La retenue fonctionne à un temps.

$V_u = 76275\ m^3$

Le niveau normal de la retenue NNR est : $V_{NNR} = V_m + V_u$

$V_m = 77443.14\ m^3$

$V_{NNR} = 153718.14\ m^3$

- **Calcul du volume de remplissage final :**

Le volume de remplissage final est donné par la formule suivante :

$V_{rf} = V_{ri} + (A - U)$ ……(III.51)

V_{rf} : volume de remplissage final ;

V_{ri} : volume de remplissage initial ;

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

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

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes sont donnés dans l'annexe B04.

III.7.6 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

Les pertes dans une retenue sont deux sortes :

- Pertes par infiltration.
- Pertes par évaporation.

Les pertes totales sont : pertes évaporations + pertes infiltration.

- **<u>Pertes par évaporation :</u>**

Le volume mensuel des pertes par évaporation est :

$V_{ep} = E_s \times S_{moy}$ ……(III.52)

V_{ep} : volume d'eau évaporé (Hm^3)

E_s : Evaporation mensuelle (mm).

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspondant au volume moyen (Km^2).

($V_{moy} = \frac{V_{rfi}+V_{rf\,i+1}}{2}$).

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

❖ **Pertes par infiltration :**

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100} \quad \text{.....(II.53)}$$

V_{inf}: Volume dû à l'infiltration en Hm^3

δ : Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette. Dans notre cas, le sol est à forte perméabilité : $\delta = 2$

V_{moy} : Volume moyen en Hm^3

Les résultats des calculs des pertes sont donnés dans le tableau suivant :

TABLEAU. III.40 : LES VOLUMES DES PERTES DANS LA RETENUE

Mois	V_{moy} (m^3)	S_{moy} (m^2)	E_s (mm)	V_{ep} (m^3)	V_{inf} (m^3)	Pertes totales (m^3)
S	57471.57	15387	192	2954.33	1149.43	4103.76
O	132068.14	38156	119.4	4555.86	2641.36	7197.22
N	180818.14	50030	73.8	3692.19	3616.36	7308.55
D	221580.64	58133	51.12	2971.77	4431.61	7403.39
J	231218.14	59806	59.1	3534.55	4624.36	8158.92
F	229718.14	59552	65.4	3894.7	4594.36	8489.07
M	223468.14	58468	87	5086.74	4469.36	9556.10
A	213218.14	56606	115.8	6555.01	4264.36	10819.37
M	195593.14	53159	157.2	8356.58	3911.86	12268.44
J	145593.14	41689	239.4	9980.24	2911.86	12892.11
J	92721.64	26840	331.8	8905.51	1854.43	10759.95
A	77834.14	22155	288.6	6393.81	1556.68	7950.49

❖ **Les résultats de calcul du volume utile :**

TABLEAU. III.41 : DETERMINATION DU VOLUME UTILE DE LA RETENUE

Mois	A80% (Hm^3)	U80% (Hm^3)	Les pertes (Hm^3)	A-(U+P) (Hm^3)	V (Hm^3)
S	65000	27500	4103.76	33396.24	437945.18
O	48000	13750	7197.22	27052.78	
N	66000	2750	7308.55	55941.45	
D	77000	0	7403.39	69596.61	
J	78000	0	8158.92	69841.08	
F	74000	0	8489.07	65510.93	
M	71000	5500	9556.10	55943.90	
A	70000	16500	10819.37	42680.63	
M	66000	35750	12268.44	17981.56	
J	25000	71500	12892.11	-59392.11	-107877.55
J	11000	39993	10759.95	-39752.95	
A	20000	20782	7950.49	-8732.49	

$V'_s = 437945.18 m^3$

$V'_d = 107877.55\ m^3$

$\Rightarrow \quad V'_s > V'_d \quad \Rightarrow \quad V'_u = V'_d$

La retenue fonctionne à un temps.

$V'_u = 107877.55\ m^3$

Le niveau normal de la retenue NNR est : $V_{NNR} = V_m + V_u$

$V_m = 77443.14\ m^3$

$V_{NNR} = 185320.69\ m^3 \quad \Rightarrow \quad NNR = 731.9\ m$

❖ **Calcul du volume de remplissage final :**

Le volume de remplissage final est donné par la formule suivante :

$V_{rf} = V_{ri} + A - (U + P)$ ……..……(III.54)

V_{rf} : volume de remplissage final ;

V_{ri} : 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)

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

❖ **Estimation de l'erreur :**

Après avoir calculé V_u et V_u', il faut vérifier l'erreur relative E donnée par la formule suivante :

$E = \frac{V_u' - V_u}{V_u}.100$ ……..……..……(III.55)

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes ;

V'_u : volume utile en tenant compte des pertes.

Cette erreur relative ne pas dépasser 5% ($E < 5\%$).

Si E est supérieure à 5%, il faut faire des approximations successives du volume moyen jusqu'à stabilisation de ces pertes.

Dans notre cas $E = 41\%$, la condition n'est pas vérifiée. Donc on doit faire des approximations.

Dans la deuxième approximation, le V_{ri} de la première approximation sera utilisé pour calculer le volume moyen. On doit refaire les calculs comme pour la première approximation jusqu'à obtenir $E < 5\%$.

❖ **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. 42 : LES VOLUMES DES PERTES DANS LA RETENUE POUR LA DEUXIEME 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)
S	55419.69	14682	192	2818.98	1108.39	3927.38
O	124365.77	36063	119.4	4305.91	2487.32	6793.22
N	165862.89	46640	73.8	3442.03	3317.26	6759.28
D	224375.46	58628	51.12	2997.06	4487.51	7484.57
J	255039.54	63543	59.1	3755.40	5100.79	8856.20
F	252996.7	63245	65.4	4136.22	5059.93	9196.16
M	246046.61	62199	87	5411.33	4920.93	10332.26
A	234631.46	60377	115.8	6991.61	4692.63	11684.24
M	215651.79	57058	157.2	8969.50	4313.04	13282.53
J	164615.42	46347	239.4	11095.48	3292.31	14387.79
J	106052.11	30847	331.8	10235.14	2121.04	12356.18
A	81809.385	23427	288.6	6761.14	1636.19	8397.33

TABLEAU. III. 43 : DETERMINATION DU VOLUME UTILE DE LA RETENUE

Mois	A80% (Hm^3)	U80% (Hm^3)	Les pertes (Hm^3)	A-(U+P) Hm^3	V Hm^3
S	65000	27500	3927.38	33572.6	434934.16
O	48000	13750	6793.22	27456.8	
N	66000	2750	6759.28	56490.7	
D	77000	0	7484.57	69515.4	
J	78000	0	8856.20	69143.8	
F	74000	0	9196.16	64803.8	111416.30
M	71000	5500	10332.26	55167.7	
A	70000	16500	11684.24	41815.8	
M	66000	35750	13282.53	16967.5	
J	25000	71500	14387.79	-60887.8	
J	11000	39993	12356.18	-41349.2	
A	20000	20782	8397.33	-9179.33	

$V''_s = 434934.16\ m^3$ $V''_s > V''_d$ $V''_u = V''_d$

$V''_d = 111416.30\ m^3$

La retenue fonctionne à un temps.

$V''_u = 188859.44\ m^3$

Le niveau normal de la retenue NNR est : $V_{NNR} = V_m + V_u$

$V_m = 77443.14\ m^3$

$V_{NNR} = 188859.44\ m^3$ $\Longrightarrow$ $NNR = 732m$

- **Estimation de l'erreur :**

L'erreur relative est donnée par :

$E = \frac{V''_u - V'_u}{V'_u} . 100$ ……..……(III.56)

V_u : volume utile de la première approximation ;

V'_u : volume utile de la deuxième approximation

$E = 0.03 = 3\ \% < 5\%$.

La condition est vérifiée.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes pour la deuxième approximation sont donnés dans l'annexe B06.

Les résultats des volumes sont récapitulés dans le tableau suivant.

TABLEAU. III. 44 : RECAPITULATIF DES RESULTATS DE CALCUL

Désignation	Quantité
Volume mort V_m	77443.14 m^3
Volume utile V_u	111416.30 m^3
Volume total V_{NNR}	188859.44 m^3
Cote V_m	724.5 m
Cote de NNR	732 m

III.8 Etude des crues :

Une crue est une montée, en général brève, du niveau d'un cours d'eau jusqu'à un maximum dont il redescend en général plus lentement.

Les phénomènes hydrologiques extrêmes : crues, fortes précipitations, peuvent avoir des conséquences dommageables sur les structures hydrauliques. Pour limiter ces risques, les aménagements hydrotechniques, tels que les barrages, retenus collinaires doivent être prémunis principalement contre ces phénomènes. Les ingénieurs et concepteurs de barrage doivent dimensionner ces ouvrages de sorte à supporter des crues exceptionnelles.

La prévision d'une crue est une question importante à laquelle on doit accorder une attention soutenue et continue pour assurer la sécurité et la durabilité de l'ouvrage, ainsi la protection des zones avale contre les inondations causées par les hautes crues.

L'étude hydrologique des crues a pour but de déterminer les caractéristiques principales de la crue qui sont :

- Le volume.
- La durée.
- Le débit maximum.

Ces caractéristiques sont représentées par un hydro-gramme de crue pour certaines périodes de retour.

En Algérie, l'estimation des quantiles de débits de pointe dans les bassins versants non jaugés constitue un handicap rencontré par les ingénieurs chargés d'aménagement hydraulique et du dimensionnement des ouvrages techniques. Ce problème est lié à l'absence de mesures de débit maximum dans des bassins non jaugés qui nécessite beaucoup de temps et de moyens et à l'insuffisance des longueurs des séries de débits mesurés pour des bassins équipés de station hydrométriques. Pour remédier à ce problème, le recours à la modélisation et à l'utilisation des formules empiriques peut aider dans la prise de décision et le calcul.

Il existe différents modèles de calcul de débit de pointe dans les bassins versants non jaugés.

III.8.1 Modèles empiriques :

Les modèles empiriques visent à mettre en relation des variables d'entrée comme la pluie, des paramètres physiques comme le coefficient le ruissellement, la superficie…Ces modèles sont très faciles à mettre en œuvre, car les paramètres requis sont souvent disponibles mais l'incertitude associée aux résultats est très importante. Dans ce cas, on doit comparer plusieurs formules avant de conclure sur le débit de projet.

Les formules utilisées en Algérie sont : Maillet-Gauthier, Turazza, Sokolovosky, Giondotti, Taibi-ARNH (Meddi et Zeroual, 2018).

III.8.1.1 Formule de Maillet-Gauthier :

La formule de Maillet et Gauthier est destinée à l'estimation d'une crue de période de retour T :

$$Q_{\max\%} = 2klog(1+AP)\frac{S}{\sqrt{L_p}}\sqrt{1+4logT-logS} \quad \text{……..……..…(III.57)}$$

$Q_{\max\%}$: Débit maximum de crue en $^3/s$.

S: Superficie du bassin versant en Km². ($S = 16.13\ km^2$)

L_p : Longueur du talweg principal en Km. ($L_p = 6.53\ Km$)

A : Coefficient régional pris égal à 20.

K : Constante comprise entre 1-3.

P : Précipitation moyenne interannuelle en m. ($P_{moy} = 0.369\ m$)

T : Période de retour en années.

TABLEAU. III. 45 : DEBITS MAXIMUMS PAR MALLET –GAUTHIER

T(ans)	5	10	20	50	100	200	1000	10000
$Q_{max\,\%}$(m³/s)	28.13	34.05	39.08	44.87	48.80	52.44	60.04	69.48

III.8.1.2 Formule de Turazza :

Cette formule est un peu plus élaborée que les autres formules utilisant les précipitations, car elle fait appel, également, au temps de concentration (t_c) du bassin. Cette formule est bien adaptée pour les cas d'études sur les petits bassins. La notion de la fréquence (période de retour) du débit de crue apparaît implicitement dans cette formule. Elle peut s'exprimer par :

$$Q_{\max\%} = \frac{C \times S \times I_t}{3.6} \quad \text{.....(III.58)}$$

S : superficie du bassin versant en Km². ($S = 16.13\ km^2$)

I_t : intensité moyenne maximale de la précipitation pendant une durée égale au temps de concentration en (mm/h).

C : coefficient de ruissellement de la crue.(0.3-0.8)

P : Précipitation moyenne interannuelle en m. ($P_{moy} = 369\ mm$)

TABLEAU. III. 46 : DEBITS MAXIMUMS PAR TURAZZA POUR DIFFERENTES PERIODES DE RETOUR

T(ans)	5	10	20	50	100	200	1000	10000
I_t	10.05	11.92	13.75	16.12	17.92	19.74	24.23	30.71
Q_{max}(m³/s)	27.02	32.05	36.96	43.34	48.18	53.08	65.14	82.55

III.8.1.3 Formule de Sokolovsky :

Selon Sokolovsky (1958-1968), la crue est considérée comme un débit maximal généré par une pluie de courte durée correspondant au temps de concentration. La formule est donnée par :

$$Q_{\max P\%} = \frac{0.28(P_{ct} - H_0)\alpha \times F \times S}{T_c} \quad \text{.....(III.59)}$$

$Q_{\max\%}$: Débit maximum de crue en m^3/s de même fréquence que celle de la pluie de courte durée.

S : Superficie du bassin en Km².

T_c : Temps de concentration en h.

P_{ct} : Pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration.

H_0 : C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie$H_0 = 7\ mm$.

0,28 : Coefficient de changement d'unité.

α : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée. Il est donné par :

$$\alpha_p = \frac{\sqrt{X_p}-\sqrt{H_0}}{\sqrt{X_p}+\sqrt{H_0}}$$

X_p : Précipitation de fréquence donnée qui correspond au temps de concentration.

F : Coefficient de forme de la crue : $F = \frac{12}{4+3\gamma}$. Les valeurs de γ sont données dans le tableau suivant :

TABLEAU. III. 47 : VALEUR DE ϒ EN FONCTION DES CARACTERISTIQUES DES BASSINS VERSANTS.

Surface de B.V compris entre 1 et 50 Km²	$\gamma = 2$
Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable	$2 \leq \gamma \leq 2.5$
Pour un bassin boisé	$3 \leq \gamma \leq 4$

Dans notre cas la superficie de bassin versant égale à $16.13\ km^2$ donc $\gamma = 4$

$F = 0.75$

TABLEAU. III. 48 : DEBITS MAXIMUMS PAR SOKOLOVSKI POUR DIFFERENTES PERIODES DE RETOUR

T(ans)	**5**	**10**	**20**	**50**	**100**	**200**	**1000**	**10000**
P_{ct} (mm)	17.69	20.98	24.19	28.37	31.54	34.75	42.65	54.05
Q_{max}(m³/s)	27.24	32.31	37.25	43.69	48.56	53.50	65.66	83.21

TABLEAU. III. 49 : VALEURS DES DEBITS MAXIMUMS OBTENUES POUR DIFFERENTES METHODES

Formules	Q_{pt} (m^3/s)				
	5 ans	**10 ans**	**50 ans**	**100 ans**	**1000 ans**
Mallet –Gauthier	28.13	34.05	44.87	48.80	60.04
Turazza	27.02	32.05	43.34	48.18	65.14
Sokolovsky	27.24	32.31	43.69	48.56	65.66
Moyenne	27.46	32.72	43.97	48.51	63.61

III.8.2 Modèle probabiliste Gradex :

La méthode du Gradex est considérée comme étant une approche hydro-pluviométrique probabiliste inhérente au calcul des débits de crues extrêmes d'un cours d'eau pour des périodes de retour allant de 100 à 10000 ans, elle est développée par Guillot et Duband (1967). (Meddi et Zeroual, 2018)

Elle s'applique à des bassins versants de quelques dizaines à plusieurs milliers de km^2 (jusqu'à 5000 km^2), recevant des pluies relativement homogènes du point de vue spatial.

La méthode du GRADEX, en s'appuyant sur l'information pluviométrique, constitue une amélioration substantielle des méthodes de prédétermination des crues basées sur le traitement statistique des seules valeurs de débits observés.

III.8.2.1 Principe de la méthode :

Le 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 (Meddi, Zeroual, 2018). En effet la valeur moyenne de la capacité de rétention du bassin tend à devenir constante pour les crues du période de retour décennal.

La méthode du Gradex fournit un support de calcul cohérent et vraisemblable en s'appuyant sur une approche fréquentielle des précipitations intenses pour déterminer un paramètre fondamental qui est invariant climatologique local nommé par le Gradex.

III.8.2.2 Hypothèses de la méthode :

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 Gumbel 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 n'augmente plus, en valeur moyenne, au-delà d'une certaine valeur de pluie, c'est-à-dire qu'il 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 équivalant au point de départ de cette extrapolation, nommé point pivot qui est fixé à une période de retour entre 10 et 50 ans.

- **Hypothèse 03 :**

Quelle que soit la fréquence ou la durée de retour, le débit de pointe de crue peut être calculé à partir du volume écoulé en utilisant un coefficient d'affinité qui est estimé à partir des hydrogrammes de crues enregistrés sur le bassin versant.

III.8.2.3 Procédé de calcul de la méthode :

Les étapes de calcul sont citées comme suit :

1- Choisir le pas de temps n heures (généralement égale à la moyenne des temps de base des hydrogrammes de crues disponibles).

Dans notre cas : $n = 4.4\ h$.

2- Ajuster les pluies maximales journalières par la loi de Gumbel pour calculer le Gradex des précipitations « a » (pente de la droite de Gumbel).

$P(mm) = a\mu + b$ ……..……..……..(III.59)

μ : variable réduite de Gumbel.

Les paramètres a et b sont déterminés par la méthode des moments et ils sont exprimés en fonction de la moyenne et de l'espérance de la série de donnée.

$\bar{x} = a + b\gamma$ ……..……...(III.60)

$\sigma^2 = \frac{\pi^2}{6} b^2$ ……..……..…..(III.61)

$\bar{x}$: Moyenne de la série.

σ : écart-type de la série

γ: Constante d'Euler égale à 0.5772.

Les paramètres a et b peuvent être déduits par les expressions suivantes :

$b = \frac{\sqrt{6}}{\pi}\sigma$ ……..…..….(III.62)

$a = \bar{x} - b\gamma$ ……..……..….(III.63)

Les résultats de calcul sont représentés comme suit :

- Les résultats d'ajustement des pluies maximales journalières sont donnés dans le tableau suivant

TABLEAU. III. 50 : AJUSTEMENT DES PLUIES MAXIMALES JOURNALIERES

Moyenne	30
Ecart-type	12.6
Paramètre de l'ajustement de Gumbel 'a'	24.33
Paramètre de l'ajustement de Gumbel 'b' (pente)	9.82

L'équation (III.59) devient :

$P(mm) = 9.82\ \mu + 24.33$……..(III.64)

3- Ajuster la série des débits observés à la loi de Gumbel et déterminer le débit décennal (point pivot de l'extrapolation des débits). Puis, exprimer le débit décennal en lame d'eau équivalente par la formule suivante :

$R(mm) = \frac{Q(m^3/s)\times 3.6\times n}{S}$ ……..……..(III.65)

Pour notre cas, le bassin versant est non jaugé.

Il existe dans le bassin voisin une station hydrométrique TILESDIT 1 . Ce bassin versant est faiblement jaugé car la longueur des séries de débits mesurés est insuffisante donc on peut déterminer que le débit décennal de cette station à partir de l'ajustement de la série des débits maximums à la loi de Gumbel. Ensuite on déduit le débit décennal pour notre bassin par l'application de la relation d'analogie qui est donnée par :

$$\frac{Q_{site}}{S_{site}} = \frac{Q_{donné}}{S_{donnée}} \quad \text{.....(III.66)}$$

Q_{site} : débit de notre bassin en m^3/s

S_{site} : surface de notre bassin en km²

$Q_{donné}$: débit du bassin voisin en m^3/s

$S_{donnée}$: surface du bassin voisin en km²

Les données de cette station hydrométrique sont obtenues par l'ANRH Alger et l'ajustement à la loi de Gumbel se fait par logiciel Hyfran. Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

TABLEAU. III. 51 : RESULTATS DES DEBITS DECENNAUX

	Bassin voisin	Notre bassin
Surface (km²)	588.5	16.13
Débit décennal m^3/s	434	11.9

$$\boldsymbol{R = 7.74\ mm}$$

4- Extrapoler de la distribution des débits au-delà de F=0.9 ans^{-1} (T=10 ans) par une droite de pente égale au Gradex de la pluie

$$Q_{\mu\%}(mm) = a\mu + b' \quad \text{.....(III.67)}$$

a : le Gradex de la pluie

μ : variable réduite de Gumbel donnée par : $\mu = -\ln(-\ln(F))$

F : fréquence donnée par : $F = 1 - \frac{1}{T}$

Pour : $T = 10\ ans \Rightarrow F = 0.9\ ans^{-1} \Rightarrow \mu = 2.25$

$b' = Q_{10ans} - a\mu \Rightarrow b' = -15.4$

$Q_{periode\ de\ retour}(mm) = 9.82\ \mu - 15.4$

5- Tracer la droite de l'équation ci-dessous sur même graphe que l'ajustement des P_{jmax}.

$Q_{\mu\%} = a\mu + b'$ ……..……....(III.68)

Tirer les Q pour la période de retour cherchée (en mm). Puis, exprimer ces Q (mm) en m3/s par la formule suivante :

$Q(m^3/s) = \frac{Q(mm)\times S(km^2)}{3.6\times n(h)}$ ……..……...(III.69)

Pour une période de retour égale à 100ans, $\mu = 4.6$

$Q_{100ans}(mm) = 9.82\ (4.6) - 15.4 = 29.77\ mm$

$Q = 30.35\ m^3/s$

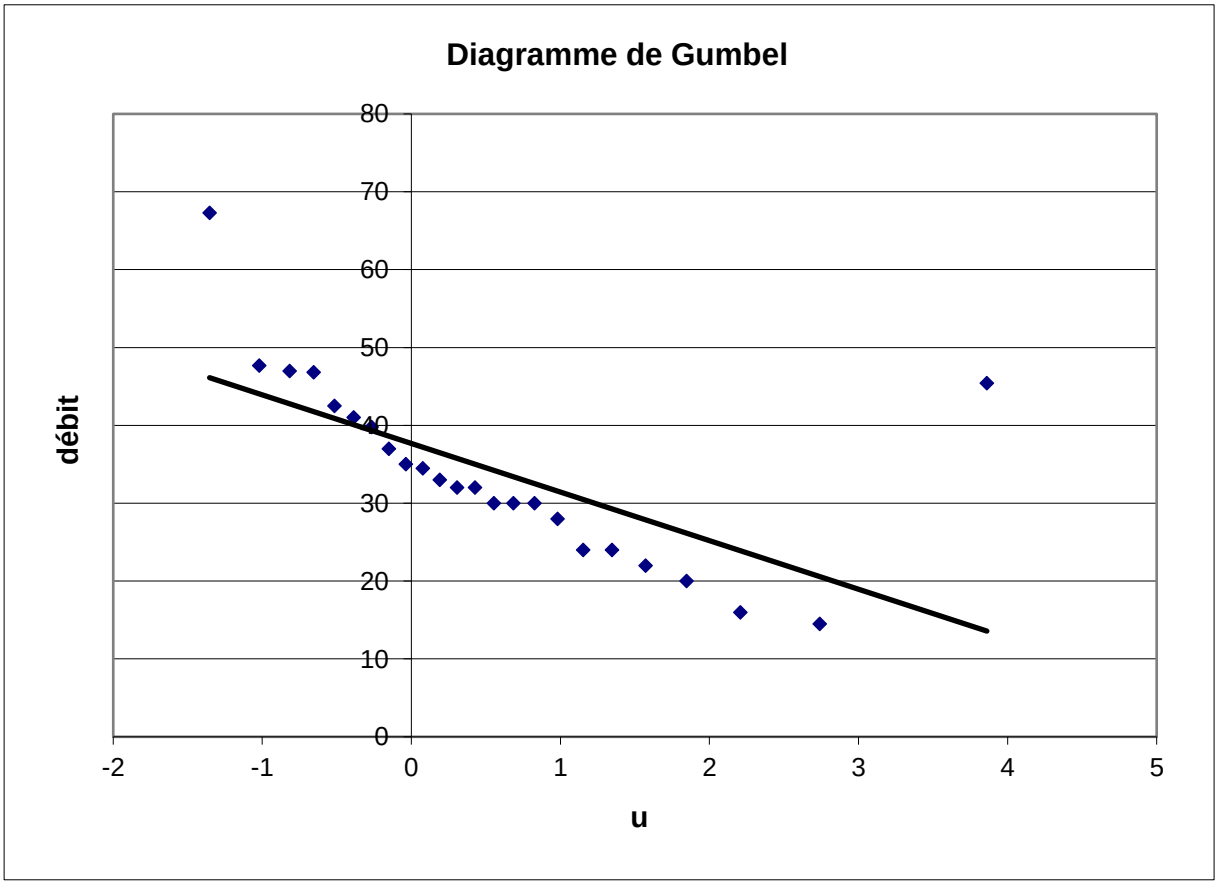


Figure III. 15 : Ajustement graphique des pluies et la droite d'extrapolation des débits pour notre cas

6- Calculer le débit de pointe en multipliant le débit calculé précédemment en (m^3/s) par le coefficient de point P égal au rapport entre le débit de pointe et le débit moyen.

$P = \frac{Q_{max}}{Q_{moy}}$ ⟹ $Q_p(m^3/s) = Q(m^3/s) \times P$ ⟹ $Q_p = 48.56\ m^3/s$

Le débit de point obtenu par la méthode de Gradex pour une période de retour de $100 ans$ est de 48.56 m^3/s.

III.8.3 Choix de la crue de projet :

TABLEAU. III. 52 : RECAPITULATIF DES RESULTATS DE CALCUL DES CRUES

Méthodes	$Qpt\ (m^3/s)$ Pour $T = 100\ ans$
Mallet –Gauthier	48.80
Turazza	48.18
Sokolovski	48.56
GRADEX	48.56

D'après les résultats obtenus par ces différentes méthodes : on remarque que les valeurs sont proches ; Ils ont donné presque la même valeur. Donc la crue de projet égale à 49 (m^3/s).

III.9 Estimation de la crue de projet :

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer les Plus Hautes Eaux (PHE) et dimensionner l'évacuateur de crue, en intégrant les possibilités de laminage. Souvent la crue de projet considérée est la crue de débit de pointe maximale. Il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crue. Une crue moins pointue, mais plus étalée, pourrait être plus défavorable. La période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre 100 ans et 10 000 ans (fréquence 10-2 à 10-4). Le choix de la période de retour dépend du risque induit par la rupture du barrage.

Cependant le risque global est lié aussi à la vulnérabilité de la vallée en aval (occupation de la zone susceptible d'être noyée en cas de rupture).

Afin de déterminer la crue projet, nous nous appuyons sur les recommandations du Comité international des Grands Barrages.

TABLEAU. III. 53 : CRUES DE PROJET RECOMMANDEES

Catégorie de dommages	Crue de projet recommandée
Elevés : Perte de vie, dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Important : pas de pertes de vies, dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faible : 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 le débit de projet est : $Q_{1\%} = 49\ m^3/s$.

III.10 Etude de laminage de la crue :

Les crues constituent un des risques principaux affectant la sécurité des barrages. En effet, de nombreuses ruptures de barrages sont dues à une incapacité insuffisante de l'évacuateur de crue. Or, les débits des crues des bassins versants sont en général élevés du fait que les débits spécifiques sont d'autant plus importants que les bassins versants sont plus petits, ceci conduit à un évacuateur de crues surdimensionné avec un cout élevé, en effet l'étude des crues doit être menée avec une délicatesse pour ne pas tomber dans des erreurs de sous-estimations ou de surestimations compromettant respectivement la sécurité de l'ouvrage et son environnement, entrainant des évaluations importantes quant à son cout qui, lui-même est lié à sa période de retour. Dans ce cas, une vérification de la sécurité de l'ouvrage s'impose, elle se fait par un laminage de crue.

L'objet de cette étude est de donner des méthodes d'évaluation du laminage et de montrer l'intérêt qu'il y a à le prendre en compte pour dimensionner les évacuateurs. Ainsi, le plus souvent, leur longueur pourra être réduite de manière significative, ce qui, bien évidemment, se traduit par un abaissement de leur prix, donc la réduction des dimensions de l'évacuateur de crue va optimiser le coût du barrage sans affecter la sécurité globale de l'aménagement.

❖ Principe de laminage des crues :

Le débit qui passe dans l'évacuateur de crue Q_e est inférieur à celui de la pointe de la crue à l'entrée de la retenue Q_c. L'effet de laminage de crue dépend de la forme de l'hydro-gramme 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 Q_e max à partir de Q_c max à chaque pas de temps on a l'égalité suivante :

$$Volume\ stocké = Volume\ entrant - Volume\ sortant$$

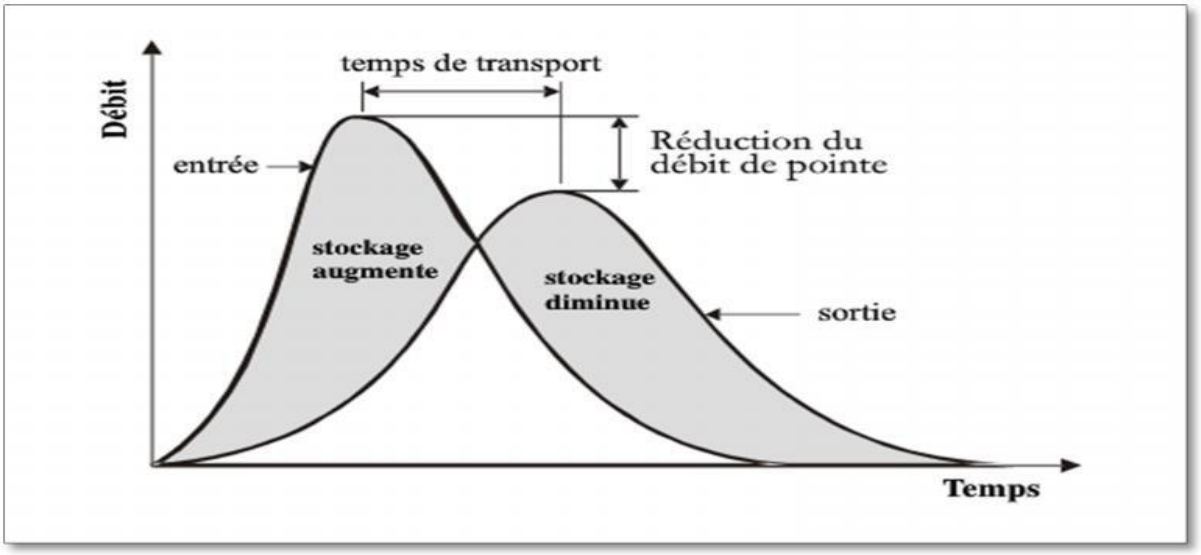


Figure III.16 : Courbe de laminage de crue

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. Ces méthodes de routage nécessitent une relation stockage-décharge pour déterminer le flux sortant pour chaque pas de temps. L'équation de continuité est donnée par :

$$\frac{dS}{dt} = I(t) - O(t) \quad \text{.....(III.70)}$$

I : débit d'entrée Q_E (*Inflow*) ;

O : débit de sortie Q_s (*Outflow*).

S : l'emmagasinement d'eau dans le tronçon ou le réservoir considéré

Sur un intervalle de temps fini ente t et $t + \Delta t$, l'équation (III.70) s'écrit comme suit :

$$\frac{S_2 - S_1}{\Delta t} = \frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \quad \text{.....(III.71)}$$

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

Plusieurs méthodes ont été élaborées pour résoudre cette équation. Nous allons utiliser la méthode de Muskingum. Cette méthode nous permet de déterminer les dimensions de l'évacuateur de crue et tracer l'hydro-gramme de sortie de la crue.

III.10.1 Laminage de crue par la méthode de Muskingum :

En utilisant l'équation (II.86) :

$$\frac{S_2-S_1}{\Delta t}=\frac{I_1+I_2}{2}-\frac{O_1+O_2}{2} \Longrightarrow S_2-S_1=\left[\frac{I_1+I_2}{2}-\frac{O_1+O_2}{2}\right]\Delta t \quad \text{.....(III.72)}$$

La résolution de cette équation consiste à déterminer O_1 et O_2, tel que I_1et I_2 sont connus. Donc l'équation (III.72) sera simplifiée comme suit :

$$2(S_2-S_1)=(I_1+I_2-O_1-O_2)\Delta t \Longrightarrow$$

$$2\frac{S_2}{\Delta}+O_2=I_1+I_2+2\frac{S_1}{\Delta t}+O_1-2O_1 \quad \text{.....(III.73)}$$

❖ **Le procédé de calcul est le suivant :**

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

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

- On fixe la valeur de la largeur b
- On fait varier la valeur de H entre l'intervalle suivant$[H_{min}, H_{max}]$, tel que :

  H_{min} correspond à t_0 : débit de sorti initial.

  H_{max} : 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 :

  $$Q_s=m\times b\times\sqrt{2g}\times H^{3/2}$$
- Calcul de l'équation : $\frac{2S}{\Delta t}+O$

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

- On calcul la somme I_1+I_2 tel que :

  I_1 : correspond au débit entrant à l'instant t_1

  I_2 : correspond au débit entrant à l'instant t_2
- On calcul $2\frac{S_2}{\Delta}+O_2$ d'après l'équation suivante :

  $$I_1+I_2+2\frac{S_1}{\Delta t}+O_1-2O_1$$
- On détermine débit sortant (O) par la courbe caractéristique : $f(O)=\frac{2S}{\Delta t}+O$.

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

A l'instant t_0 : débit sorti est $Q_s = 0\ m^3/s$ ⟹ $H_{min} = 0m$

La valeur maximale du débit entré est $Q_e = 49\ m^3/s$ ⟹ $H_{max} = \left(\frac{49}{m \times \sqrt{2g} \times b}\right)^{2/3}$

Les résultats obtenus pour plusieurs valeurs de b sont donnés dans l'annexe B08.

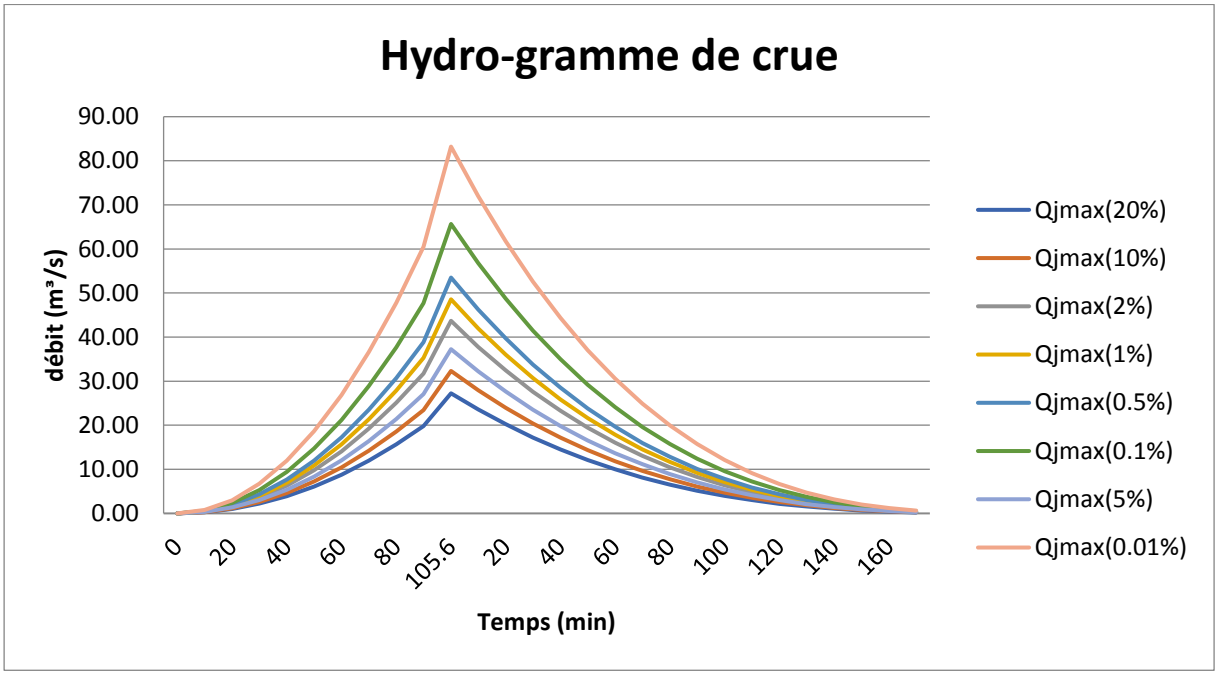


Figure III. 17 : Hydro-gramme de débit entrant et des débits sortants

TABLEAU. III. 54 : RECAPITULATIF DES RESULTATS OBTENUS PAR LA METHODE DE MUSKINGUM

Largeur b (m)	Hauteur H (m)	Débit laminé (m³/s)
8	2	32.19
10	1.72	33.34
12	1.52	36.46
14	1.38	38.57
16	1.26	39.1
18	1.16	44.61

III.11 Etude d'optimisation :

Après avoir déterminé plusieurs valeurs de largeur (b) et de hauteur déversant (H), il faut maintenant choisir les dimensions de l'évacuateur de crue les plus économique. Donc on doit faire 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.11.1 Calcul du coût de la digue :

Le volume de la digue est donné par la formule suivante :

$V_B = \Sigma V_i$ avec $V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} L$ ……..…..(III.74)

V_i : le volume du barrage à la cote i (m^3);

L_i : Distance entre deux coupes voisines (m) ;

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i ; donnée par la formule suivante :

$S_i = \frac{b_{cr} + B_i}{2} H_i$ ……..(III.75)

b_{cr} : Largeur en crête (m);

H_i : Hauteur de la tranche au point i (m) ;

B_i : Largeur de base (m) ; donnée par : $B_i = (m_1 + m_2)H_i + b_{cr}$

m_1 , m_2 : Les fruits des talus.

III.11.1.1 Calcul de la revanche :

C'est la hauteur entre le niveau forcé et le niveau de la hauteur de la digue (crête), cette hauteur est additionnée dans les calculs de la hauteur de la digue pour tenir compte de l'action des vagues qui peuvent projeter de l'eau au-delà de la crête de la digue et également compenser les tassements de la retenue dans le temps. La revanche tient compte de :

- Surélévation lors des crues maximales.
- Surélévation du plan d'eau en présence des vagues ou des vents extrêmes.
- Supplément de sécurité.

Elle est donnée par les formules suivantes :

- **Formule de Mallet et Pacquant :**

$R = H_v + \frac{v^2}{2g}$ ……..…….…..(III.76)

Avec : $H_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F}$ et $v = 1.5 + \frac{2}{3}H_v$

R : La revanche ;

F : longueur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment depuis l'endroit où il est créé appeler Fetch ($F = 0{,}48\ km$);

v : Vitesse de propagation des vagues (m/s) ;

$\frac{v^2}{2g}$: Energie cinétique des vagues ;

H_v : hauteur des vagues (m).

- **Formule de Davis :**

$R = 0.75H_v + \frac{v^2}{2g}$ ……..……..……...(III.77)

$\frac{v^2}{2g}$: Energie cinétique des vagues ; $v = 1.5 + \frac{2}{3}H_v$

H_v : hauteur des vagues (m). Elle est calculée par la formule de **STEVENSON :**

Pour $< 18\ Km$, $H_v = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F}$ ……...(III.78)

- **Formule USBR :**

$R = 0.75H_v + \frac{v^2}{2g}$ ……..……..……...(III.79)

$\frac{v^2}{2g}$: Energie cinétique des vagues ; $v = 1.5 + 2H_v$

H_v : hauteur des vagues (m) ; $H_v = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F}$

- **Formule simplifiée :**

$R = 1 + 0.3\sqrt{F}$ ……..……..(III.80)

Les résultats de calcul de la Revanche sont donnés dans le tableau suivant :

TABLEAU. III. 55 : RESULTAT DE CALCUL DE LA REVANCHE

Formules	H_v (m)	$v\ (m/s)$	Revanche R (m)
Mallet et Pacquant	0.73	1.99	0.93
Davis	0.77	2.08	0.80
USBR	0.77	3.04	1.05
Simplifie	/	/	1.20
Moyenne	/	/	0.995

On remarque que la formule de USBR est la plus proche de la moyenne, on prend la valeur de la revanche $R = 1.05m$

III.11.1.2 Calcul de la hauteur du barrage :

La hauteur du barrage est donnée par la formule suivante :

$H_b = NNR - C_f + h_d + R + t$ ……..…(III.81)

NNR : niveau normal de la retenue $NNR = 732\ m$;

C_f : cote du fond $Cf = 719m$;

h_d : hauteur déversée ;

R : Revanches en (m) ;

t : Tassement en (m) ; $t = 0.23m$

TABLEAU. III. 56 : RESULTAT DE CALCUL DE LA HAUTEUR DE LA RETENUE

Largeur (m)	H_d (m)	H_b (m)
8	1.51	15.71
10	1.33	15.49
12	1.25	15.41
14	1.17	15.37
16	1.08	15.29
18	1.09	15.30

III.11.1.3 Calcul de la largeur en crête :

- **Formule de Knapen :**

$b_{cr} = 1.65\sqrt{H_b}$ ……..…….……...(III.82)

- **Formule de E-F-Preece :**

$b_{cr} = 1.1\sqrt{H_b} + 1$ ……..…..…..…….…….……...(III.83)

- **Formule simplifiée :**

$b_{cr} = 3.6\sqrt[3]{H_b} - 3$ ……..…….……..…...(III.84)

H_b : Hauteur de la digue (m).

TABLEAU. III. 57 : CALCUL DE LARGEUR EN CRETE

b (m)	h_d (m)	H_b (m)	Largeur en crête b_{cr} (m)		
			Formules		
			KNAPEN	PREECE	Simplifiée
8	1.51	15.71	5.61	5.36	6.02
10	1.33	15.49	5.59	5.33	5.97
12	1.25	15.41	5.58	5.32	5.96
14	1.17	15.37	5.57	5.31	5.95
16	1.08	15.29	5.56	5.30	5.94
18	1.09	15.30	5.56	5.30	5.94

On opte pour une largeur en crête de : $\boldsymbol{b_{cr} = 5m}$

III.11.1.4 Estimation du coût de la digue :

D'après le profil longitudinal de l'axe du barrage représenté, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes selon les formules mentionnées précédemment :

TABLEAU. III. 58 : CALCUL DU VOLUME DE LA DIGUE

b=16m et hd=1.08m						
Coupe	**H_i (m)**	**B_i (m)**	**S_i (m^2)**	**S_{i+1}(m^2)**	**L_i (m)**	**V_i (m^3)**
0	0	5	0.00	10.310475	5.646	29.106
1-1	1.23	11.765	10.31	97.6896	13.149	710.046
2-2	5.12	33.16	97.69	239.637475	11.923	2010.975
3-3	8.47	51.585	239.64	388.405275	15.232	4783.174
4-4	11.01	65.555	388.41	754.5216	12.091	6909.564
5-5	15.68	91.24	754.52	498.847275	20.144	12623.931
6-6	12.59	74.245	498.85	410.3379	22.153	10070.590
7-7	11.34	67.37	410.34	209.676475	16.592	5143.639
8-8	7.87	48.285	209.68	37.2096	15.212	1877.815
9-9	2.88	20.84	37.21	0	10.051	186.997
10	0	5	0			
Somme					142.193	44345.839

Pour évaluer le coût de la digue, on estime le prix du mètre cube de remblai 900 DA.

TABLEAU. III. 59 : COUT DE LA DIGUE POUR DIFFERENTES LARGEURS DEVERSANTES

b (m)	H_b (m)	Volume (m^3)	Coût (DA)
8	15.71	48169.707	43352736
10	15.49	45880.794	41292715
12	15.41	45280.542	40752488
14	15.37	44955.629	40460066
16	15.29	44345.839	39911255
18	15.28	44274.619	39847157

Le prix du mètre cube de remblai 900 DA

III.11.2 Calcul du coût préliminaire de l'évacuateur de crue :

III.11.2.1 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 :

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{k}\left(\frac{X}{H}\right)^n \quad \text{……(III.85)}$$

Avec : $K = 2.127$ et $n = 1.85$

$$\frac{Y}{H} = 0.47\left(\frac{X}{H}\right)^{1.85} \quad \text{……(III.86)}$$

H : Charge sur le seuil (m) ;

Y : Ordonnée du profil (m) ;

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir est donné par :

$$V = S \times b \quad \text{……(III.87)}$$

S : Section transversale (m^2).

b : Largeur De déversoir (m).

Le prix estimé du mètre cube de béton à 35000 DA (Source DRE de BBA).

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

TABLEAU. III. 60 : RESULTATS DE CALCUL DU COUT DU DEVERSOIR POUR DIFFERENTES LARGEURS DEVERSATES

b (m)	h_d (m)	S (m^2)	V (m^3)	Coût (DA)
8	1.51	0.98	7.84	274400
10	1.33	0.96	9.6	336000
12	1.25	0.95	11.4	399000
14	1.17	0.94	13.16	460600
16	1.08	0.93	14.88	520800
18	1.09	0.93	16.74	585900

III.11.2.2 Coût du canal d'approche :

La hauteur totale du mur est déterminée par :

$H_{ca} = H_d + R + P$ ……(III.88)

P : hauteur de pelle en m. ($P = 0.5m$)

R : la revanche en m. ($R = 1.05m$)

Le volume du canal d'approche est déterminé par :

$V = S \times e = L \times H_{ca} \times e$ ……(III.89)

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

$L = 16m.$

e : l'épaisseur en m, ($e = 0.6\ m$)

TABLEAU. III. 61 : COUT DU CANAL D'APPROCHE

b (m)	H_d (m)	H_{ca} (m)	S (m^2)	V (m^3)	Coût (DA)
8	1.51	3.06	45.9	18.36	642600
10	1.33	2.88	43.2	17.28	604800
12	1.25	2.8	42	16.8	588000
14	1.17	2.72	40.8	16.32	571200
16	1.08	2.63	39.45	15.78	552300
18	1.09	2.64	39.6	15.84	554400

III.11.2.3 Coût du coursier :

Pour assurer l'écoulement régulier, on construit un coursier de section rectangulaire avec une longueur approximative de 104 m, déterminée par la carte topographique. Le volume du béton de coursier est calculé par :

$V_{béton} = S_{béton} \times L_{coursier}$ ..... (III.90)

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

La largeur de coursier est donnée par :

$b_{coursier} = Q_{e,max}^{0.4}$ ..... (III.91)

TABLEAU. III. 62 : COUT DU COURSIER

b (m)	H_d (m)	Q_e (m^3/s)	$B_{coursier}$ (m)	$S_{béton}$ (m^2)	V_b (m)	Coût (DA)
8	1.55	32.19	4.009	6.066	24.320	851 210
10	1.33	33.34	4.066	5.836	23.729	830 515
12	1.25	36.46	4.214	5.829	24.563	859 722
14	1.21	38.57	4.310	5.838	25.164	880 728
16	1.13	39.1	4.334	5.756	24.947	873 135
18	1.12	44.61	4.568	5.885	26.886	941 010

III.11.3 Coût Total de la retenue collinaire :

Le coût total de la retenue collinaire est donné dans le tableau suivant :

TABLEAU. III. 63 : COUT TOTAL DE LA RETENUE COLLINAIRE

b (m)	H_d (m)	NPHE (m)	Coût de la digue (DA)	Coût de l'évacuateur de crue (DA)	Coût total (DA)
8	1.51	733.51	642600	1 125 610	45 120 946
10	1.33	733.33	604800	1 771 315	43 064 030
12	1.25	733.25	588000	1 846 722	42 599 210
14	1.17	733.17	571200	1 912 528	42 372 595

b (m)	H_d (m)	NPHE (m)	Coût de la digue (DA)	Coût de l'évacuateur de crue (DA)	Coût total (DA)
16	1.08	733.08	552300	1 946 235	41 857 490
18	1.09	733.09	554400	2 081 310	41 928 468

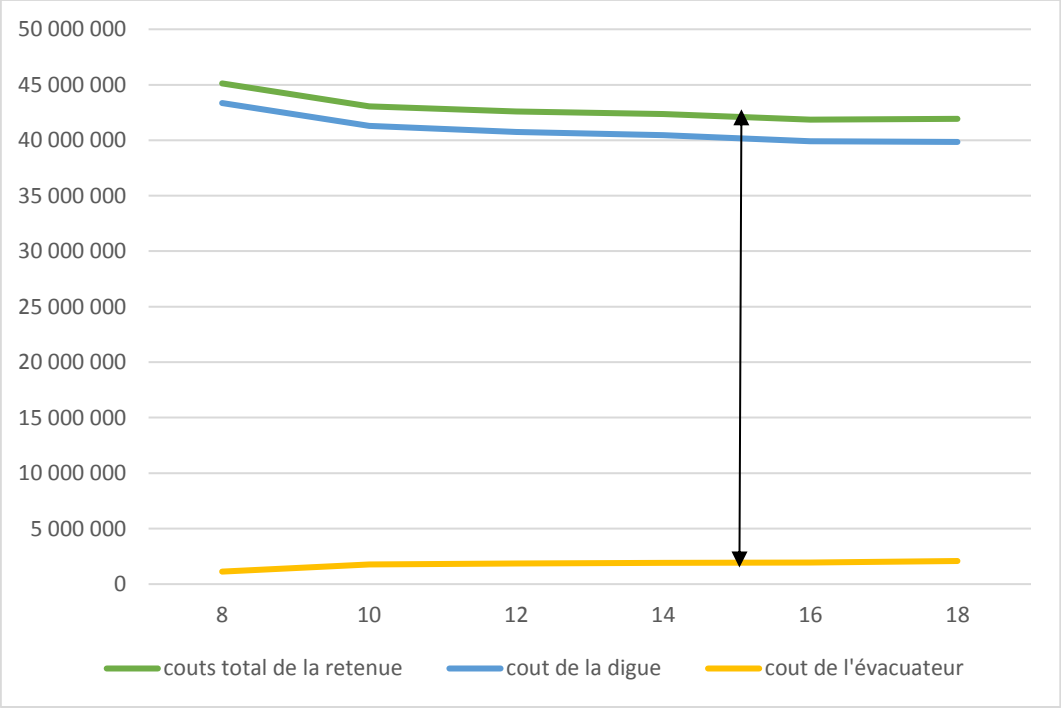


Figure III. 18 : Courbe d'optimisation

D'après la courbe d'optimisation de la digue et de l'évacuateur de crue, on opte une largeur optimale de 16m avec une hauteur déversante de 1.08m. Ces dimensions sont choisies pour optimiser le coût de la retenue collinaire sans affecter sa sécurité globale.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons analysé pratiquement tous les paramètres hydrologiques nécessaires à la réalisation de la retenue collinaire.

A l'issue de cette étude nous avons déterminé les caractéristiques hydrologiques qui sont récapitulées dans le tableau suivant :

TABLEAU. III. 64 : RECAPITULATIF DES RESULTATS OBTENUS

Désignations	Valeurs
Apport moyen annuel A	0.672 Hm^3
Apport fréquentiel A80%	0.51 Mm^3
Débit max de la crue (T=100 ans)	49 m^3/s
Volume mort	77443.14 m^3
Volume utile	111416.30 m^3
Volume au NNR	188859.44 m^3
Côte du fond	719 m NGA
Côte NVM	724.5 m NGA
Côte NNR	732 m NGA
Côte NPHE	733.1 m NGA
Côte en crête	734 m NGA
Largeur en crête	5 m
Largeur du déversoir	16 m
Hauteur déversant	1.08 m
Hauteur de la retenue collinaire	15.29 m

Chapitre IV
L’études des variantes de la digue

Introduction :

Le choix du type de barrage est une tâche complexe qui nécessite la prise en compte d'un nombre particulièrement important de paramètres et d'informations. L'objectif est de proposer la solution la plus économique tout en garantissant le plus haut degré de sécurité.

Ce choix est subordonné à la disponibilité des matériaux de construction en quantité et en qualité suffisante. La distance d'approvisionnement doit être aussi réduite que possible.

L'utilisation des matériaux locaux généralement bon marché et leurs disponibilités à proximité du site fait que la solution barrage en remblai est intuitivement choisie par rapport aux autres types de barrages considérés rigides.

Sur la base des investigations géotechniques et reconnaissances géologiques, on peut proposer des variantes de la digue. Ensuite, le type de la digue sera choisi après une étude économique. Pour cela, la variante définitive est la plus technico-économique.

IV.1 Généralité sur les barrages en terre :

On appelle barrage en remblai tous les barrages construis avec des matériaux terreux. Cette catégorie de barrages regroupe plusieurs catégories différentes par les types de matériaux utilisés et la méthode employée pour assurer l'étanchéité. Ainsi les matériaux de construction peuvent avoir une granulométrie étendue avec une gamme de grains allant du très fins au grossier.

De forme trapézoïdale, les barrages en remblais sont des barrages à forte emprise au sol. Grâce à leur forte emprise au sol, ils peuvent reposer sur des fondations de qualité moyenne.

IV.2 Choix du type de barrage :

Les principaux paramètres à prendre en compte dans le choix du type de barrages sont les suivants :

- La topographie et les apports du bassin versant.
- La morphologie de la vallée.
- La géologie et les conditions de fondation.
- La disponibilité de matériaux de construction.

Dans plusieurs cas, après considération de ces aspects, plusieurs types de barrages resteront possibles. Des considérations économiques permettront alors de départager les solutions.

En se basant sur ces exigences, on peut déterminer par la suite la variante qui convient au site et le type de barrage à implanter.

IV.3 Les variantes à choisir :

Dans notre cas, les conditions topographiques, géotechniques et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux.

Il existe deux types de barrages en remblai, les ouvrages en terre homogènes, à zone et à enrochement, qui diffèrent en fonction des matériaux utilisés et de la méthode utilisée pour assurer l'étanchéité du barrage. Ce qui donne le choix entre les variantes suivantes :

- **Les barrages en terre :**

Les barrages en terre se subdivisent en deux types principaux :

- **Les barrages homogènes :** dont le massif est composé d'une seule catégorie de matériau. Les barrages homogènes sont le plus souvent réalisés en argile peu plastique dont les caractéristiques tant hydrauliques que mécaniques permettent en toute sécurité d'adopter des fruits de talus 3,0 à 2,5 en amont et en aval, moyennant le respect des spécifications de compactage. Le coefficient de perméabilité recherché pour le massif varie de 10^{-7} à 10^{-8} m/s. Ce type de variante de barrage engendre des quantités considérables de matériaux.
- **Les barrages à zones :** constitués d'un noyau étanche au centre et de deux recharges en matériau plus grossier dont le rôle essentiel est d'assurer la stabilité de l'ensemble du massif. Toujours préconisés lorsque le barrage homogène n'est pas envisageable, on adopte comme solution la variante digue zonée. Il est à noter que dans la plupart des barrages de ce type ne comportent pas plus de quatre zones de caractéristiques différentes (zone imperméable –zone semi-perméable –zone perméable et parfois zone en enrochement).

- **Les barrages en enrochements :**

Le massif d'enrochement de grande section trapézoïdale. C'est un ouvrage poids qui résiste à la poussée de l'eau par le poids du massif. De facteur rustique, il supporte assez bien les tassements et ne soumet sa fondation qu'à des pressions modérées.

Pour les barrages en enrochements, l'étanchéité est obtenue soit par un noyau central en béton bitumeux soit par un masque amont en béton. Dans notre cas, on choisit une digue avec un amont à masque en béton.

IV.4 Conception des éléments principaux dans la retenue collinaire :

❖ **Hauteur de la retenue :**

$H_b = NPHE - C_f + R + t$ ……..……...…(IV.1)

NPHE : niveau de plus hautes eaux en m, (Côte $NPHE = 733.11m$) ;

C_f : cote du fond en m, $Côte\ du\ fond = 719m$;

R : Revanche en m, $R = 0.93$; (elle a été calculée dans l'étude d'optimisation).

T : tassement en m, $T = 0.23m$; il est donné par la formule suivante :

$t = (0.01: 0.03)H_b \Rightarrow T = 0.015 \times 15.29 = 0.31 \Rightarrow T = 0.23m$

$H_b = 15.29\ m$

❖ **Largeur en crête :**

D'après l'étude d'optimisation, on opte une largeur en crête de $b_{cr} = 5m$.

❖ **Longueur en crête :**

La longueur en crête est déterminée d'après le plan d'aménagement par : $L_{cr} = 102.46m$

❖ **Pente des talus :**

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 mais elles devront être vérifiées par le calcul d stabilité.

Tableau IV. 1 : Valeurs indicatives des fruits de talus

Hauteur de la digue (m)	Type de barrage	Fruits des talus	
		Amont (m1)	Aval (m2)
$H < 5m$	Homogène	2.5	2
	A zones	2	2
$5 \leq H \leq 10m$	Homogène granularité étendue	2	2
	Homogène à fort pourcentage d'argile	2.5	2.5
	A zones	2	2.5

$10 \leq H < 20m$	Homogène granulométrie étendue	2.5	2.5
	Homogène à fort pourcentage d'argile	3	2.5
	A zones	2	3

IV.5 Revêtement des talus de la digue :

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, et aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage. Donc, il y a lieu en général de prévoir une protection pour les talus.

- **Protection du talus aval :**

  L'objectif essentiel est la protection contre le ravinement provoqué par les eaux de ruissellement et l'érosion causé par les pluies. Le talus aval sera protégé par deux couches :

  - Transition T1 (ballast) (25-40) cm épi=20cm
  - Transition T2 (gravier-8/15) épi=20cm.

- **Protection du talus amont :**

L'emplacement du revêtement s'étend depuis la crête de la digue jusqu'à une profondeur au-dessous du niveau minimal d'exploitation, égale à la hauteur maximale de la vague mais pas moins de 2,0 m. Pour cela, on utilise communément un rip–rap d'enrochement sur la couche de filtre dont l'épaisseur peut être calculée par les méthodes suivantes :

1 Méthode de Tennessee Valley Authority (TVA) :

$e = C \times v^2$ ……..……...…(IV.2)

e : l'épaisseur de l'enrochement en m;

V : Vitesse des vagues déterminée par la formule de Gaillard en m/s; sachant que

$v = 3.04\ m/s$

C : Coefficient qui dépend du fruit du talus et du poids spécifique γ_p de l'enrochement utilisé matériau d'enrochement.

Tableau IV. 2 : Valeurs de coefficients sont données par le tableau suivant :

Fruit du talus	Valeur de C pour différents γ_p		
	$\gamma_p = 2.5$	$\gamma_p = 2.65$	$\gamma_p = 2.80$
12 :1	0.027	0.022	0.020
4 :1	0.027	0.024	0.022
3 :1	0.028	0.025	0.023
2 :1	0.031	0.028	0.026
1.5 :1	0.036	0.023	0.030

D'après ce tableau, On à un poids spécifique du Rip rap θ =2,65 KN/m ^{3}.et une pente égale a 1/3, on opte pour une digue homogène une valeur de $C = 0.025$, ce qui donne une épaisseur d'enrochement $e = 0.23m$.

50% des enrochements doivent avoir un poids unitaire "W" tel que

W ≥ 0,52. e^3.δ …..... (IV. 3)

W = 0.0168 tonne.

Le diamètre moyen d'une pierre réduite en sphère.

$$D_P = \sqrt[3]{\frac{W}{0{,}524.\delta}} = \sqrt[3]{\frac{0.0168}{0{,}524.2{,}65}} = 0.22cm$$

On opte pour un diamètre égal 0.2 à 0,25 cm

2 Méthode de l' US Army :

Les ingénieurs de l'US Army Corps of Engineers utilisent souvent le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues, qui sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV. 3 : Epaisseur de l'enrochement et D50 minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	$D_{50,min}$ (m)
0 – 0.3	0.30	0.20
0.3 – 0.6	0.40	0.25
0.6 – 1.2	0.45	0.30
1.2 – 1.8	0.55	0.40
1.8 – 2.4	0.70	0.45
2.4–3.0	0.80	0.55

Pour notre cas, 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.

D'après ces résultats obtenus, on opte pour le dimensionnement de la digue homogène et à zone une épaisseur de couche $e = 0.3m$ et un diamètre moyen $d_{moy} = 0.3m$, ce qui signifie qu'on a un enrochement d'une :

- Épaisseur de la couche enrochement (RIP-RAP) D50= (20-25) cm, ép=30cm
- Gravier (15/25) cm, ép=20cm.
- Sable ép=20cm
- Poids volumique des pierres s=2.65

IV.6 Digue à terre homogène :

IV.6.1 Fruits des talus :

D'après le tableau (IV.1), on obtient :

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

IV.6.2 Système de drainage :

L'objectif fondamental de ses constructions est de contrôler l'évacuation du flux de filtration et réduire le volume des matériaux saturés du barrage, en augmentant ainsi la stabilité de l'ouvrage. Dans ce type de barrage on propose un tapis drainant avec prisme de drainage.

IV.6.2.1 Dimensionnement du drain tapis :

Pour son dimensionnement on recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de e = 0.80m ; par rapport aux matériaux à employer et du remblai on peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre. La longueur est déterminée suit :

$L_c = 1/5 L_b$……..……..……...……(IV.4)

L_c : Longueur du tapis.

L_b : longueur de pied de barrage =75 m

A.N : $L_c = 16\ m$

IV.6.2.2 Dimensionnement du prisme de drainage :

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation.

- **Hauteur du prisme :**

$H_p = (0.15 \div 0.2) H_b$ ……..……(IV.5)

H_p : hauteur de prisme en m ;

H_b : hauteur de la retenue en m ;

A.N $H_p = 3\ m$

- **Fruit des talus :**

$m_1 = (1.5 \div 2.5)$

$m_2 = (1 \div 2)$

Donc, on prend :

$m_1 = 1.5$ et $m_2 = 2$

- **Largeur au sommet :**

La largeur du prisme dans sa partie supérieure doit être choisie afin d'assurer la circulation des engins pour les placer et compacter. Dans notre cas on prend une largeur de 1m.

❖ **Largeur de base du prisme :**

Elle est exprimée par la formule suivante :

$B_p = b_p + (m_1 + m_2)H_p$ ……(IV.6)

A.N : $B_p = 2.5 + 3.5 \times 3 = 13m$

IV.7 Digue zonée à noyau d'argile :

IV.7.1 Pentes des talus :

D'après le tableau (IV.1), on obtient :

- Parement amont $m_1 = 2$;
- Parement aval $m_2 = 3$;

IV.7.2 L'étanchéité du remblai :

Dans le cas d'un barrage à zones, l'étanchéité est assurée par un noyau d'argile très imperméable, qui peut être central ou incliné. Son épaisseur est de l'ordre 1/6 de la hauteur de l'ouvrage. Vers le sommet le noyau doit être monté au-dessus des plus hautes eaux. Il doit être protégé de la dessiccation à sa partie supérieure pour éviter toute fissure de retrait qui risquerait de se révéler catastrophique. Cette protection peut être assurée par une couche de sable ou de préférence, en traite le sommet du barrage en chemin avec une chaussée enrobée bitumineuse. Latéralement, nous disposons de part et d'autre un drain filtre, vers l'aval pour recueillir les eaux de protection, vers l'amont pour absorber les eaux de ressuyage après la vidange. Vers le bas, il faut assurer la continuité de l'étanchéité en raccordons celle-ci à la fondation imperméable ou au dispositif d'étanchéité des fondations.

IV.7.2.1 Dimensionnement du noyau :

❖ **La hauteur du noyau :**

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$H_n = H_b - 1$ ……(IV.7)

H_n : hauteur du noyau en m ;

H_b : hauteur du barrage en m ;

A.N : $H_n = 15.29 - 1 = 14.29\ m$

❖ **La largeur en crête du noyau :**

La largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante :

$L_{c,n} = \frac{H_b}{6}$ ……..……..……(IV.8)

A.N $L_{c,n} = 2.55\ m$

❖ **L'épaisseur du noyau :**

L'épaisseur du noyau dans la base de la digue est définie tout en sachant que les gradients du flux de filtration ne soient pas supérieurs à dix ni inférieurs à quatre. Le gradient hydraulique pour le noyau est déterminé comme suivant

$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm}$ ……..……..…(IV.9)

I : gradient hydraulique.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible entre 1.50 et 1.80.

ΔH : charge hydraulique dans le noyau. $\Delta H = H_1 - H_2$

b_{moy} : largeur moyenne du noyau

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval, $H_2 = 0m$.

H_1 : Hauteur d'eau à l'amont, $H_1 = 13\ m$

La largeur moyenne en base du moyeu :

$b_{moy} \geq \frac{\Delta H}{I_{adm}}$ ……..……..…(IV.10)

$b_{moy} \geq 7.22 \quad \Longrightarrow \quad b_{moy} = 7m$

La largeur en base du noyau :

$L_b = 2 \times b_{moy} - L_{c,n}$ ……..……(IV.11)

$L_b = 11.45\ m$

❖ **Les fruits des talus :**

$L_b = 2mH_n + L_{c,n} \quad \Longrightarrow \quad m = \frac{L_b - L_{c,n}}{2H_n}$ ……..……..……(IV.12)

m : talus du noyau.

L_{cn} : largeur en crête du noyau en m .

H_n : hauteur du noyau en m.

$m = 0.31$

- **La côte en crête du noyau :**

$NCôte_{noyau} = NCôte_{fond} + H_n$ ……..……(IV.13)

$NCôte_{noyau} = 733.29\ m$

IV.7.3 Dimensionnement du drain tapis :

- L'épaisseur minimale égale à e = 0.80 m.
- La longueur est déterminée selon USBR par la formule suivante :

$L_c = 3H$ ……..……..……(IV.14)

L_c : Longueur de la couche de filtre. (Tapis)

H : Charge hydraulique de la retenue en m. $H = 13m$

A.N : $L_c = 39\ m$

IV.7.4 Dimensionnement du prisme de drainage :

- **Hauteur du prisme :**

$H_p = (0.15 \div 0.2)H_b$ ……..……(IV.15)

H_p : hauteur de prisme en m ;

H_b : hauteur de la retenue en m ;

A.N $H_p = 3\ m$

- **Fruit des talus :**

$m_1 = (1 \div 2)$

$m_2 = (1.5 \div 2.5)$

Donc, on prend :

$m_1 = 1$ et $m_2 = 1.5$

- **Largeur au sommet :**

La largeur au sommet égale à 1m

❖ **Largeur de base du prisme :**

Elle est exprimée par la formule suivante :

$B_p = b_p + (m_1 + m_2)H_p$ ……..……..……..……(IV.16)

A.N : $B_p = 2.5 + 3.5 \times 3 = 13m$

IV.8 Digue en enrochement à masque en béton :

Ce type de barrage, l'étanchéité est assurée par un masque amont en béton bitumineux.

IV.8.1 Pentes des talus

D'après le tableau (IV.1), on obtient :

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

IV.8.2 Epaisseur du masque en béton :

$e = 0.3 + 0.002H_b$ ……..…..……(IV.17)

A.N : $e = 0.33\ m$

IV.9 Etanchéité de la fondation :

A la différence de la structure du remblai, celle de la fondation, d'une part, imposée par la nature au concepteur, et d'autre part, n'est connue de lui que de façon partielle par l'intermédiaire des sondages de reconnaissance. Dans notre cas le dispositif pour l'étanchéité de la fondation se fait par la clé d'étanchéité.

IV.9.1 Clé d'étanchéité :

Il s'agit du dispositif d'étanchéité couramment employé dans les petits barrages, du fait de son faible prix de revient : ce sera le plus souvent une tranchée remblayée d'argile compactée qui devra dans tous les cas de fondation, recouper l'ensemble des couches perméables de surface. De ce point de vue, la tranchée d'étanchéité est le meilleur moyen de reconnaissance complète de la fondation. La tranchée viendra s'ancrer dans le premier horizon imperméable continu suffisamment épais.

Sa hauteur à partir du terrain naturel est de 3.3 m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette)

égale à 0.50 m. Sa largeur de base égale à 6 m. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m = 1.0$.

IV.10 Calcul du volume des différents matériaux avec l'estimation du coût de variante :

Le tableau suivant donne le coût des différentes variantes étudiées :

Tableau IV. 4 : Coûts des différentes variantes étudiées

Variante	Matériaux	Quantité (m^3)	Prix unitaire (DA/m^3)	Coût (DA)	Coût total (DA)
Homogène	Recharge (Argile)	44345.839	900	39911255	43 891 631
	Enrochement (Rip-rap)	2287.43	1200	2744916	
	Sables	617.73	1000	617730	
	Graviers	617.73	1000	617730	
Zoné	Noyau	5944.94	900	5350446	49 571 599
	Recharge (alluvions)	36400.899	1100	40040989	
	Encochement (Rip-rap)	2103.92	1200	2524704	
	Filtres et drains	1535.46	1000	1655460	
Avec masque en béton	Recharge (Enrochement)	41206.36	1200	4704635	89 948 232
	Béton	1157.16	35000	40500600	

- **Comparaison des trois variantes :**

D'après les résultats obtenus dans le tableau (IV.17), nous nous orientons vers la première variante car c'est la plus économique. Or, le choix de la variante prend aussi en considération la disponibilité des matériaux dans le site. Dans notre cas, l'estimation quantitative des argiles est suffisante pour une digue homogène. Donc, en se basant sur l'analyse économique et d'investigation de la zone d'emprunt, on opte pour une digue en terre homogène.

Conclusion :

D'après l'estimation du coût des différentes variantes, il est remarqué que la variante de la digue homogène est la plus appropriée par rapport aux deux autres variantes.

Le choix de la variante à retenir est le résultat d'une comparaison entre les différentes variantes, du point de vue technique les deux autres variantes sont faisables, mais du point de vue économique, la digue homogène est la plus faisable.

Aussi, selon l'étude géologique et géotechnique la digue homogène se présente comme choix très adapté aux conditions de la géologie. Ajoutons à cela la disponibilité des matériaux fins, car le risque d'insuffisance des matériaux est à écarter vu les quantités disponibles sur place. Pour ces raisons nous avons opté pour la variante de la digue homogène.

Chapitre V
Conception détaillée de la digue

Introduction :

Une fois le choix de la variante de la digue est déterminé ; et on a opté pour une digue homogène comme variante adéquate du point de vue technico-économique. Une conception détaillée de la digue s'impose, afin d'élaborer toutes les caractéristiques essentielles de cette digue, ainsi que l'étude des infiltrations et de stabilité pour confirmer le choix de la variante.

V.1 Détail constructif de la digue :

Le tableau suivant résume le profil général de la digue.

Tableau V. 1 : Profil général de la digue

Désignation	Valeur	
Revanche	0.93 m	
Hauteur de la digue	15.29 m	
Longueur en crête	201.59 m	
Largeur en crête	5 m	
Classification de l'ouvrage	IV	
Pente des talus	Talus amont	3
	Talus aval	2.5

IV.2 Protection du remblai :

Les travaux de protection du remblai justifient essentiellement pour prévenir les effets des dégradations résultant de l'action mécanique des eaux extérieures :

- Eaux de la retenue pour ce qui concerne le choix de la revanche ou la protection anti-batillage du talus amont.
- Eaux de ruissellement pour la protection du talus aval contre le ravinement.

IV.2.1 Revanche :

Un barrage en remblai ne supporte pas la surverse, ni le déferlement de vagues par-delà la crête. La crête et le talus aval seraient alors assez rapidement érodés, le phénomène pouvant aller jusqu'à l'ouverture d'une brèche.

Le risque de surverse est circonscrit par un dimensionnement adéquat de l'évacuateur de crues de façon à ce que le niveau des plus hautes eaux reste largement en de là de celui de la crête du remblai. Le risque de déferlement de vagues doit être prévenu par l'adoption d'une revanche suffisante entre PHE et la cote de la crête.

Dons notre cas la revanche est égale à : $R = 1.05m$

IV.2.2 Revêtement des talus :

La protection des talus dans les barrages en terre est utilisée pour éviter l'érosion par l'action des vagues d'une part et par les pluies d'une autre part. Alors, les facteurs qui influencent sur le choix et sur la conception du type de revêtement sont :

1. Hauteur de la montée subite.
2. Fluctuations du niveau du barrage.
3. Matériaux des barrages.
4. Conditions climatiques.
5. Importance de l'ouvrage.

Pour le cas des retenues, les revêtements les plus utilisés sont :

- Enrochement sur les couches de filtre.
- Couche de terre végétale.

Le type de revêtement doit être défini à partir d'une évaluation technico-économique, en tenant compte de l'utilisation maximale des engins et des matériaux locaux existants, du caractère du sol, du corps de la digue, de l'agressivité de l'eau et de la durabilité du revêtement selon les conditions d'exploitation.

L'épaisseur de l'enrochement doit être approuvée en tenant compte des possibilités de l'érosion de la surface du talus hors de l'enrochement sous l'influence des mouvements des vagues, le déplacement des grands blocs rocheux, un certain compactage du matériel du revêtement, ainsi que l'expérience dans l'exploitation de revêtement semblables.

Les résultats des revêtements des talus sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 2 : Détail de revêtement des talus

Talus amont	Enrochement	$e = 30\ cm$
Talus aval	02 couche transition	$e = 20\ cm$

IV.3 Protection de la crête :

Pour assurer une bonne stabilité de la crête, on doit réaliser un bon revêtement, il est constitué de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des engins en utilisant :

- Une couche de TVC de 20 cm ;

- Une couche de béton bituminu de 20 cm.

Il convient de profiler soigneusement la crête afin d'empêcher toutes stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un profil en toit avec des pentes régulières de 4% vers l'amont et l'aval.

IV.4 Bermes :

Les bermes sont généralement réalisées lorsque la hauteur des barrages dépasse les 10m, dont leurs rôles sont d'augmenter la stabilité des talus, les protéger contre les affouillements et avoir des fruits de talus optimaux. En outre, elles permettent de faciliter les travaux au cours de construction et d'assurer la circulation et le passage des engins. Elles ont une largeur de 2m à 4m avec des pentes de l'ordre de (‰) au talus aval pour favoriser l'évacuation des eaux pluviales à l'aide des rigoles latérales.

IV.5 Drains et filtres :

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

A cet effet on doit prévoir à l'intérieur du massif du barrage et éventuellement dans les fondations de celui-ci un dispositif drainant qui interceptera les eaux d'infiltration. Ce dispositif est en général composé de drain et de filtre.

IV.5.1 Les drains :

Le système de drainage à deux parties fondamentales : de réception et d'évacuation.

Les conditions de drainage :

- Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté.
- Ne pas permettre l'effet de renard ; c'est pourquoi, on doit avoir une ou plusieurs couches filtrantes.
- On doit contrôler son fonctionnement.

Pour notre cas, on a proposé un tapis drainant avec prisme de drainage.

Le tapis de drainage est le plus approprié à notre digue, car d'une part, il sert à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif, et d'autre part, il intercepte les infiltrations à travers la fondation lorsqu'elle n'est pas complètement imperméable.

Pour le prisme de drainage, il est utilisé lorsque le niveau d'eau en aval est supérieur à l'épaisseur du tapis drainant, et dans cas, on le propose comme solution de drainage pour les barrages homogènes entre 10m et 15 m de hauteur.

Les dimensions de ce type de drainage sont données dans le tableau suivant.

Tableau V. 3 : Dimensions du tapis drainant et du prisme de drainage

Tapis drainant	Longueur		39 m
	Épaisseur		0.8 m
Prisme de drainage	Hauteur		3 m
	Largeur en base du prisme		1 m
	Largeur en crête		5 m
	Fruit de talus	m_1	1.5
		m_2	2

IV.5.2 Les filtres :

La nécessité de placer des filtres entre des sols de granulométrie très différente est recommandée dans l'ingénierie. Les particules plus fines que le sol peuvent être entraînées par les forces de filtration et produire le phénomène de renard. Pour éviter ce phénomène, on protège le sol soumis au flux, dans ce cas, c'est la digue, avec des sols qui possèdent une granulométrie plus grossière pour éviter l'entraînement par les forces de filtration.

La présence d'une charge hydraulique à l'amont du remblai engendre une infiltration d'eau dans le barrage et ses fondations. Malgré l'attention accordée au dispositif d'étanchéité prévu, ces infiltrations peuvent être nuisibles à la stabilité tant hydraulique que mécanique de l'ouvrage. Donc on doit utiliser un filtre pour bloquer la migration des particules fines éventuellement entrainées par la circulation de l'eau dans un massif.

Les gradients de filtration augmentent au voisinage du drainage et provoquent souvent la déformation du sol de fondation et du drainage. Pour y remédier nous prévoyons un dispositif de drainage souvent associé à des filtres.

La conception des filtres, doit obéir aux conditions suivantes :

- Ils doivent posséder une perméabilité plus élevée que le matériau à protéger, afin de servir de drain.
- Ils doivent être suffisamment fines pour éviter le phénomène de renard ;
- Le filtre ne doit pas être ni colmaté ni dégradé par entraînement de ses éléments ;
- Le matériau ne doit pas subir de modifications ou de dégradation dans le temps ;
- Pour éviter la dégradation du filtre, on accepte les particules de 5 cm comme taille maximale.

V.5.2 Calcul des filtres :

Les filtres sont de minces couches successives de matériaux perméables dont la grosseur des éléments augmente dans la direction de l'écoulement. Si un filtre est constitué par plusieurs couches, chacune doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente.

❖ **Règles des filtres :**

1- Vérification de la nécessité de construire un filtre inversé selon la condition de Terzagui :

$\frac{D_{15}^{dr}}{d_{85}} < 4$

D_{15}^{dr}: Diamètre du sol de drain correspondant à 15%, (diamètre du tamis lissant passer 15 % du poids des grains du sol).

d_{85} : Diamètre du sol protégé correspondant à 85 %, (diamètre du tamis lissant passer 50 % du poids des grains du sol).

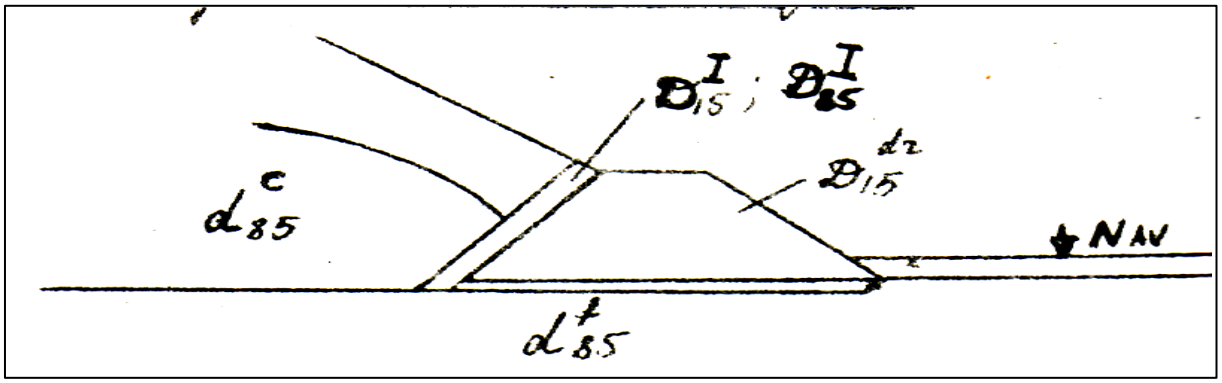


Figure V. 1 : Principe de calcul d'une transition dans un Prisme de drainage (Mihoubi,2014)

D_{15} = 0,53 mm

d_{85} = 0,088 mm

On trouve une valeur de 4.85 > 4 donc il est nécessaire de prévoir un filtre.

3- Vérification de la condition d'absence de déformation d'infiltration :

La condition d'absence de déformation d'infiltration est donnée par :

$$\frac{D_{15}^{I}}{d_{85}} < 4$$

D_{15}^{I} : Diamètre de filtre correspondant à 15 %.

d_{85}: Diamètre du sol à protéger correspondant à 85 %.

- **Détermination de la courbe granulométrique des filtres :**

Selon les critères suivants :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

D_{15}, D_{50} : Diamètre de filtre.

d_{15} , d_{50} : Diamètre du sol à protéger.

- **Granulométrie du sol à protégé :**

$d_{10} = 0.53$ µ ;

$d_{15} = 0.94$ µ;

$d_{50} = 6.20$ µ;

$d_{60} = 0{,}018$ mm ;

$d_{85} = 0{,}088$ mm ;

- **La première couche du filtre : (1ère couche de transition)**

La courbe granulométrique moyenne donne les dimensions suivantes :

$D_{15} = 0.42\ mm$;

$D_{85} = 40\ mm$.

- **Condition** : L'absence de déformation d'infiltration

$$\frac{D_{15}}{D_{85}} = \frac{0.42}{1.28} = 0.328 < 4$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de déformation d'infiltration.

- **La deuxième couche de filtre :**

La courbe granulométrique moyenne donne les dimensions suivantes :

$D_{15} =$ 0,02 $mm.$

$D_{85} =$ 1.28 $mm.$

- **Condition** : L'absence de déformation d'infiltration

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.02}{0.088} = 0.0227 < 4$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de déformation d'infiltration.

En conclusion on prévoit deux couches de filtre :

- Une couche de sable d'épaisseur de 20 cm.

- Une couche de cailloux d'épaisseur de 20 cm.

- L'enrochement d'épaisseur de 30 cm.

IV.6 La clé d'étanchéité :

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui de la digue. Elle est définie par les paramètres suivants :

- Une hauteur égale à 3 m. Cette hauteur diminue en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage égale à 0.5 m.
- Une largeur égale à 6 m.
- Pente des talus : $m = 1$.

IV.7 Etude des infiltrations :

Dans un barrage en terre formé de matériaux plus ou moins perméables, l'eau de la retenue a tendance à s'infiltrer dans le corps du barrage et dans les terrains d'assise, pour venir resurgir à l'aval. Ces infiltrations entraînent généralement deux principales conséquences, d'une part elles

réduisent le volume emmagasiné, d'autre part elles peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage tel que :

- Les fuites diffuses :

Lorsque le remblai s'avère trop perméable le débit de fuites devient trop élevé, le volume d'eau utilisable devient inférieur aux prévisions et ne permet plus de satisfaire la totalité des besoins.

- La surélévation de la ligne de saturation :

Quand le remblai affiche un comportement hydraulique interne avec une ligne de saturation plus élevée que prévu, les conditions de stabilité du talus aval seront altérées (cas de glissement), et elle fait apparaitre le phénomène de renard.

L'étude des infiltrations doit permettre de déterminer les éléments suivants :

- La ligne de saturation.
- La pression de l'eau interstitielle.
- Le débit de fuite.

IV.7.1 Tracé de la ligne de saturation :

La ligne phréatique à travers le corps de la digue correspondant à la pression hydrostatique nulle au sein du massif. Cette ligne est parfois appelée improprement ligne de saturation située au-dessus de la ligne phréatique à une distance correspondante à l'élévation capillaire de l'eau de saturation.

Le tracé de la ligne phréatique est nécessaire pour la détermination des débits de fuite à travers le corps de la digue afin d'apprécier les risques d'émergence de l'eau particulièrement très dangereux le long du talus aval (figure V.2)

KOZENY (1931) a montré que la ligne de saturation est de forme parabolique, de foyer A et d'axe Ax, d'équation :

$(x + y_0)^2 = x^2 + y^2$ ……..…….…….....(V.2)

Pour : $y = h$ et $x = d$

d : Distance du foyer A au point B ;

b : Largeur de base du massif ;

y_o : différence entre la distance AB_2 et sa projection horizontale s.

s : Projection horizontale de la portion amont du massif en contact avec l'eau de la retenue.

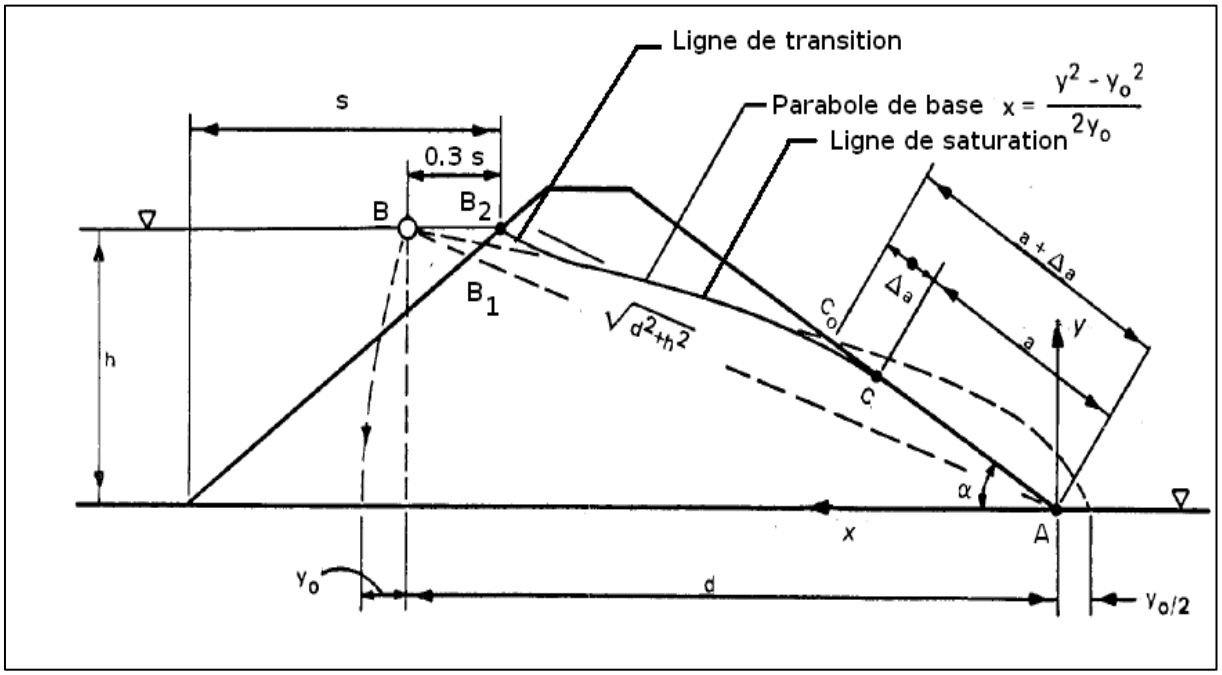


Figure V. 2 : Schéma de calcul de la ligne de saturation (Mihoubi, 2014)

Dans notre cas, la digue est munie d'un drain aval qui rabat la ligne phréatique à l'intérieur du barrage. Dans ce cas la parabole de KOZENY a pour foyer l'extrémité amont du drain auquel se raccorde la ligne de saturation (figure V.3).

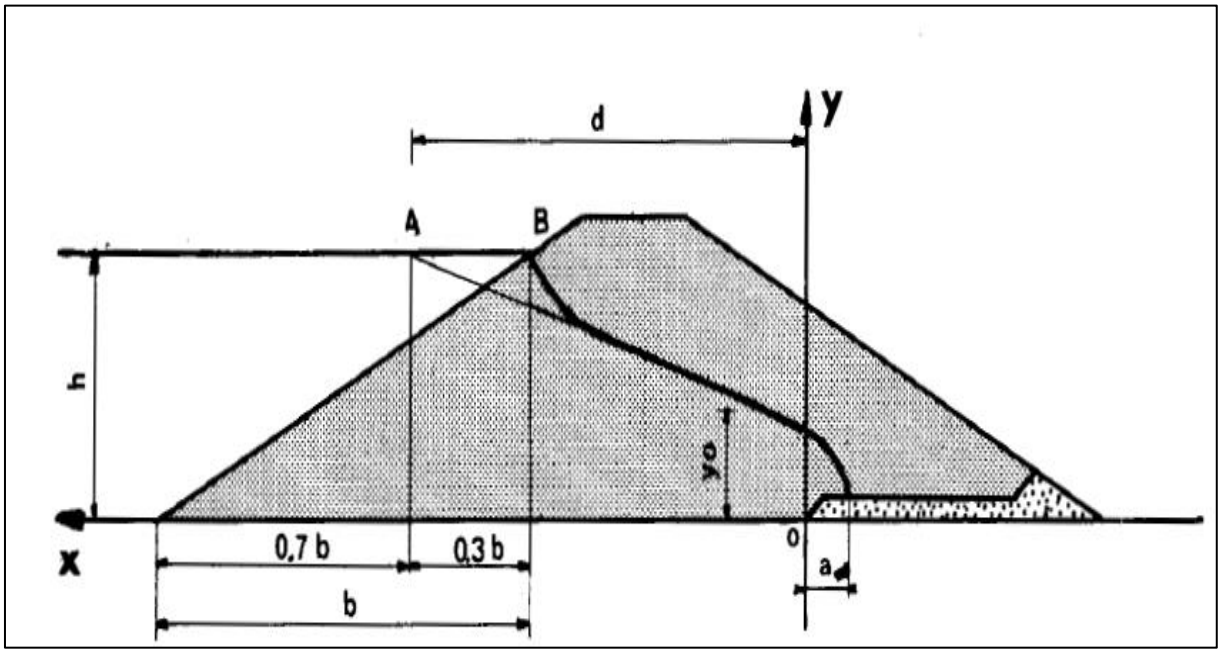


Figure V. 3 : Schéma de calcul de la ligne de saturation : cas d'un drain horizontal (Technique des barrages en aménagement rural)

Selon l'équation (V.2) :

$y = \sqrt{2xy_0 + y_0^2}$ ……..…….....(V.3)

Pour déterminer y_0 on a :

$(x + y_0)^2 = x^2 + y^2 \iff x + y_0 = \sqrt{x^2 + y^2}$

D'où : $y_0 = \sqrt{x^2 + y^2} - x$ ……..…….....(V.4)

Aux conditions limites : $x = d$ et $y = h$

L'équation (V.4) devient :

$y_0 = \sqrt{d^2 + h^2} - d$ ……..…….....(V.5)

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante au niveau normal de la retenue (NNR).

$h = 13m$

$b = 35m_1$

$d = 29.6\ m$

$y_0 = 2.73\ m$

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante.

$y^2 = 2y_0\ x + {y_0}^2$……..…….…….....(V.6)

$y^2 = 5.46\ x + 7.45$ ……..…….…….....(V.7)

D'après KOZENY, la parabole coupe le plan d'eau en un point A. Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de KOZENY on raccorde celle-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole.

En aval on fait aboutir la ligne de saturation en un point D sensiblement situé à une distance de « a » :

$a = \frac{h_0}{2} = 1.37\ m$

A partir de l'équation (V.7), on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau suivant :

Tableau V. 4 : Coordonnées de la parabole de KOZENY

X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
-0.50	2.17	8	7.15
-0.26	2.46	10	7.88
-0.13	2.60	12	8.54
-0.06	2.67	14	9.16
-0.03	2.70	16	9.74
0	2.73	18	10.28
2	4.29	20	10.80
4	5.41	22	11.29
6	6.34	22.23	11.35

IV.7.2 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue :

Le débit de fuite à travers la digue est déterminé par la loi de Darcy :

$q = K.I.A$ ……..…….....(V.8)

q: débit spécifique d'infiltration en $m^3/s/ml$.

K : coefficient de perméabilité en m/s. ($K = 9.91 * 10^{-7} m/s$)

I : gradient hydraulique, il est donné par : $I = \frac{dy}{dx}$

A : section d'infiltration par unité de longueur, donnée par : $A = y.1$

Donc : $q = K.y.\frac{dy}{dx}$ ……...……...……....(V.9)

Avec : $y\frac{dy}{dx} = y_0$

D'où : $q = K.y_0$ ……..…….…..**.....**(V.10)

Le débit de fuite à travers la digue sera :

$Q = q.L$ ……..……..…..**....**(V.11)

- **Longueur du tapis filtrant :**

L_{tf} = 1/5 x L_b = 16m……..……..…..**....**(V.12)

L_b= longueur au pied du barrage=75m.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 5 : Débit de fuite à travers la digue

K (m/s)	Y_0 (m)	q (m^3/s/ml)	Q (m^3/s)
$9.91*10^{-7}$	2.73	2.71×10^{-6}	2.03×10^{-4}

IV.7.3 Calcul du débit de fuite à travers la fondation :

Le débit d'infiltration à travers la fondation est donné par la loi de Darcy :

$q_n = K.I.A$ ……..…..…….... (V.13)

K : Coefficient de perméabilité en m/s, ($K = 3.5 \times 10^{-7}\ m/s$)

I : Gradient hydraulique, donné par : $I = \frac{H}{L_b}$

H : Charge d'eau dans retenue en m ; $H = 13\ m$

L_b : L'emprise de barrage en m ;

A : Section d'infiltration par unité de longueur, elle est donnée par : $A = T.1$;

T : Profondeur du sol de fondation perméable ; $T = 3.3\ m$

D'où :

$q = K.\frac{H}{L_b}.T$ ……..…..……..….... (V.12)

$$q = 3.5 \times 10^{-7} \times \frac{13}{102.46} \times 3.3 = 1.47 \times 10^{-7}\ m^3/s\ /ml$$

Le débit de fuite à travers la fondation sera :

$Q = q.L$ ……..…..…….... (V.13)

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant.

Tableau V. 6 : Débit de fuite de la fondation

K (m/s)	T (m)	q($m^3/s/ml$)	Q (m^3/s)
2.03×10^{-4}	3.3	1.47×10^{-7}	1.5×10^{-5}

IV.7.4 Calcul du débit total de fuite à travers la retenue (digue + fondation) :

Le débit total d'infiltration (en m^3/s) à travers la retenue est donné dans le tableau suivant :

Tableau V. 7 : Débit de fuite total

Digue	Fondation	Retenue
2.45×10^{-5}	1.5×10^{-5}	2.18×10^{-4}

Le débit total d'infiltration en une année à travers la retenue est :

$Q_{an} = 4714.63\ m^3/an$

IV.8 Etude de stabilité :

La stabilité d'un talus est définie par la valeur du coefficient de sécurité. Cette valeur exprime la magnitude dans laquelle on peut réduire la résistance au cisaillement du sol pour que le glissement se produise le long de la surface la plus défavorable. Le résultat final du coefficient de sécurité dépend de :

- Les paramètres mécaniques du sol, obtenus pour l'investigation géotechniques, représentant les états de charge nécessaires à étudier tout en concevant le talus.
- La méthode de calcul de stabilité utilisée dans l'examen du facteur de sécurité.
- L'approximation avec laquelle on définisse les valeurs des pressions interstitielles (pressions des pores) et leur mode d'utilisation dans la méthode d'analyse de la stabilité choisie.

Le calcul de stabilité du talus est effectué dans le but de déterminer le coefficient de sécurité minimal qui garantit le bon fonctionnement de l'ouvrage et qui reste le plus économique.

IV.8.1 Hypothèses de calcul de stabilité de la digue :

L'étude de la stabilité des talus sur la fondation ne comprend pas de méthode globale permettant de calculer la stabilité d'un tel système sans faire des hypothèses. Pour arriver à un résultat, on est obligé de se donner la forme de la surface de rupture au contact de laquelle il peut y avoir glissement. On prend en général, une surface cylindrique circulaire à axe horizontal, qui apparait comme un cercle appelé cercle de glissement dans une coupe verticale de la digue. Cette hypothèse est bien conforme à ce qu'on a pu observer sur les glissements de talus.

A partir de cette hypothèse, on découpe le terrain en tranches verticales de faible épaisseur juxtaposées et on étudie l'équilibre de l'ensemble ; à la limite du glissement le long du cercle ; on sait que le barrage et sa fondation quand elle est alluvionnaire, sont formés de terres dont la résistance au cisaillement τ est fonction de la contrainte normale N, de la pression interstitielle

U et des deux caractéristiques : cohésion C et angle de frottement interne φ , selon la relation suivante :

$\tau = C + (N - U)tg\ \varphi$ …….……..…….. (V.14)

Il existe plusieurs méthodes de calcul suivant la nature des hypothèses faites sur les interactions entre tranches et sur la pression interstitielle. La méthode la plus couramment utilisée est celle de FELLENIUS.

IV.8.2 Etude de l'équilibre des talus par la méthode de FELLENIUS :

Par définition, le coefficient F de sécurité au glissement est le rapport entre le moment cumulé des forces résistantes et celui des forces motrices. Le cercle qui conduit au coefficient minimal est le cercle critique. Il conduit au coefficient de sécurité du talus (figure V. 4).

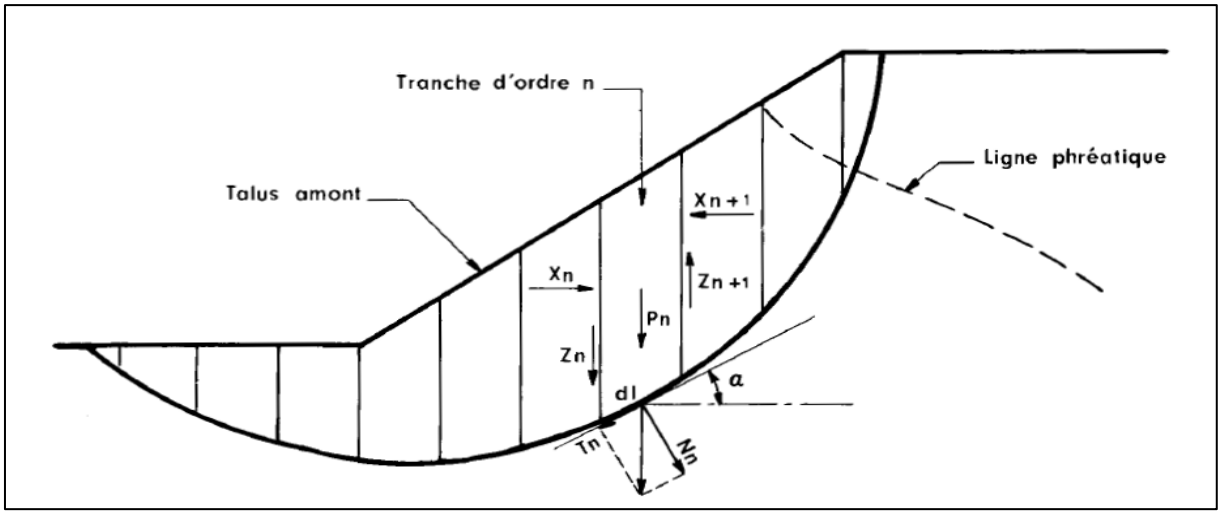


Figure V. 4 : Définition du cercle de glissement par la méthode des tranches

Selon la méthode de FELLENIUS, il faut effectuer le bilan des forces pour une tranche (i) du cercle de glissement le plus critique, qui comprend les sollicitations suivantes :

- Poids de la tranche W_i : qui comprend le sol et l'eau en présence de la ligne phréatique.
- Les forces de réaction du sol de composante tangentielle T_i et normale N_i.
- Les pressions interstitielles.
- Les forces d'interaction sont négligeables, ce qui revient à dire que :

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

$Z_{n+1} - Z_n = 0$

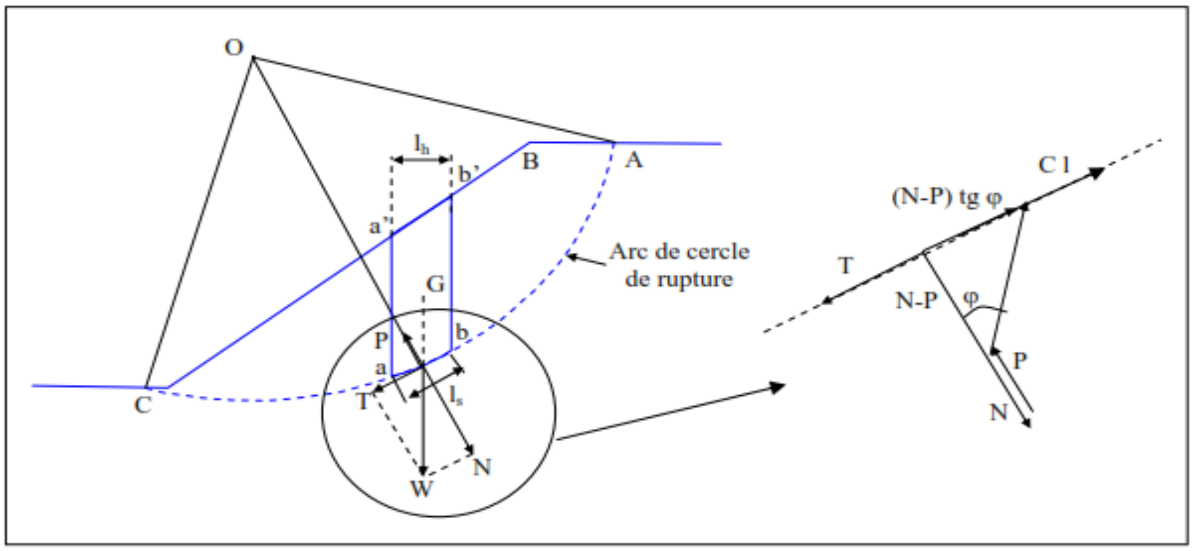


Figure V. 5 : Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de FELLENIUS

Pour localiser le cercle critique, FONDEEV recommande de suivre quelques étapes pour disposer le centre de glissement dans une zone bien déterminée.

IV.8.3 Détermination de la zone du cercle critique selon le principe de FONDEEV :

La méthodologie du tracé et de détermination du centre du cercle critique est effectuée comme suit :

- Tracer le profil en travers suivant une échelle.
- Déterminer le talus moyen.
- Tracer deux lignes au milieu du talus moyen, l'une verticale et l'autre faisant un angle de 85° avec le talus moyen.
- Tracer les arcs de deux cercles de rayons, R_{min} et R_{max} donnés par :

  $R_1 = K_1 H_b$

  $R_2 = K_2 H_b$

  Avec :

  H_b : Hauteur totale du barrage, $H_b = 15.29\,m$.

  K_1, K_2 : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau suivant

Tableau V. 8 : Détermination des rayons max et min en fonction de la pente du talus

Fruit de talus	1	2	3	4	5	6
$k_1 = R_1/H_b$	0.75	0.75	1.0	1.5	2.2	3
$k_2 = R_2/H_b$	1.5	1.75	2.3	3.75	4.8	5.5

Pour notre retenue, les valeurs sont données dans le tableau suivant.

Tableau V. 9 : Valeurs des R_1 et R_2

Talus	**Pente du talus**	**K_1**	**K_2**	**R_1 (m)**	**R_2 (m)**
Amont	3	1	2.3	15.29	35.17
Aval	2.5	0.875	2.025	13.38	30.96

L'intersection de R1 et R2 avec les deux lignes précédentes nous donne la zone des cercles (centres des cercles).

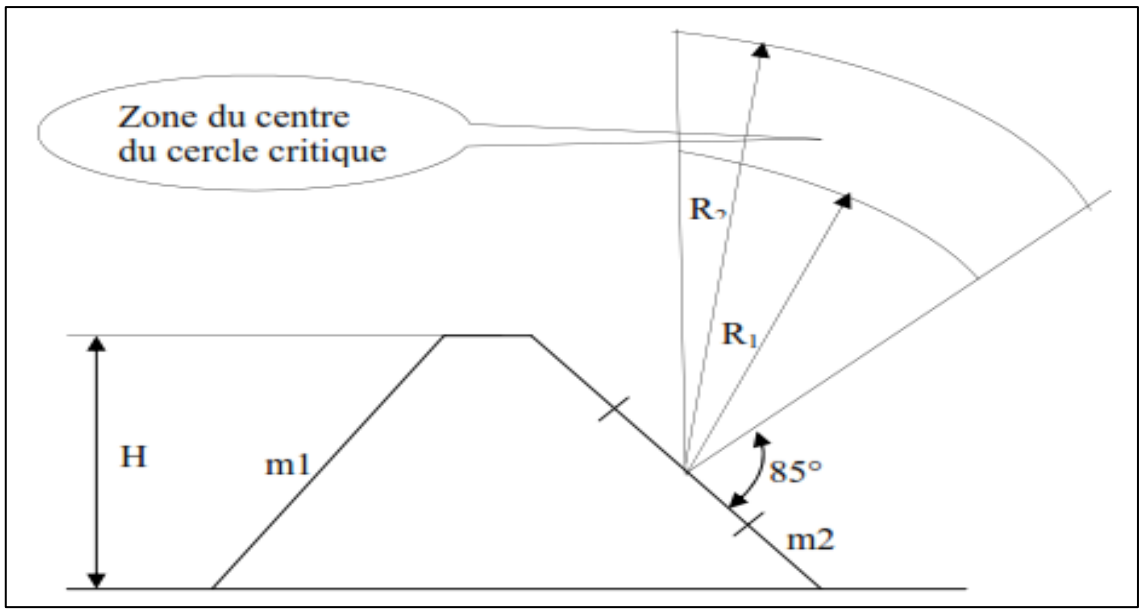


Figure V. 6 : Zone du centre du cercle critique selon principe de FONDEEV

- Tracer une courbe de rayon R qui doit être dans la limite du talus.
- Partager la zone limitée par la courbe (cercle de glissement) en parties verticales d'épaisseurs $b = 0.1R$.

- Numéroter toutes les parties qui se trouvent à droite du centre "O", et des chiffres négatifs à gauche du centre "O".

IV.8.4 Les forces agissant sur une tranche :

1- Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche, elle est donnée par la formule suivante :

$G_i = b\sum(\gamma_i h_i)$…….. (V.15)

G_i : Poids propre de la tranche.

b : Largeur d'une tranche (b=0.1R).

h_i : Hauteurs des tranches .

γ_i: Densité du massif correspondant (en dessous, au-dessus de la ligne de saturation c'est-à-dire densité à l'état saturé et densité sèche respectivement).

Le poids volumique du sol d'humidité naturelle est déterminé selon l'expression suivante :

$\gamma_s = (1-n)\gamma_{sp}(1+\omega)$ …….. (V.16)

γ_{sp}: Poids volumique spécifique du sol.

ω: Teneur en eau en fraction de l'unité.

n : Porosité du sol en fraction de l'unité.

Le poids volumique du sol saturé est égal :

$\gamma_{ss} = (1-n)(\gamma_{sp} - \gamma_w)$ …….. (V.17)

γ_w: Poids volumique de l'eau.

Dans le cas d'une vidange rapide, nous utilisons le poids d'une tranche à poids volumique déjaugé qui est donné par la formule ci-après :

$\gamma' = \gamma_{ss} - \gamma_w$ …….. (V.18)

Avec : $\gamma_w = 1\ g/cm^3$

Le poids « Gi » étant une force qui présente deux composantes :

$N_n = G_i \cos\alpha = b\gamma_s \sum h_i \cos\alpha$ …….. (V.19)

$T_n = G_i \sin\alpha = b\gamma_s \sum h_i \sin\alpha$ ……..…..……..….... (V.20)

N_n : Composante normale stabilisatrice.

T_n : Composante tangentielle déstabilisatrice au cercle de glissement.

$$\sin\alpha = \frac{Numéro\ d'ordre de\ la\ section}{Nombre\ total\ des\ tranches}$$

$$\cos\alpha = \sqrt{1 - \sin^2\alpha}$$

2- Force de pression interstitielle :

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

$U_i = \gamma_w . h . dl$ ……..…..……..... (V.21)

dl : Longueur de l'arc délimitant la base de la tranche, elle est donnée par :

$dl = \frac{b}{\cos\alpha} = \frac{2\pi.R.\theta}{360}$ ……...……...……... (V.22)

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

3- Force de cohésion :

$F_c = C . dl$ ……..…..……..….... (V.23)

C : Cohésion du sol considéré

4- Force de frottement :

La contrainte est donnée par :

$\tau = (\sigma_N - U) tg\varphi$ ……..…..…….. (V.24)

En multipliant la contrainte par la surface, on obtient la force de frottement donnée par :

$F_f = (\sigma_N . dl - U . dl) tg\varphi = (N_n - U_i dl) tg\varphi$ ……..... (V.25)

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.

5- Force de séismique :

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

$T = \frac{1}{R} G_i . d_{ni} . a$ ……..…..…….……... (V.26)

G_i : poids de la tranche.

a : Coefficient de séisme.

d_{ni}: Distance entre centre de gravité de la tranche et le centre de glissement du cercle de glissement.

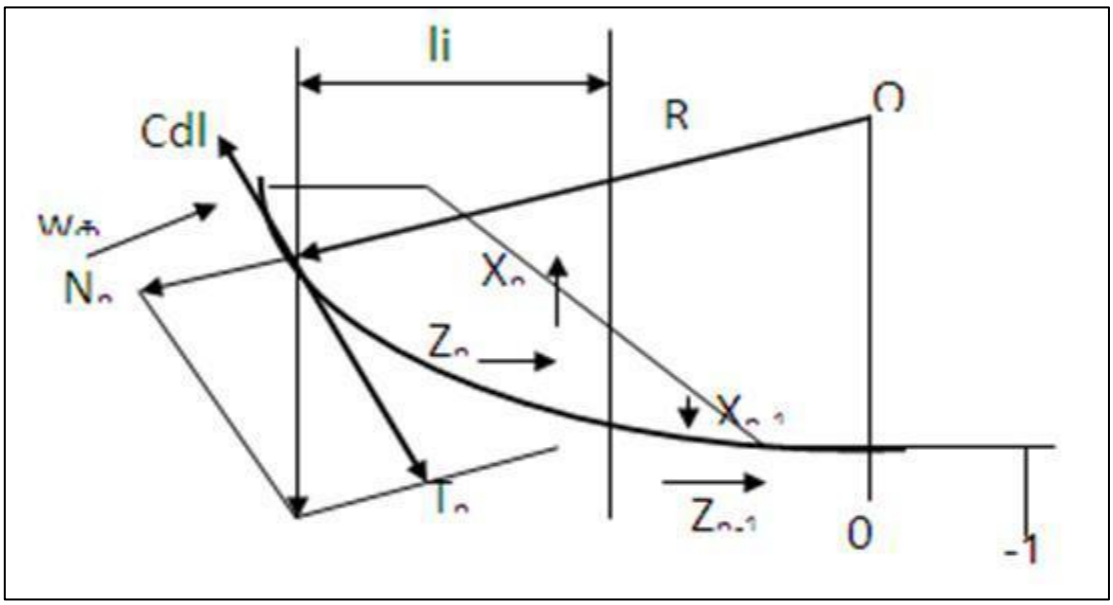


Figure V. 7 : Schéma de calcul statique

IV.8.5 Classement des forces :

Nous pouvons classer toutes ces forces comme suit :

1- les forces stabilisatrices :

Les forces stabilisatrices sont les forces de frottement et les forces de cohésion ainsi que la composante normale du poids propre de la tranche et la force interstitielle. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum M^t_{résistant} = R \sum_{i=1}^{n} [C_i . dl_i + (G_i \cos\alpha - U_i . dl_i) tg\varphi_i] \quad \text{..... (V.27)}$$

2- Les forces déstabilisatrices :

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle (T_n) (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum M^t_{moteur} = R \sum_{i=1}^{n} G_i \sin\alpha \quad \text{.....(V.28)}$$

IV.8.6 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

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. La valeur de sécurité contre le glissement du terrain doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » définit dans ce tableau.

Tableau V. 10 : Coefficient de stabilité admissible des talus

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1.20 :1.30	1.15 :1.20	1.10 :1.15	1.05 :1.10
Spéciales (avec séisme)	1.05 :1.10		1.05	

Le coefficient de sécurité « K_s » sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue :

1- Fin de construction.

2- Opération ou exploitation (barrage plein).

3- Vidange rapide.

1- Retenue vide (fin de construction) :

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

Le calcul se fait pour le talus amont et le talus aval.

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos\alpha tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin\alpha} \geq K_{adm} \quad \text{..... (V.29)}$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R}\sum(G_i.a.d_{ni})} = \frac{\sum G_i \cos\alpha tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum(G_i \sin\alpha) + \frac{1}{R}\sum(G_i.a.d_{ni})} \geq K_{adm} \quad \text{..... (V.30)}$$

K_{ss} : Coefficient de sécurité sans séisme.

K_{as} : Coefficient de sécurité avec séisme.

2- Retenue pleine (cas d'exploitation) :

Le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

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

$$K_{ss} = \frac{\sum(N_n - U_i l_i) tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum(G_i \cos\alpha - U_i L_i) tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin\alpha} \geq K_{adm} \quad \text{..... (V.31)}$$

$$K_{as} = \frac{\sum(N_n - U_i l_i) tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R}\sum(G_i.a.d_{ni})} = \frac{\sum(G_i \cos\alpha - U_i L_i) tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum(G_i \sin\alpha) + \frac{1}{R}\sum(G_i.a.d_{ni})} \geq K_{adm} \quad \text{..... (V.32)}$$

3- Vidange rapide :

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

Pour ce type de fonctionnement nous effectuerons les calculs seulement pour le talus amont.

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos\alpha tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin\alpha} \geq K_{adm} \quad \text{..... (V.33)}$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R}\sum(G_i.a.d_{ni})} = \frac{\sum G_i \cos\alpha tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum(G_i \sin\alpha) + \frac{1}{R}\sum(G_i.a.d_{ni})} \geq K_{adm} \quad \text{..... (V.34)}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans l'annexe C. Le tableau suivant montre les valeurs des coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Tableau V. 11 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		K_{ss}	K_{as}
Fin de construction	Talus amont		
	$R_1 = 31\ m$	2.83	2.53
	$R_2 = 34.6\ m$	2.13	1.68
	$R_3 = 26.4m$	2.22	1.98
	Talus aval		
	$R_1 = 27.5\ m$	1.98	1.8
	$R_2 = 34.6\ m$	2.63	2.31
	$R_3 = 29.9m$	2.24	2.01
Fonctionnement normal	Talus aval		
	$R_1 = 31.3\ m$	2.87	2.53
	$R_2 = 20.4\ m$	2.75	2.11
	$R_3 = 32.5\ m$	1.69	1.31
Vidange rapide	Talus amont		
	$R_1 = 34\ m$	1.96	1.49
	$R_2 = 29\ m$	1.94	1.41
	$R_3 = 37.5\ m$	1.952	1.6

D'après ces résultats obtenus pour les différents types de fonctionnement, ont conclu que la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

Conclusion :

La conception détaillée de la digue, nous a permis de donner le profil général de la digue, dimensionner les filtres, étudier les infiltrations et vérifier la stabilité des talus pour conclure que la variante choisie « digue homogène » est adéquate à notre retenue collinaire.

Chapitre VI
Conception des ouvrages annexes

Introduction :

Les barrages sont toujours accompagnés d'ouvrages annexes destinés à faire fonctionner la retenue et à assurer la sécurité du barrage. Les ouvrages annexes est une structure hydraulique, qui transporte l'eau du réservoir avant au réservoir de queue à travers des ouvertures spéciales, des déversoirs, des canaux, des tuyaux, des couloirs, etc. Ces ouvrages annexes comprennent des canalisations de drainage de fond, des prises d'eau et des déversoirs.

Les dimensions du plan et la taille d'élévation du barrage, la conception et la composition des ouvrages annexes du barrage sont déterminées par le débit de conception, la charge effective, la topographie et la géologie du site, la construction et les conditions de construction.

VI.1 Vidange de fond :

Un dispositif de vidange est absolument indispensable pour tout barrage de retenue qui représente un investissement notable. Donc, la plupart des barrages et des retenues collinaires doivent être munis d'un ouvrage placé en fond de la retenue et ayant une capacité d'évacuation importante.

La vidange de fond destinée à assurer la vidange totale ou partielle du réservoir en quelques jours, en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages ou pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts solides), de ses ouvrages annexes et des parties amont du barrage (prise, vidange, parement amont du barrage). L'entonnement de l'ouvrage doit être disposé, autant que faire se peut, plus bas pour assurer le rabattement du volume de retenue. Cet ouvrage est également utilisé pour assurer les débits utiles de consommation et la dérivation des eaux durant la période de construction des retenues collinaires et des barrages ; ainsi que le contrôle du premier remplissage de la retenue.

VI.1.1 Choix de l'ouvrage de vidange :

La conduite de vidange est généralement disposée sous le barrage. Exceptionnellement, pour de gros ouvrages, il peut être intéressant de prévoir une galerie latérale. 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 :**

Pour les ouvrages relativement importants, ou s'il y a risque de transports solides à travers la vidange, on adopte des conduites de vidange à écoulement libre. 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.

♦ **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 une bonne assise pour la conduite.
- 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.

VI.1.2 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 :

$$Q = \frac{dV}{dt} \quad \text{.....(VI.1)}$$

Avec :

$$Q = \mu A\sqrt{2gH} \quad \text{.....(VI.2)}$$

$$dV = SdH \quad \text{.....(VI.3)}$$

En remplaçant l'équation (VI.2) et (VI.3) dans l'équation (VI.1), on obtient :

$$Qdt = -SdH \quad \Longrightarrow \quad \mu A\sqrt{2gH}\, dt = -SdH \quad \text{.....(VI.4)}$$

Avec :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\Sigma\zeta+\lambda\frac{L}{D}}} \quad \text{.....(VI.5)}$$

$$\lambda = \frac{0.021}{D^{0.3}} \quad \text{.....(VI.6)}$$

μ : Coefficient de débit ;

A : surface de la vanne (m²) ; $A = \pi D^2/4$

H : dénivellation de l'eau (m) ; H = Zi – Z0

Z_i : cote initiale dans le réservoir ;

Z_0 : cote dans l'axe de la vanne ;

$\Sigma\zeta$: somme de coefficient de perte de charge $= 1.4$;

λ : coefficient de perte par friction ;

L : longueur du tuyau (m) ; $L = 84m$

D : diamètre (mm) ;

S : surface du plan d'eau (équation de la courbe capacité hauteur) (m²);

dH : variation de hauteur (m).

A partir de la courbe surface-hauteur, on détermine l'équation de la courbe de tendance, représentée dans la figure suivante :

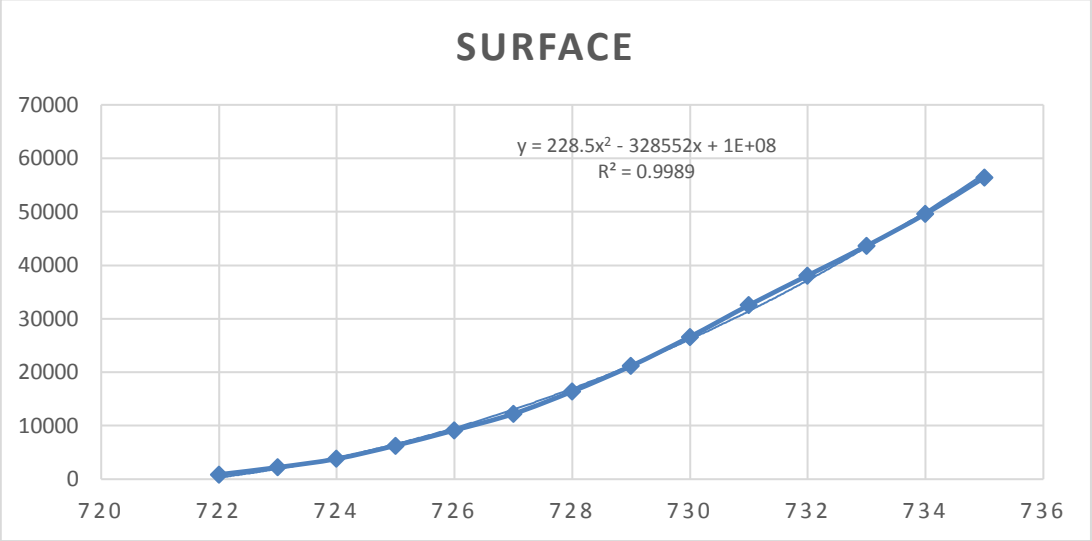


Figure VI. 1 : Courbe de tendance de la courbe surface-hauteur

En intégrant l'équation (VI.4), on obtient :

$$\int_0^T Qdt = -\int_{729.8}^{732} Sdh \quad \text{.....(VI.7)}$$

$$T = \frac{1}{\mu A\sqrt{2g}} \int_{729.8}^{732} (228.5h^2 - 328552h + 10\text{^}8)h^{-1/2}dh$$

$$T = \frac{4}{\pi D^2\sqrt{2g}} \frac{1}{\sqrt{1+\zeta+\frac{0.021L}{D^{1.3}}}} \int_{729.8}^{732} (228.5h^2 - 328552h + 1*10\text{^}8)h^{-1/2}dh$$

Pour plusieurs diamètres on calcule le temps de vidange correspondant. Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Temps de vidange pour différents diamètres

Diamètres (mm)	Temps de vidange (j)
100	74.27
200	13.93
300	5.33
400	2.72
500	1.63
600	1.07

Tableau VI. 2 : Calcul des vitesses

Diamètres (mm)	Temps de vidange (h)	Section (m^2)	Débit (m^3/s)	Vitesse (m/s)
100.00	74.27	0.01	0.02	2.55
200.00	13.93	0.03	0.12	3.82
300.00	5.33	0.07	0.33	4.67
400.00	2.72	0.13	0.64	5.09
500.00	1.63	0.20	1.18	5.98
600.00	1.07	0.28	1.78	6.30

On opte une conduite de diamètre Ø500, pour un temps de vidange de 24h38min. Le débit évacué aura une vitesse de $\mathbf{5.98}\ \boldsymbol{m/s}$.

VI.2 La prise d'eau :

La prise d'eau peut être fixé au fond de la retenue. Elle peut consister en un simple piquage en dérivation à l'extrémité aval de la conduite de vidange. Elle est généralement groupée avec l'ouvrage de vidange, sauf lorsque la prise se fait par pompage ou par siphonage par-dessus de barrage. Cet ouvrage permet d'assurer le débit de pointe de la demande entre le niveau normal de la retenue et le niveau les plus basses eaux. Il fait transiter l'eau de consommation dans le bief aval ou dans un canal disposé à l'aval sur l'une des rives de la vallée, destiné à l'irrigation ou à l'alimentation en eau potable.

VI.2.1 Choix de l'ouvrage de prise d'eau :

L'ouvrage de prise d'eau peut être de plusieurs types tels que :

- **Prise d'eau en charge :**

Ce type est représenté par une conduite enterrée en âme tôle ou en acier enrobé de béton. Il 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. En outre, il présente le fonctionnement non séparé avec la vidange et il garde un seul niveau de prise.

- **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 :**

La tour de prise permet le 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.

- **<u>Choix de la variante :</u>**

De point de vue économique, on rassemble la prise d'eau avec la vidange de fond. Donc la variante choisie est la conduite en charge.

VI.2.2 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 : $Vmax = 129080\ m^3$.

$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T}$ ……(VI.8)

T : temps de prise (T=26 jours, chaque jour 12h de fonctionnement).

$Q_{max} = 1.38\ m^3/s$

$Q = \mu S\sqrt{2gH}$

μ : Coefficient de débit ;

S : section de la conduite en m²

H : charge d'eau minimale (m), $H = 3.3m$

La surface est : $S = 0.041\ m^2$

Le diamètre de la conduite est $D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = 0.467\ m$ = 500mm

Le diamètre de la conduite de vidange de fond sera utilisé en deux fonctions (la vidange et la prise d'eau). Donc on prend un diamètre de 500mm (Ø500).

VI.3 Evacuateur de crue :

L'évacuateur de crue est un élément-clé dans la sécurité d'un barrage. En effet, il permet de faire transiter les débits de crue en toute sécurité et d'éviter ainsi une surverse qui pourrait avoir des conséquences dramatiques.

Les ouvrages d'évacuateur de crue sont des ouvrages annexes aux barrages, qui permettent la restitution des débits de crues excédentaires (non stockés dans le réservoir) à l'aval du barrage.

D'une importance primordiale pour la sécurité du barrage, ces ouvrages doivent être en mesure d'empêcher le débordement de l'eau par-dessus de la digue et l'apparition de phénomènes d'érosion à l'aval de la digue dans la zone de rejet dans l'oued.

VI.3.1 Différents types d'évacuateurs de crue :

Les évacuateurs de crue peuvent être classés suivant leur type de fonctionnement hydraulique, en deux groupes les évacuateurs de surface et les évacuateurs en charge.

- Evacuateurs de surface :

Il s'agit du type le plus communément utilisé et aussi le plus fiable. L'évacuateur de surface débute par un seuil. Ce seuil dans un chenal à faible pente qui amène l'eau à l'aval de la digue. L'eau emprunte ensuite le coursier dont la pente permet de rattraper la différence de cote entre le niveau de la retenue et celui de l'oued à l'aval. Le coursier aboutit soit directement dans l'oued (différence de cote faible), soit dans un bassin d'amortissement (cas de forte pente).

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 :

Ils peuvent être du type puits ou type siphon.

L'évacuateur en puit est un ouvrage en béton de forme circulaire. Il évacue l'eau par chute verticale dans la conduite enterrée débouchant à l'aval de la digue dans un bassin de dissipation.

L'évacuateur en siphon est constitué d'une simple conduite qui fonctionne par aspiration. Cette conduite peut être incorporée dans la digue ou, de préférence, posée dans une tranchée latérale creusée dans la berge. Des grilles installées à l'entrée de l'évacuateur permettent d'éviter l'obstruction par les corps flottants.

VI.3.2 Critères de choix de type de l'évacuateur de crue :

Le choix du type d'évacuateur de crue intègre également de nombreux éléments dont un des premiers est le type de barrage retenu. Il dépend aussi de :

- La nature de la fondation.
- L'importance des débits à évacuer.
- La disponibilité en matériaux.
- La dénivellation entre la cote des plus hautes eaux et celle du lit de l'oued dans la zone de rejet des eaux à l'aval.
- De la nature des roches sur les deux rives au niveau du site retenu.
- L'optimum économique.

VI.3.3 Choix de la variante :

L'emplacement, le type et la taille de l'évacuateur de crue sont essentiels pour garantir des opérations d'évacuation fiables et sûres qui répondent aux besoins opérationnels du projet. Dans notre cas, l'évacuateur de crue est placé dans la zone dégagée ou la pente du versant est faible et la longueur de l'évacuateur de crue est plus courte, ce qui permet de diminuer le volume des tassements. Dont, il s'agit d'un évacuateur latéral à entonnement frontal sur la rive droite du site retenu. C'est la meilleure disposition du point de vue hydraulique.

VI.3.4 Constitution de l'ouvrage :

L'évacuateur de crue de surface à entonnement frontal constitué en général des éléments suivants :

1- Canal d'approche.
2- Déversoir.
3- Chenal d'écoulement.
4- Convergent.
5- Coursier.
6- Bassin de dissipation.

VI.4 Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue :

Pour le calcul hydraulique de l'évacuateur de crue, on a besoin des données suivantes :

Tableau VI. 3 : Données de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue

Paramètres	Valeurs
Débit maximum à évacuer	39.10 m³/s
Largeur déversante	16 m
Charge hydraulique au-dessus du déversoir	1.08 m

VI.4.1 Canal d'approche :

Le canal d'amené (canal d'approche) a pour but 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 (Va) doit être calculée pour vérifier l'influence de l'écoulement sur le canal d'approche, elle est donnée par la formule suivante :

$V_a = \frac{Q_{ev}}{S_c}$ ……(VI.9)

V_a : vitesse d'approche en (m/s)

$Q_{év}$: Débit maximum à évacuer en (m^3/s) , $Q_{ev} = 39.10\ m^3/s$

S_c : Section du canal d'approche en (m²) , $S_c = B \times H_n$

b : Largeur du déversoir en (m) ;

H : Charge d'eau en (m), $H = h + P$;

P : Hauteur de pelle en (m) ;

h : Lame déversante en (m).

$V_a = 1.6\ m/s.$

$V_a < V_{adm} = (1.8 \text{ à } 2.2) m/s$ ⟹ Pas de risque d'érosion.

- **Hauteur des murs du canal d'approche :**

La hauteur du mur est donnée par la formule suivante :

$H_m = h + P + R$

h : Lame déversant en (m)

P : Hauteur de pelle en (m) ;

R : Revanches en (m),

$H_m = 1.5\ m.$

- **Longueur du canal d'approche :**

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 15m.

VI.4.2 Déversoir :

Les Le seuil normal est un déversoir dont la crête et la partie aval sont profilées de manière à épouser la forme de la lame déversant.

Les indications de la figure suivante permettent de déterminer le profil normal d'un déversoir à parement amont vertical.

Le profil du seuil déversant est de type Greager. L'avantage de ce contour est que chaque point de son parement aval à une pression égale à la pression atmosphérique. Tous profil situé au-dessus, entraînera des dépressions et par conséquent des risques de décollement.

a= 0,12.H c= 0,30.H

b= 0,40.H

A.N : a = 0,14m ; c=0,33m. b = 0,44m.

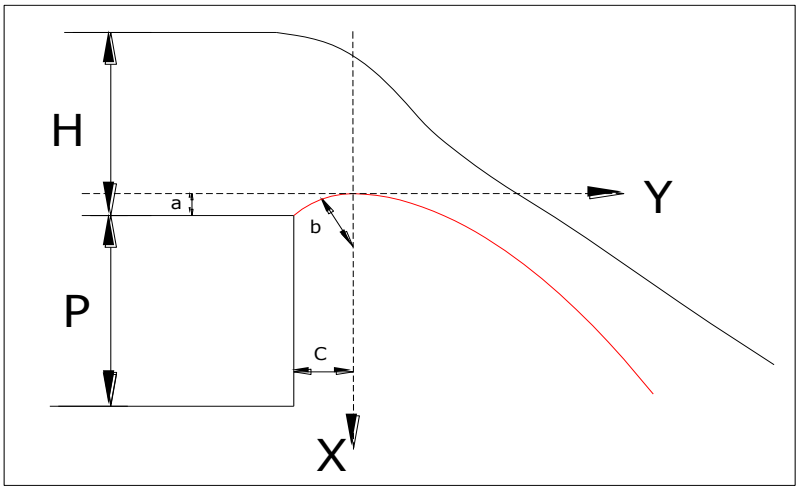


Figure VI-1:

Dimensions du déversoir

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante :

$$Y=\left(\frac{X^{1,85}}{2H^{0,85}}\right) \quad \text{(VI. 10)}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 4 : Coordonnées du profil aval du déversoir

X(m)	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.11
Y(m)	0	0.023	0.084	0.178	0.303	0.458	0.555

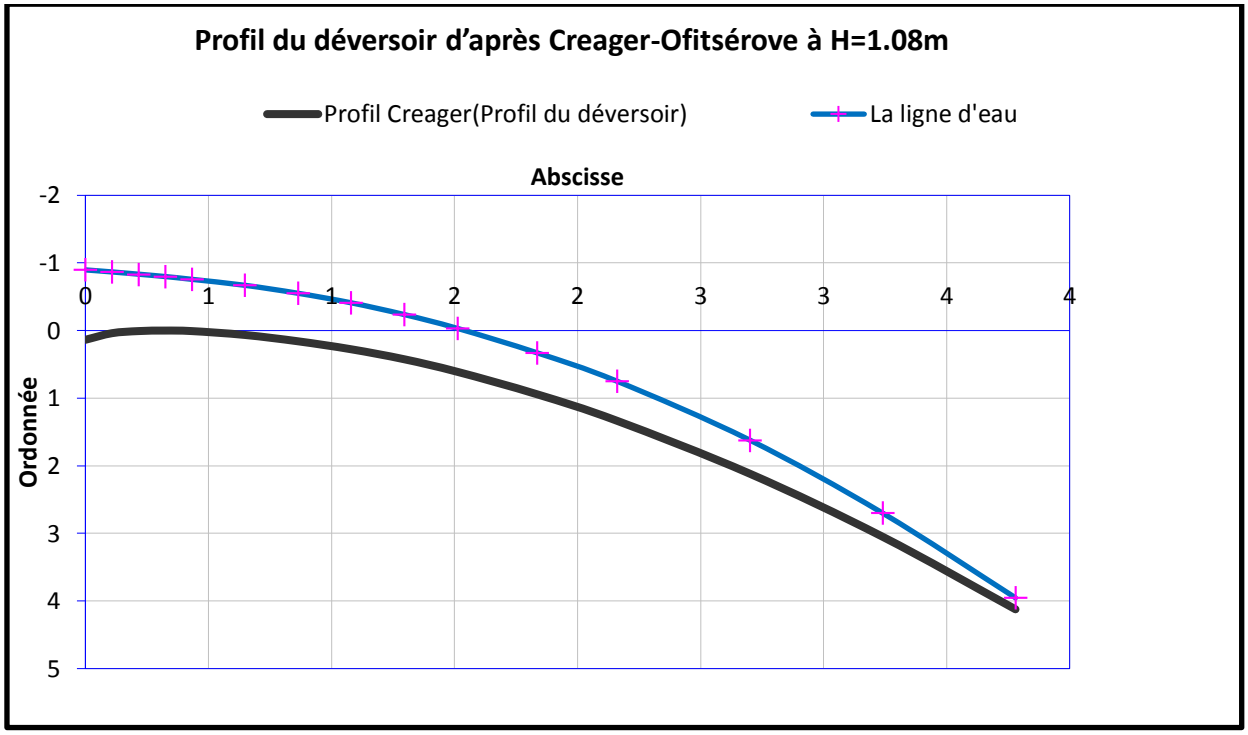


Figure VI. 2 : Profil du déversoir

Pour le dimensionner le seuil du déversoir ou utilise la formule du débit :

$Q= CLH^{3/2}$

Q : Débit de déversoir :

L : longueur déversant.

H : la charge sur le déversoir. **H**=1.08

C=$u\sqrt{2xg}$ ou g=9.81m²/s

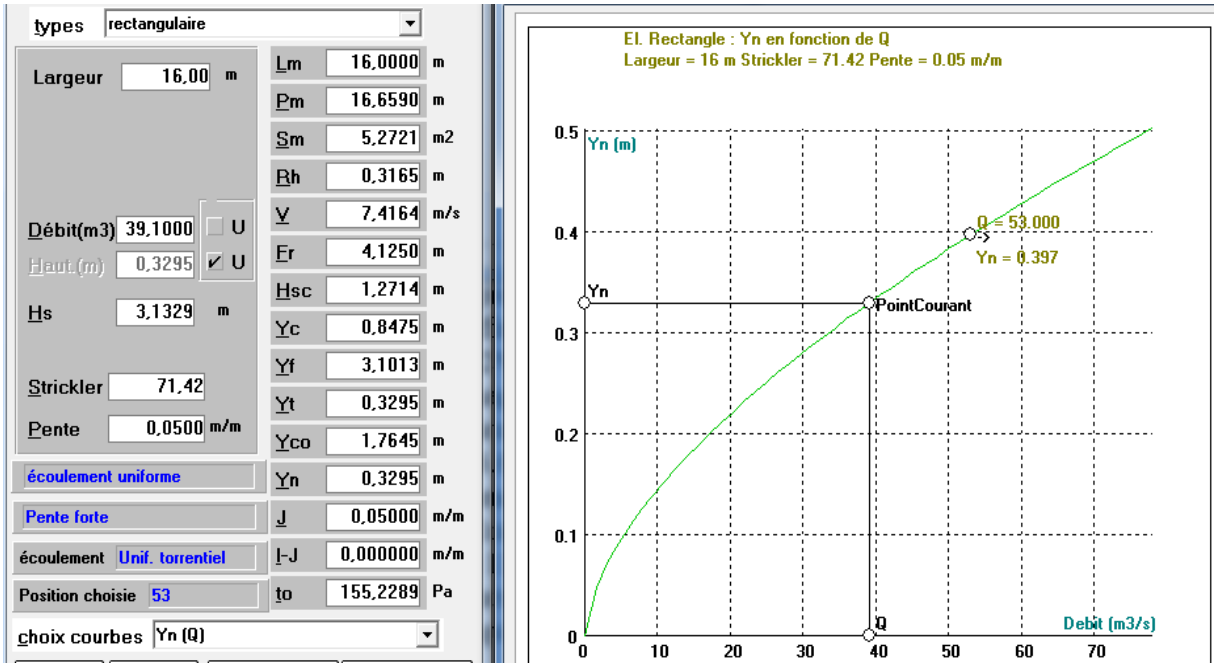
U : coefficient de débit U=0.5

L=15.69m (alors la longueur de Chenal est de ≈16.0m)

Tableau N°5 : Calcul hydraulique Seuil

Largeur b	Rugosité k	Pente I	Débit m^3/s Q	h normal h_n	Largeur l
16	71.42	0.05	39.10	0.33	16
Périmètre P	Surface S	Rayon R_h	Vitesse V	Froude Fr	h critique h_c
16.65	5.27	0.32	7.41	4.13	0.85

Suivant les valeurs ci-dessus on constate que $h_n < h_c$ alors le régime d'écoulement est torrentiel.



VI.4.3 Chenal d'écoulement :

Les conditions topographiques du site nécessitent de projeter un chenal d'écoulement qui suit directement le déversoir, ce dernier est de forme rectangulaire, sa longueur et largeur sont déterminées selon la topographie elle est égale à 16 m avec une pente assurant un régime de type torrentiel ; i=5%

Pour vérifier les conditions d'écoulement, nous calculons la profondeur critique "hc" et la pente critique.

- **Calcul de la hauteur critique :**

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g}\left(\frac{Q}{b}\right)^2} \quad \text{.....(VI.11)}$$

Q **:** Débit à évacuer (m^3/s),

b **:** largeur du chenal, $b = 16m$

g : l'accélération de pesanteur, $g = 9{,}81m/s$

$\boldsymbol{h_c = 0.85\ m}$

- **Calcul de la profondeur normale :**

$Q = C.S\sqrt{RI}$ ……..……(VI.12)

Q : débit à évacuer (m3/s) ;

S : section du chenal (m^2) ; $S = b \times hn$.

I : pente du chenal ; $I = 5\ \%$

C : coefficient de Chézy ; $C = R^{1/6}\ \frac{1}{n}$

$\boldsymbol{h_n = 0.33\ m}$

- **Calcul de la pente critique :**

$Q = K \times S \times R_h^{2/3} I^{1/2}$ ……..……..……(VI.13)

Q : débit à évacuer (m^3/s) ;

R_H : rayon hydraulique en (m) ;

I : pente en (m/m) ;

S : section mouillée (m^2) ;

K : coefficient de Manning –Strickler

$\boldsymbol{I_c = 0.19\%}$

$I = 5\% > I_c = 0.22\%$

$h_c = 0.85 < h_n$ =0.33 } Le régime d'écoulement est torrentiel.

VI.4.5 Coursier :

Le coursier fait suite au convergent et permet de conduire l'eau au talweg. Pour assurer de bonnes conditions à l'écoulement vers le bassin de dissipation. Il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire.

Les courants qui aboutissent au pied d'un coursier ont une vitesse élevée. Mais ils doivent rejoindre le cours d'eau à une vitesse très inférieure, l'énergie en excès doit être dissipée. C'est sur ce critère que se basent les bassins d'amortissement à ressaut hydraulique.

- **Convergent :**

Le convergeant est un ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier. Le passage en écoulement torrentiel au niveau du coursier est assuré par le rétrécissement des parois.

La longueur du convergeant est estimée par la formule suivante :

$L = 2.5 (b_1 - b_2)$ …..... (VI. 14)

Avec :

b_1 : Largeur au plafond du bief amont b_1=16m

b_2 : Largeur au plafond de la section de contrôle b_2=10m

Donc : L =15m

Les paramètres hydrauliques calculés à la fin du convergent sont considérés comme donnés pour le dimensionnement et le calcul de la ligne d'eau dans le coursier.

- **Largeur du coursier :**

Elle est égale à la largeur b_2 du convergent. Pour notre cas : $b_{cour} = 10m$.

- **Longueur du coursier :**

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique.

$L_{cour} = 14.50$.

- **Profondeur critique :**

On applique la formule (IV.11)

La profondeur critique égale à : $h_c = 1.16\ m$

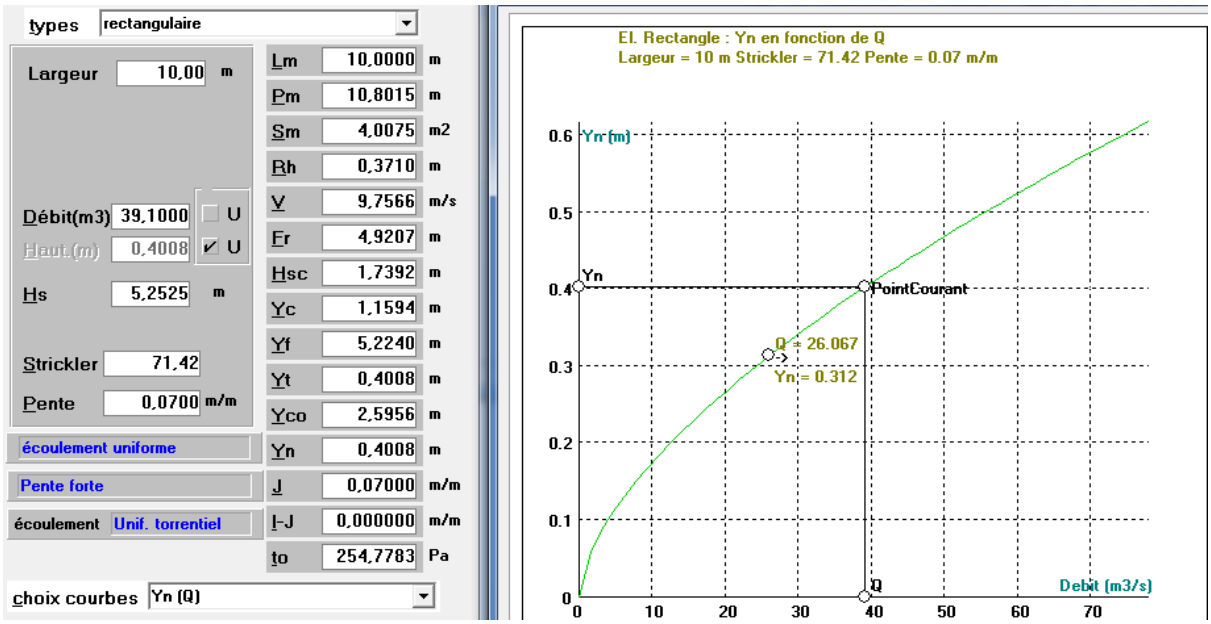
- **Hauteur normale :**

On applique la formule (IV.12).

La hauteur normale égale à : $h_n = 0.4\ m$. ($h_n < h_c$)

Tableau N°6 : Calcul hydraulique de coursier

Largeur (m) b	Rugosité k	Pente I	Débit m^3/s Q	h normal (m) h_n	Longueur (m) L
10	71.42	0.07	39.10	0.40	14.5
Périmètre (m) P	Surface (m^2) S	Rayon R_h	Vitesse (m/s) V	Froude Fr	h critique (m) h_c
20.71	4.00	0.37	9.75	4.92	1.74



- **Pente critique :**

La pente critique se détermine par la formule de Manning Strickler :

$$Q = \frac{1}{n} S R_H^{2/3} I^{1/2} \quad \text{.....(VI.15)}$$

R_H : rayon hydraulique en (m) ; $(R_H = h)$

I : pente en (m/m);

S : section mouillée en m² ; $(S = B \times h)$

n : coefficient de Manning (n=0.013)

L'équation devient :

$$Q = \frac{1}{n} B \times h \times h^{2/3} I^{1/2} \quad \Longrightarrow \quad q_c = \frac{1}{n} h_c^{5/3} I_c^{1/2} \quad \text{avec : } h_C = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$I_c = \frac{g^{10/9} n^2}{q_c^{2/9}} \quad \Longrightarrow \quad I_c = 2.41 \times 10^{-3} = 0.241\%$$

$I_c < I_{cour}$

- **Nombre de Froude :**

Le nombre de Froude égale à : $F_r = 4.92$.

Suivant les valeurs ci-dessus on constate que $I > I_c$ et $h_n < h_c$. Donc le régime d'écoulement est torrentiel.

- **Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :**

Le calcul de la ligne d'eau se fait par la méthode indirecte d'intégration numérique. La méthode est basée à la résolution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques. L'équation à résoudre est la suivante :

$$\frac{dQ}{dx} = 0 \quad \text{.....(VI.16)}$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{I_0 - I_f}{1 - F_r^2} \quad \text{.....(VI.17)}$$

I_0 : pente du fond.

I_f : pente de la ligne d'énergie.

F_r : nombre de Froude

En tenant compte de l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie I_f peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation de Manning.

L'équation devient en différences finies :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{I_0 - (n^2 Q^2)/(S^2 R^{4/3})}{1 - (Q^2 B)/(g S^3)} \quad \text{.....(VI.18)}$$

La méthodologie de calcul se résume comme suit :

- Il faut avoir comme données : la longueur du coursier et la variation de y (Δy). Pour notre cas : $L_{cour} = 14.5\ m$, $\Delta y \ = 0.03m$.
- On donne des valeurs arbitraires à yi.

On calcule :

- h_{moy} : $h_{moy} = \frac{h_i + h_{i+1}}{2}$.
- la section mouillée moyenne S_{moy} : $S_{moy} = B h_{moy}$
- Le périmètre mouillé moyen Pmoy : $P_{moy} = B + 2h_{moy}$.
- Le rayon hydraulique moyen R_{moy} : $R_{moy} = S_{moy}/P_{moy}$
- Δx pour chaque valeur de yi.
- Le cumule de Δx , on s'arrête lorsque la somme de Δx égale à la longueur L du coursier

Pour chaque itération $h_i' < h_i$, on aura toujours $hc > hi > h0$ donc il s'agit une courbe de remous type S2.

Les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau N°7: Calcul de la ligne d'eau dans la première partie du coursier

h (m)	y_{moy}	S_{moy}	P_{moy}	R_{moy}	Fr^2	$1-Fr^2$	$n^2Q^2/S^2R^{4/3}$	I_0-G_1	Δx	L(m)
1.16										
1.14	1.15	11.5	12.3	0.93	1.012	-0.012	0.002	0.068	-0.10	-0.10
1.12	1.13	11.3	12.26	0.92	1.039	-0.039	0.003	0.067	-0.30	-0.40
1.1	1.11	11.1	12.22	0.91	1.067	-0.067	0.003	0.067	-0.49	-0.89
1.08	1.09	10.9	12.18	0.89	1.097	-0.097	0.003	0.067	-0.66	-1.55
1.06	1.07	10.7	12.14	0.88	1.128	-0.128	0.003	0.067	-0.83	-2.38
1.04	1.05	10.5	12.1	0.87	1.160	-0.160	0.003	0.067	-0.98	-3.35
1.02	1.03	10.3	12.06	0.85	1.194	-0.194	0.003	0.067	-1.11	-4.47
1	1.01	10.1	12.02	0.84	1.230	-0.230	0.004	0.066	-1.24	-5.71
0.8	0.9	9	11.8	0.76	1.462	-0.462	0.005	0.065	-1.74	-7.45
0.6	0.7	7	11.4	0.61	2.132	-1.132	0.012	0.058	-1.93	-9.38
0.4	0.5	5	11	0.45	3.531	-2.531	0.034	0.036	-1.48	-10.86

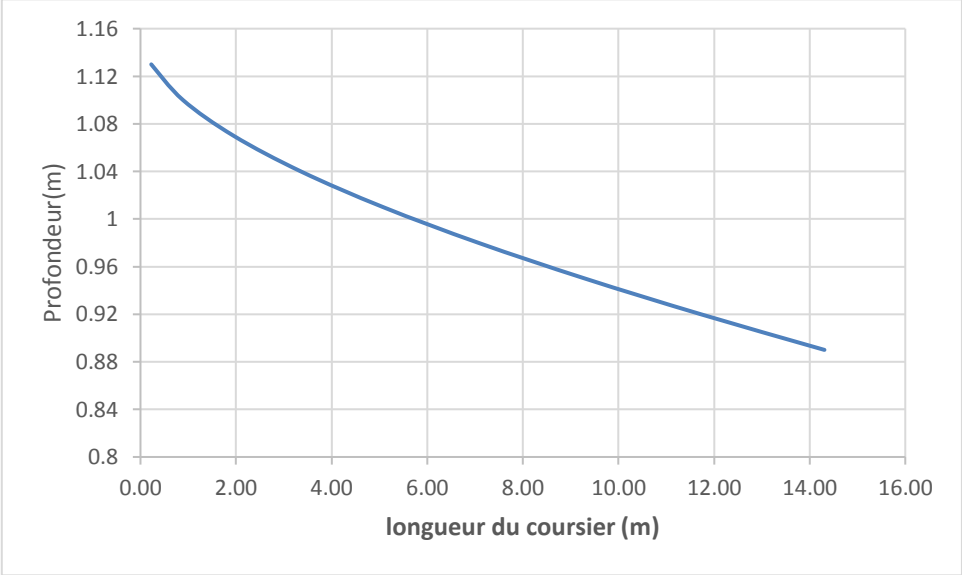


Figure VI. 3 : Graphique de la ligne d'eau dans la première partie de coursier

VI.4.6 Bassin de dissipation :

- **Choix de l'ouvrage de restitution :**

Il existe plusieurs types d'ouvrage de restitution et dont le choix d'utilisation est fonction des critères technique et économique. Pour notre cas, un saut de ski s'avère intéressant vue la pente considérable de notre coursier.

- **Déflecteurs en « saut de ski » :**

Le déflecteur en saut de ski est disposé à la partie inférieure du coursier avec :

- ✓ Une extrémité inferieure de coursier à concavité tournée vers le haut (en général en forme de parabole).
- ✓ Un déflecteur (cuillère) qui redresse vers le haut les lames liquides, la dissipation d'énergie est produite par :
  - Frottement de l'eau sur l'air.
  - Choc de la lame sur le matelas d'eau à l'aval de la retenue.

- **Dimensionnement de bassin d'amortissement :**

Le saut a lieu lors de l'union de deux régimes d'écoulement : l'un d'arrivée torrentielle et l'autre de sortie surcritique. Le saut aura lieu dans une section du coursier rectangulaire horizontal dans laquelle sera satisfaite l'équation suivante :

$\frac{h2}{h1}=\frac{hn}{2}\left[\sqrt{1+8Fr}-1\right]$……(VI.19)

Où :

h1 = hauteur d'écoulement de l'eau dans la section initiale du saut (m).

h2 = hauteur d'écoulement de l'eau après le saut

Fr = nombre de Froude dans la section initiale du saut.

Dans notre cas la fin du coursier on atteint un régime uniforme c.à.d. la hauteur d'écoulement d'eau dans le coursier est égale à là hauteur normale ($h_1 = h_n$) il n'est pas nécessaire d'appliquer les méthodes itératives puisque les hauteurs seront toujours les mêmes quel que soit la côte du bassin.

$h_1 = h_n = 0.40$

- **Calcul de la vitesse à l'entrée du bassin de dissipation :**

La vitesse à l'entrée du bassin de dissipation égale à la vitesse de sortie du coursier.

$V = \frac{Q}{S}$ …….....(VI.20)

$$V = \frac{39.10}{10 \times 0.40} = 9.775\ m/s$$

- **Calcul du nombre de Froude :**

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}} \quad \text{.....(VI.21)}$$

$$F_r = \frac{9.775}{\sqrt{9.81 \times 0.4}} = 5.20$$

Tableau VI.8 : Choix du type de bassin de dissipation

Fourchette du nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
$1 \leq F_r \leq 1.7$	Ressaut ondulé
$1.7 \leq F_r \leq 2.5$	Ressaut faible de petites apparitions en surface
$2.5 \leq F_r \leq 4.5$	Ressaut oscillant
$4.5 \leq F_r \leq 9$	Ressaut stable
$F_r \geq 9$	Ressaut fort (écoulement très turbulent)

- **Calcul du tirant d'eau après le ressaut :**

$\mathbf{h_2}=\frac{hn}{2}\left[\sqrt{1+8Fr^2}-1\right]$ ➡ $h_2 = 2.75$

- **Calcul de la longueur de ressaut :**

$\mathbf{L_{ressaut}} = 6\,(h_2 - h_n)$

$\mathbf{L_{ressaut}} = 6\,(2.75-0.40)$

$\mathbf{L_{ressaut}} = 14.10\text{m}$

- **Calcul la longueur du bassin**

$\mathbf{L_{BA}} = (0.8\text{-}0.9)\, L_{ressaut}$

$\mathbf{L_{BA}} = 0.9 \times 14.10 = 12.69\text{m}$

$\mathbf{L_{BA}} \approx 13m$

VI.4.7 Canal de fuite :

Canal de fuite projeté est de section rectangulaire de largeur $b = 10m$. Il permet de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel, les paramètres hydrauliques nécessaires pour le dimensionnement du canal sont :

- **Calcul de la profondeur critique :**

$h_c = K\left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \times \sigma_{cr}^2\right)$ ……(VI.22)

$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{39.1^2}{9.81 \times 10^2}} = 1.15$

$\sigma_{cr} = \frac{K}{b} = 0.115$

$h_{cr} = 1.115\ m$

- **Calcul de la pente critique :**

$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \times C_{cr}^2 \times R_{cr}}$ ……(VI.23)

S_{cr} : surface mouillée en (m²), donnée par :

$S_{cr} = bh_{cr}$

$S_{cr} = 11.15\ m^2$

R_{cr} : rayon hydraulique en (m), donné : $R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}}$

P_{cr} : périmètre mouillé en (m), donné par : $P_{cr} = b + 2h_{cr}$

$P_{cr} = 12.23\ m$

$R_{cr} = 0.91\ m$

C_{cr} : coefficient de Chezy, donné par : $C_{cr} = \frac{1}{n} R^{1/6}$

$C_{cr} = 33$

$I_{cr} = 1.24 \times 10^{-2} = 1.24\%$

- **Calcul de la profondeur normale :**

La profondeur normale se détermine par l'équation de Manning :

$Q = \frac{1}{n} \times S \times R^{2/3} \times I^{1/2}$ ……(VI.24)

Q : débit évacué en (m³/s), ($Q = 39.10\ m^3/s$)

S : section mouillée en (m²), donnée par : $S = bh_n$

R : rayon hydraulique en (m), donné par $R = \frac{bh_n}{2h_n+b}$

n : coefficient de Manning (n=0.03)

I : pente (I=9 %).

En remplaçant chaque terme par sa valeur, donc on obtient l'équation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} \times I^{1/2} \times (b \times h_n)^{\frac{5}{3}} \times (2h_n + b)^{-2/3}$$

On détermine h_n par la méthode itérative.

$h_n = 0.58\ m$

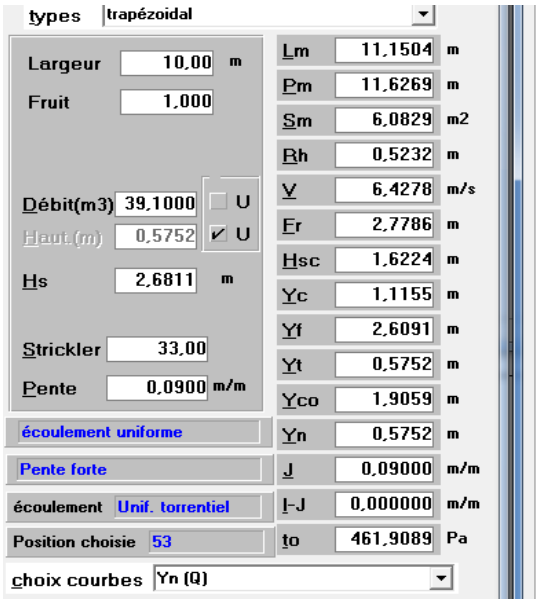
- **<u>Calcul de la vitesse d'écoulement dans le canal de fuite :</u>**

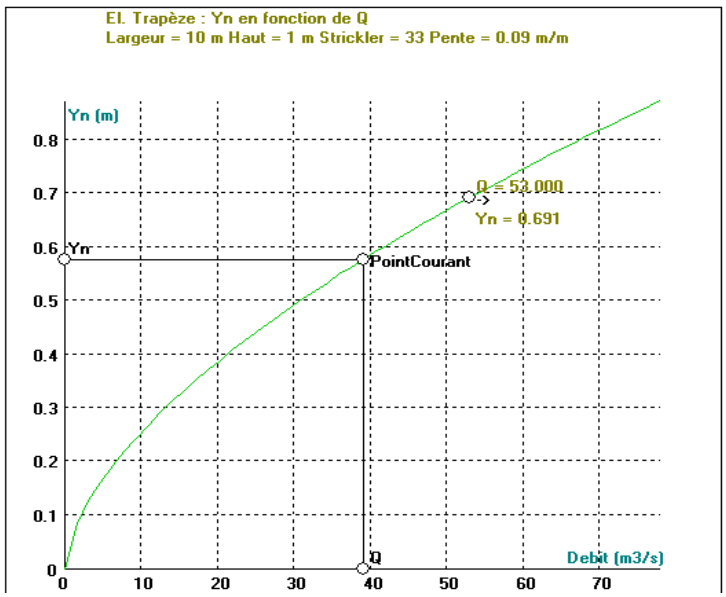
$V = \frac{Q}{S} = C\sqrt{RI}$ .....(VI.25)

$V = 6.43\ m/s$

$h_n = 0.58\ m < h_c = 1.115m$ et $I_c < I$, donc le régime d'écoulement est torrentiel.

$V > V_{adm} = (1.8 \text{ à } 2.2)m/s$; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.





Conclusion :

A la lueur de ce chapitre, On a déterminé les différents types d'ouvrages annexes à savoir : la vidange de fond, la tour des prises et l'évacuateur de crue ainsi que leur utilité et leurs dimensions.

Dans notre travail ; l'évacuateur des crues projeté est de type : latéral à entonnement frontal, il est à surface libre et situé en rive droite.

Chapitre VII

Organisation de chantier

Introduction :

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possible d'un travail pour abaisser les coûts de production en favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroître la productivité.

Afin d'atteindre ces objectifs, il faut :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement.
- Repartir et coordonner les taches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée.
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopter une mécanisation de plus en plus poussée.
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient.

VI.1 Ordre d'exécution des travaux :

Les travaux de chantier sont exécutés dans l'ordre suivant :
- Prévention d'une route d'accès au chantier ;
- Installation du chantier ;
- Implantation des axes des différents ouvrages ;
- Construction de la prise d'eau et la vidange du fond ;
- Construction du corps de la retenue : la digue ;
- Construction d'évacuateur de crue ;
- Mise en eau.

VI.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégageant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les diverses aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixe de travail.

Nous pouvons distinguer les installations suivantes :

- **Installations destinées au personnel :**

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

- **Installations destinées au stockage des matériaux :**

- Magasin central : c'est un lieu de dépôt de petit matériel.

- Les matières consommables et les articles sensibles aux intempéries.

- Aire de stockage protégé.

- Aire de stockage non protégé.

- Pour les agrégats : destinés à la fabrication du béton (sable, graviers) doivent être contrôlés à leur réception vue que le degré hydrométrique de l'air en variable ainsi que les éventuelles précipitations.

- Pour le ciment : Il est stocké soit dans des silos métalliques, soit dans des baraquements en bois ou en métal.

- **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.

- **Installations destinées 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

VI.3 Travaux de réalisation :

- **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.

- **Travaux d'excavations :**

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

- **Travaux secondaires :**

Ces travaux consistent à 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.

VI.4 Les moyens de chantier :

La construction d'une digue en terre nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destiné à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacter les matériaux. On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction, les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptible d'être utilisés lors de la réalisation de la retenue collinaire.

- **Moyens humains :**

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétant pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

- **Moyens matériels du chantier :**

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et le transport des matériaux et la réalisation des finitions, se fait appel aux engins suivants :

- La grue pour soulever et maintenir en suspension des matériaux extrêmement lourds.
- Le bulldozer pour araser une surface non plate.
- La pelle mécanique hydraulique pour creuser des tranchées et charger des matériaux.
- La décapeuse, aussi appelée scraper.
- La niveleuse, aussi appelée grader.
- Le camion de chantier.
- Chargeur à pneu ou à chenilles.

Le compactage des remblais est une phase très importante parce que cette opération est liée d'une façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. C'est une augmentation artificielle de la densité d'un sol. On fait appel aux engins suivants :

- Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.
- Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
- Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

VI.5 Planification :

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail.
- Observations instantanées.
- Analyse des tâches.
- Chronométrage.
- Définition des objectifs et des attributions.
- Simplification des méthodes.
- Stabilisation des postes de travail.

VI.5.1 Etapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

- Collection des informations : l'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.
- Décomposition du projet : le projet sera décomposé en taches, et nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels, et sa durée de réalisation en fonction de la cadence des travaux de chaque engin.
- Relations entre les tâches : il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation ; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.
- Choix de la méthode de calcul : le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire. Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M.

VI.5.2 Plannings des travaux :

Il existe trois types de plan de travail :

1- 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.

2- Plan de travail au plus tard :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

3- 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).

VI.5.3 Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

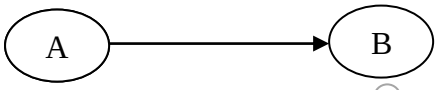
- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

VI.5.3.1 Méthodes basées sur le réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

1- Réseau à nœuds :

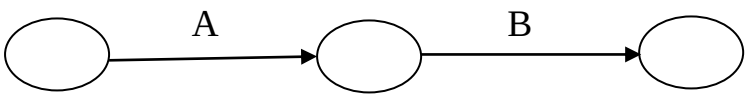
L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

2- 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.

- **Construction du réseau :**

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les trois opérations suivantes :

1- Etablissement d'une liste des tâches :

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

2- Détermination des tâches antérieures :

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas facile de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- Construction des graphes partiels.
- Regroupement des graphes partiels.
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.
- Construction du réseau.

3- 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.

VI.5.4 Méthode de calcul de C.P.M

- **Les paramètres de la méthode C.P.M :**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont donnés à l'aide de la grille qui est constituée de 06 cellules.

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

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.

Avec : $DFP = DCP + TR$

$DCPP = DFPP - TR$

- **Chemin critique C.C :**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle. Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{cc} = DTP \end{cases}$$

VI.5.5 Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 1 : Symboles des opérations

Phases des travaux	Opérations	Durée (mois)
Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier	A	1
Décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange	B	1
Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage	C	2
Préparation des zones d'emprunt	D	2
Déboisement de la cuvette	E	3
Remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	F	1

Phases des travaux	Opérations	Durée (mois)
Approvisionnement du filtre	G	1
Mise en place d'un système de drainage	H	1
Remblai compacté	I	4
Excavation de l'évacuateur de crus	J	2
Génie civil de l'évacuateur de crues	K	2
Revêtements de talus	L	3
Equipement hydraulique	M	1
Travaux de finition.	N	2

VI.6 Détermination des chemins critiques :

Par le réseau à nœud : il est représenté dans l'annexe E. Le délai de construction de cet ouvrage est de **15 mois (518 j).**

Conclusion :

L'organisation de chantier est la base de réussite d'un projet. Elle permet d'obtenir une qualité de travaille satisfaisante, d'éviter les incidents financiers et d'avoir la rapidité d'exécution selon les moyens existants. Pour cela, on peut dire que l'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. D'après nos calculs, le temps de réalisation de la retenue collinaire de l'Oued Gheraifet commune de El-Colla est estimé à 15 mois.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

L’un des problèmes que l'Algérie rencontre aujourd’hui réside dans le fait que la situation de ses ressources en eau est dans un état inquiétant. A cet effet, plusieurs régions ont enregistré un déficit dans les ressources en eau s’expliques par l'augmentation des terrains agricoles.

Ce modeste travail s’intitule dans le cadre de la mobilisation des eaux de surface ; il consiste à l’étude de la retenue collinaire sur Oued Gheraifet Commune de Colla Wilaya de Bordj Bou Arreridj. Cette étude a pour but l’utilisation rationnelle des eaux de précipitation par leur accumulation et leur stockage au niveau de l’assiette pour l’irrigation des parcelles limitrophes et développer l’agriculture dans la région.

À l'issue de ce travail, nous avons pu relever les conclusions suivantes :

- La zone d’étude est caractérisée par un relief relativement fort, un climat chaud et tempéré et un couvert végétal très clairsemé.

- Du point de vue géologique et géotechnique, le site proposé s'est avéré favorable à l'implantation d'une retenue, sans risque majeur sur les fondations ou l'ancrage de la digue.

- La variante optée pour la digue est de type homogène de matériaux disponibles in situ.

- Après avoir fixé la variante il est apparu que la stabilité de ses talus est vérifiée pour tous les cas de sollicitation.

- La digue est accompagnée par les ouvrages annexes qui sont imposés pour satisfaire un bon fonctionnement de la retenue.

- Les conditions topographiques du site ont permis de choisir un évacuateur de crue de type latéral à entonnement frontal sur la rive droite de la digue, pour une largeur de 16 m et une lame d’eau déversante de l.08 m après une étude d'optimisation (technico-économique).

- Pour une durée d'amortissement de 15 ans, la retenue peut assurer la pérennité de l'alimentation en eau pour l'irrigation, permettant ainsi un développement socioéconomique et l'amélioration du cadre de vie à Colla.

- Il faut souligner que selon les résultats de dimensionnement et de calcul de stabilité élaborés dans ce travail, on peut affirmer que le site proposé pour la réalisation de cet aménagement est favorable tant sur le plan technique mais économiquement il est moyennement rentable.

Finalement, cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude d'exécution d'une retenue collinaire en se basant sur les fondements théoriques acquis au long de notre parcours du cursus universitaire.

Références bibliographiques

Bibliographie

Bertrand, J. et Krajewski, L. (2006) Les pertes avant ruissellement. In Cours d'Hydrologie Urbaine, INSA Lyon.

CIGB. (1986) Choix de la crue de projet. Bulletin 82.

CIGB. (1986) Maitrise de la rivière, pendant la construction du barrage. Bulletin

CIGB. (1987) Evacuateur de crue des barrages. Bulletin 58.

CIGB. (1993) Matériaux rocheux pour barrages en enrochement. Bulletin 92.

CIGB. (1994) Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95.

CIGB. (1994) Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 95.

U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, CE, Vicksburg, Miss.

Degoutte, G. (2002) Petits barrages, recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi.

Gannaz, I. Introduction à la statistique, INSA Lyon

Hager, W.H. et Schleiss, A.J. (2009) Constructions Hydrauliques, Ecoulement stationnaires.

KHATSURIA, R.M. (2005) Hydraulies of Spillways and Energy Dissipators.

Maurice, J. et all. (1999) Techniques des petits barrages.

Mccuen, R.H. (2004) Hydrologic Analysis and design.

Meddi, M. et Zeroual, A. (2018) Formules empiriques d'estimation de débit de pointe. Introduction à la modélisation en hydrologie.

Merrien-Soukatchoff, V. (2003) Hydrologie et d'hydrogéologie, école des mines de Nancy

Mihoubi, M.K. (2014) Manuel de dimensionnement d'un barrage réservoir en remblai, Blida.

Ministère de l'agriculture. (1998) Technique des barrages en aménagement rural.

Moghrani, S. (2015) Etude de faisabilité du barrage de SIDI NACEUR W. El Bayadh, Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique Blida, 170p.

Musy, A. (1998) Hydrologie appliquée.

Ouikotan, B. (2009) Etude de la propagation des crues du fleuve Oueme entre Beterou et Save, Ecole Polytechnique d'Abomey-Calavi, 75p.

Peterka, J. Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators.

Touabia, B. (2001) Régularisation des débits, ENSH Blida.

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

Touabia, B. et Benlaoukli, B. (2004) Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida.

Touaibia, B. (2015) Manuel Pratique d'Hydrologie, 2me éd, Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique Blida.

United States Department of the interior. (1987) Design of small dam, 3eme éd.

Zoghlami, H. (2015) Etude d'exécution de la retenue collinaire Guedili sur l'oued Tarhit commune Ain-Zaatout (W. Biskra), Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique Blida, 173p.

Annexes

Annexe A01 : Extrait de la carte géologique N116 établie en 1960 (ANRH Blida)



Annexe B01 : Station pluviométrique : Medjana

	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
1972													
PJ max (mm)	15	10	12.5	18	18.5	17.2	11.5	17	0	32.8	3.5	2	32.8
Totaux (mm)	42.5	38.5	22.3	51.9	44.3	53.1	45	25.5	0	42.8	5.5	3	374.4
1973													
PJ max (mm)	55.6	5.3	3.5	13	8.5	9.5	29.8	10	24	18.5	0	3	55.6
Totaux (mm)	56.6	6.3	3.5	34.8	10.5	70	105.6	46	24	20.5	0	3	380.8
1974													
PJ max (mm)	17	56.5	4.5	3	4.7	12.7	17	5.3	7	6.5	0	10	56.5
Totaux (mm)	34	71.5	7.5	5.5	9	37.6	53.9	6.1	25.2	11.5	0	15	276.8
1975													
PJ max (mm)	3.6	0	16.4	16	4	42.9	7	30.9	45.5	24.5	20.7	1	45.5
Totaux (mm)	8.9	0	53.6	59.5	9	71.3	23.6	92.4	126	39	32.5	1	516.8
1976													
PJ max (mm)	7.8	8.2	10.5	14.5	16	2	8.5	19	30	2	0	6	30
Totaux (mm)	13.9	39.3	35.4	43.2	50.6	2	13	35.2	40	2	0	7.5	282.1
1977													
PJ max (mm)	5.5	10	24.8	3.5	6.5	5.5	8	13.7	12	15	0	3.5	24.8
Totaux (mm)	8.5	12.7	74.4	10	21.5	13.5	25	36.2	31.3	15	0	6	254.1
1978													
PJ max (mm)	0	6.6	11.3	7.5	7.6	8	12	14	6.2	13.5	0	6.7	14
Totaux (mm)	0	13.8	20.3	14.8	42.8	30.3	37.8	25.8	19.5	22.7	0	6.7	234.5
1979													
PJ max (mm)	35	14	11	7.6	5.3	7	26	22	10.5	0	0	0	35
Totaux (mm)	69.6	16	40.5	22.6	14	23.8	54.5	44.2	49.8	0	0	0	335
1980													
PJ max (mm)	2	4.5	13.4	30	6	24	13.5	10	5.6	2.5	3.5	7	30
Totaux (mm)	4.4	15.9	43.6	96.7	28.5	63.2	42.6	46	13.6	3.5	3.5	14.4	375.9
1981													
PJ max (mm)	5.3	7.5	0	17	19	6.1	6.5	5.6	3	0	0	5.1	19
Totaux (mm)	6.6	8.5	0	43.5	36.2	19.3	22.1	17.1	10.5	0	0	5.1	168.9
1982													
PJ max (mm)	14	9	11	10.5	1.3	5.5	4.5	17.5	6.4	1.5	1.5	15	17.5
Totaux (mm)	33.7	40.7	39	54.3	1.3	20.2	18	27.5	16.4	4	2	20	277.1

	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
1983													
PJ max (mm)	0	7.5	3.5	11.5	12	13	8	14.5	17	0	-999	2.5	14.5
Totaux (mm)	0	15	25.4	14.5	36.5	41.9	17.5	30.5	24	0	-999	4.5	209.8
1984													
PJ max (mm)	1.5	10	-999	-999	3	23	13	13.4	14	0	0	0	14
Totaux (mm)	1.5	13	-999	-999	11.5	40.9	69.8	21.9	27	0	0	0	185.6
1985													
PJ max (mm)	15	2.5	10.7	1.5	5.5	16	53	6	6.8	2	0	5	53
Totaux (mm)	34	7	21.2	3.5	19.5	52	96.5	8	6.8	3.5	0	9	261
1986													
PJ max (mm)	8	4.5	1.5	20	2.5	3.5	5.5	1.5	19	2.5	-999	-999	20
Totaux (mm)	28.5	14.5	5.8	28	5	13.3	6.5	2	28	2.5	-999	-999	134.1
1987													
PJ max (mm)	-999	15.6	12.5	5.6	6	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	15.6
Totaux (mm)	-999	23.1	62.5	16.7	21.9	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	124.2
1988													
PJ max (mm)	12.1	6	8	14.5	14.3	10	8.5	24.5	3	7.3	4	-999	24.5
Totaux (mm)	17.1	10	25	39.3	37.8	27.8	13.5	73.4	5	22.5	8.5	-999	279.9
1989													
PJ max (mm)	39.8	10.1	16.8	4	17	0	9.5	23	37.5	3	11	26	39.8
Totaux (mm)	86.7	11.3	32.3	17.4	48.8	0	32.1	42.5	120	3	21	29.7	444.8
1990													
PJ max (mm)	7.4	3.5	16	16	4	7	16	5	11	8	6	-999	16
Totaux (mm)	16.9	6.5	52.5	46	9	27.5	34.5	11.5	31.5	18	21.5	-999	275.4
1991													
PJ max (mm)	14	14	10	7	-999	18	33	16	14	13	16	0	18
Totaux (mm)	76	82.5	41	28	-999	38.5	104	54	38	24	29	0	515
1992													
PJ max (mm)	13	8	9.4	24	16.6	6	8	13.4	12	4.5	4.5	0	24
Totaux (mm)	56	12.4	31.5	76.5	26.9	26.7	18.3	20.4	51.9	6.5	4.5	0	331.6

	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
1993													
PJ max (mm)	46.8	24.6	9.3	21	5	15.5	6	12.8	0	0	2	2.1	46.8
Totaux (mm)	57.9	34.8	31.7	44.9	15.1	64.2	10	23.6	0	0	2	2.1	286.3
1994													
PJ max (mm)	67.3	24.1	6.8	9.5	22	4	6	9	0	10	0	0	67.3
Totaux (mm)	92.4	61.3	11.6	11.5	85.5	8.5	12.5	18	0	46	0	0	347.3
1995													
PJ max (mm)	8	14	8	7	13	41	8	10	17	5.5	0	0	41
Totaux (mm)	14	21	18.5	10	49.5	108.6	29	35.5	35.5	18.5	0	0	340.1
1998													
PJ max (mm)	27	7.5	34.5	7.8	15	14	9.3	0	8	10.8	0	15	34.5
Totaux (mm)	87	8.5	50.4	31.7	67.7	36	22.3	0	11	10.8	0	25	350.4
1999													
PJ max (mm)	20.5	14	10	21.5	0	0	11	5.2	30	3.5	0	0	30
Totaux (mm)	73	21.1	21.2	84	0	0	23.2	17.2	55.7	3.5	0	0	298.9
2000													
PJ max (mm)	10	12	10	19.5	21	17.5	5.5	28	8	0	0	6	28
Totaux (mm)	23	30	19	57.5	108.5	30.5	5.5	28	12	0	0	14	328
2001													
PJ max (mm)													26.5
Totaux (mm)	53	4	19.5	3	25	34	12.5	16.5	28	16	25.2	110	346.7
2002													
PJ max (mm)													37
Totaux (mm)	54	22.5	138	110	231	113.5	16	110	63	5.8	13	37	913.8

	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
2003													
PJ max (mm)													32
Totaux (mm)	19	88	15	208	65	28	52.5	79	142.5	15	15	20	746.5
2004													
PJ max (mm)													30
Totaux (mm)	20	30	60	105	96	22	9	38	7.5	12	0	11	410.2
2005													
PJ max (mm)													47.7
Totaux (mm)	52	39.7	66.5	46.5	50.1	46.5	6.8	27.8	102.9	0	0	0	438.8
2006													
PJ max (mm)													42.5
Totaux (mm)	62	17.8	8.4	47.9	9.8	44.3	137.5	119.1	22.5	21	0	0	490.3
2007													
PJ max (mm)													47
Totaux (mm)	120.4	74.5	38	40	8	31	42	13	60.7	35	50.2	22	534.8
2008													
PJ max (mm)													30
Totaux (mm)	29	63.5	44	42.8	130.7	27	46.7	70.9	14.3	0	0	0	468.9
2009													
PJ max (mm)													32
Totaux (mm)	35.2	10	66.2	53	57	70.5	67	26	62	44	0	29	519.9
2010													
PJ max (mm)													20
Totaux (mm)	17	69	29	27.5	40	106.2	22	74	66.2	18	10	19	497.9
2011													
PJ max (mm)													24
Totaux (mm)	16	9	56	17	20	59	39	87	0	22	0	32	357
2012													
PJ max (mm)													22
Totaux (mm)	7	0	53	0	65	100	88.5	85	34	0	0	0	432.5
2013													
PJ max (mm)													35
Totaux (mm)	0	0	65	45	35	28	79	3	39	33	0	0	327

Annexe B02 : 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 B03 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	A80% (m³)	U80% (m³)	A-U (m³)	1ére consigne			2éme consigne		
				Vrf (m³)	Vri (m³)	S (m³)	Vrf (m³)	Vri (m³)	S (m³)
S	65000	27500	37500	114943.14	77443.14		77443.14	77443.14	
					114943.14		39943.14	77443.14	37500
O	48000	13750	34250	149193.14	149193.14		43193.14	77443.14	34250
N	66000	2750	63250	212443.14	153718.14	58725	14193.14	77443.14	63250
D	77000	0	77000	230718.14	153718.14	77000	443.14	77443.14	77000
J	78000	0	78000	231718.14	153718.14	78000	-556.86	77443.14	78000
F	74000	0	74000	227718.14	153718.14	74000	-69531.86	77443.14	146975
M	71000	5500	65500	219218.14	153718.14	65500	4468.14	4468.14	
A	70000	16500	53500	207218.14	153718.14	53500	69968.14	69968.14	
M	66000	35750	30250	183968.14	153718.14	30250	123468.14	123468.14	
J	25000	71500	-46500	107218.14	107218.14		153718.14	153718.14	
J	11000	39993	-28993	78225.14	78225.14		107218.14	107218.14	
A	20000	20782	-782	77443.14	77443.14		78225.14	78225.14	
SOMME	671000	234025	436975			348000	77443.14	77443.14	135000

Annexe B04 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	A80% (m^3)	U80% (m^3)	Les pertes (m^3)	A-U (m^3)	1ére consigne			2éme consigne		
					Vrf (m^3)	Vri (m^3)	S (m^3)	Vrf (m^3)	Vri (m^3)	S (m^3)
S	65000	27500	4103.76	33396.24	110839.38	77443.14	/	77443.14	77443.14	/
O	48000	13750	7197.22	27052.78		110839.38	/	44046.9	77443.14	33396.24
N	66000	2750	7308.55	55941.45	137892.16	137892.16	/	50390.36	77443.14	27052.78
D	77000	0	7403.39	69596.61	193833.61	185320.69	8512.92	21501.690	77443.140	55941.45
J	78000	0	8158.92	69841.08	254917.30	185320.69	69596.61	7846.530	77443.140	69596.61
F	74000	0	8489.07	65510.93	255161.77	185320.69	69841.08	-66634.410	77443.140	144077.55
M	71000	5500	9559.1	55940.9	250831.62	185320.69	65510.93	3206.670	3206.670	/
A	70000	16500	10819.37	42680.63	241261.59	185320.69	55940.9	68717.600	68717.600	/
M	66000	35750	12268.44	17981.56	228001.32	185320.69	42680.63	124658.500	124658.500	/
J	25000	71500	12892.11	-59392.11	203302.25	185320.69	17981.56	167339.130	167339.130	/
J	11000	39993	10759.95	-39753.0	125928.58	125928.58	/	185320.690	185320.690	/
A	20000	20782	7950.49	-8732.49	86175.63	86175.63	/	125928.580	125928.580	/
					77443.14	77443.14	/	86175.63	86175.63	/
SOMME	671000	234025		330064.63			139437.69	77443.14	77443.14	116390.47

Annexe B05 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes pour la deuxième approximation

Mois	A80% (m^3)	U80% (m^3)	Les pertes (m^3)	A-U (m^3)	1ére consigne			2éme consigne		
					Vrf (m^3)	Vri (m^3)	S (m^3)	Vrf (m^3)	Vri (m^3)	S (m^3)
S	65000	27500	5252.75	32247.25	109690.39	77443.14	/	77443.14	77443.14	/
O	48000	13750	6680.13	27569.87		109690.39	/	45195.89	77443.14	32247.25
N	66000	2750	6518.01	56731.990	137260.26	137260.26	/	49873.27	77443.14	27569.87
D	77000	0	7339.8	69660.200	193992.250	189929.375	4062.875	20711.150	77443.140	56731.99
J	78000	0	8801.86	69198.140	259589.5746	189929.375	69660.2	7782.940	77443.140	69660.2
F	74000	0	9125.7	64874.300	259127.5146	189929.375	69198.14	-58870.465	77443.140	136313.61
M	71000	5500	10199.1	55300.900	254803.675	189929.375	64874.3	10327.675	10327.675	/
A	70000	16500	11446.1	42053.900	245230.2746	189929.375	55300.9	75201.975	75201.975	/
M	66000	35750	12877.4	17372.600	231983.2746	189929.375	42053.9	130502.875	130502.875	/
J	25000	71500	13873	-60373.000	207301.9746	189929.375	17372.6	172556.775	172556.775	/
J	11000	39993	12845.9	-41838.900	129556.3746	129556.3746	/	189929.375	189929.375	/
A	20000	20782	9492.37	-10274.37	87717.4746	87717.4746	/	129556.375	129556.375	/
					77443.105	77443.14	/	87717.475	87717.475	/
SOMME	671000	234025		322522.88			322522.9154	77443.105	77443.105	116549.11

Annexe B06 : Laminage de crue par la méthode de Muskingum

Calcul de la courbe caractéristique $f(O) = \frac{2S}{\Delta t} + O$:

Pour b = 8m

H(m)	Côte (m)	A (m²)	S (m³)	O (m³/s)	$\frac{2S}{\Delta t} + O$
2	734	68000	136000	49.11	426.89
1.8	733.8	66000	118800	41.93	371.93
1.6	733.6	64000	102400	35.14	319.59
1.4	733.4	62000	86800	28.76	269.87
1.2	733.2	60000	72000	22.82	222.82
1	733	58000	58000	17.36	178.47
0.8	732.8	56000	44800	12.42	136.87
0.6	732.6	54000	32400	8.07	98.07
0.4	732.4	52000	20800	4.39	62.17
0.2	732.2	50000	10000	1.55	29.33
0	732	48000	0	0.00	0.00

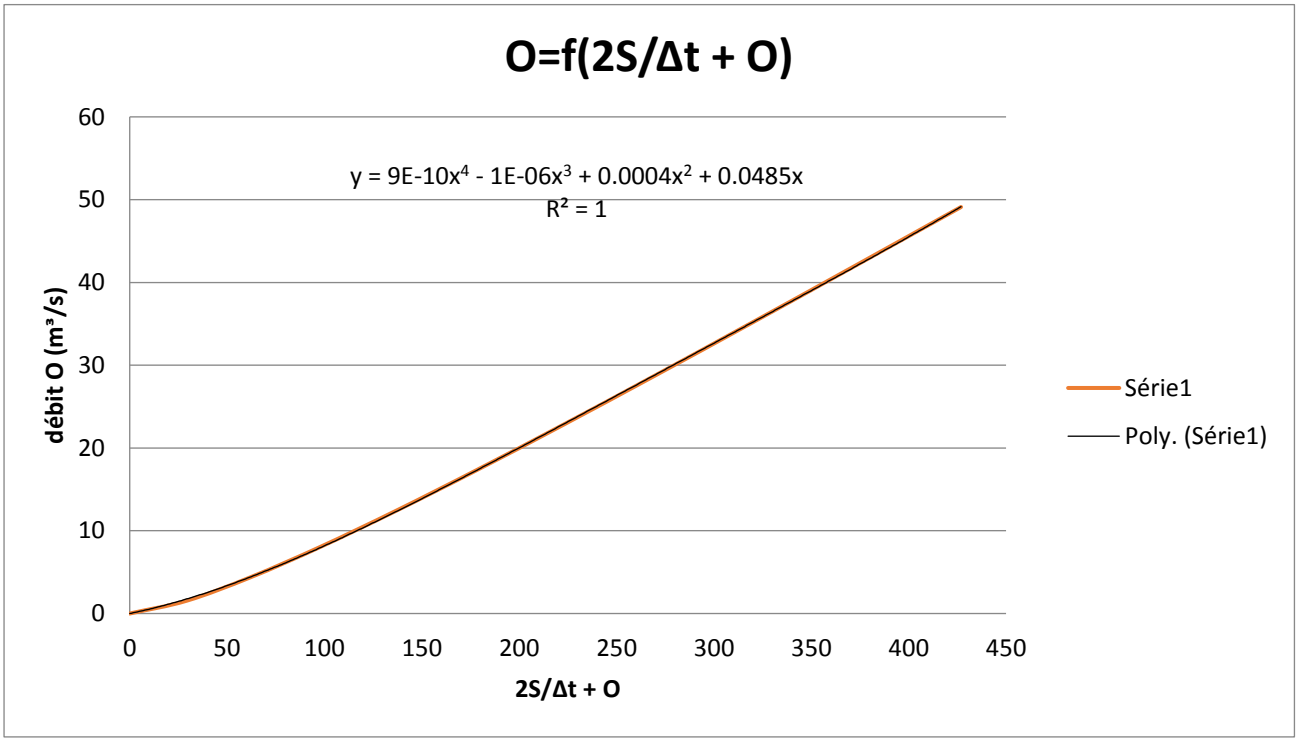


Figure III. 1 : courbe caractéristique de la retenue collinaire

Calcul de l’hydro-gramme laminé :

T(h)	I (m³/s)	1+I2 m³/s)	2S/Δt+O	2S/Δt+O)- 2O	O (m³/s)
0	0.00	0.63	0.00	0.00	0.00
0.2	0.63	3.14	0.60	0.54	0.03
0.4	2.51	8.15	3.56	3.20	0.18
0.6	5.64	15.68	11.04	9.87	0.58
0.8	10.03	25.71	24.94	22.05	1.44
1	15.68	38.25	46.76	40.67	3.04
1.2	22.57	53.30	77.43	65.99	5.72
1.4	30.73	70.86	117.22	97.74	9.74
1.6	40.13	88.69	165.84	135.51	15.16
1.76	48.56	95.81	220.75	177.59	21.58
1.8	47.25	88.29	269.67	215.04	27.32
2	41.04	76.44	299.89	238.23	30.83
2.2	35.40	65.70	311.70	247.32	32.19
2.4	30.30	56.02	310.46	246.36	32.05
2.6	25.72	47.34	300.21	238.48	30.86
2.8	21.62	39.61	283.98	226.01	28.98
3	17.99	32.77	264.08	210.76	26.66
3.2	14.78	26.77	242.25	194.04	24.11
3.4	11.99	21.55	219.77	176.84	21.46
3.6	9.56	17.06	197.55	159.85	18.85
3.8	7.49	13.24	176.24	143.51	16.37
4	5.74	10.04	156.23	128.10	14.06
4.2	4.29	7.40	137.75	113.79	11.98
4.4	3.11	5.27	120.90	100.63	10.14
4.6	2.16	3.60	105.70	88.64	8.53
4.8	1.43	2.32	92.10	77.81	7.14
5	0.89	1.39	80.05	68.11	5.97
5.2	0.50	0.75	69.45	59.48	4.98
5.4	0.25	0.35	60.21	51.88	4.16
5.6	0.10	0.13	52.22	45.24	3.49
5.8	0.03	0.03	45.36	39.50	2.93
6	0.00	0.00	39.52	34.56	2.48
6.2	0.00	0.00	34.56	30.33	2.11

Calcul de la courbe caractéristique $f(O) = \frac{2S}{\Delta t} + O$:

Pour $b = 10m$

H(m)	Côte (m)	A (m²)	S (m³)	O (m³/s)	$\frac{2S}{\Delta t} + O$
1.72	733.72	65200	112144	48.96	360.47076
1.6	733.6	64000	102400	43.93	328.37084
1.4	733.4	62000	86800	35.95	277.06432
1.2	733.2	60000	72000	28.53	228.53103
1	733	58000	58000	21.70	182.81540
0.8	732.8	56000	44800	15.53	139.97477
0.6	732.6	54000	32400	10.09	100.08724
0.4	732.4	52000	20800	5.49	63.26858
0.2	732.2	50000	10000	1.94	29.71907
0	732	48000	0	0.00	0.00000

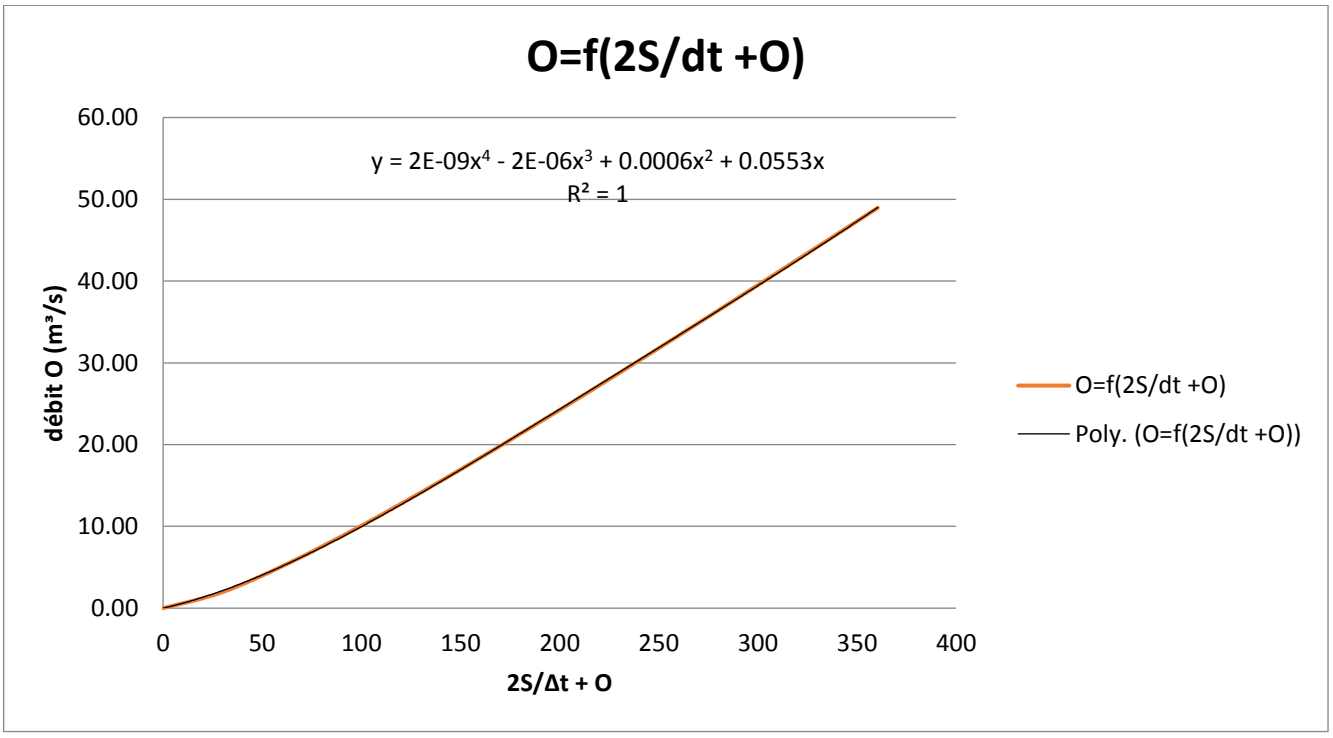


Figure III. 2 : courbe caractéristique de la retenue collinaire

Calcul de l'hydro-gramme laminé :

T(h)	I (m^3/s)	I1+I2 (m^3/s)	2S/Δt+O	(2S/Δt+O)-2O	O (m^3/s)
0	0.00	0.63	0.00	0.00	0.00
0.2	0.63	3.14	0.60	0.54	0.03
0.4	2.51	8.15	3.55	3.14	0.20
0.6	5.64	15.68	10.98	9.62	0.68
0.8	10.03	25.71	24.69	21.29	1.70
1	15.68	38.25	45.99	38.74	3.63
1.2	22.57	53.30	75.50	61.90	6.80
1.4	30.73	70.86	113.13	90.40	11.37
1.6	40.13	88.69	158.50	124.22	17.14
1.76	48.56	95.81	209.46	162.71	23.38
1.8	47.25	88.29	254.79	198.01	28.39
2	41.04	76.44	282.86	220.48	31.19
2.2	35.40	65.70	293.95	229.48	32.23
2.4	30.30	56.02	292.63	228.41	32.11
2.6	25.72	47.34	282.25	219.99	31.13
2.8	21.62	39.61	265.49	206.53	29.48
3	17.99	32.77	244.60	189.97	27.31
3.2	14.78	26.77	221.47	171.94	24.76
3.4	11.99	21.55	197.67	153.71	21.98
3.6	9.56	17.06	174.42	136.14	19.14
3.8	7.49	13.24	152.54	119.78	16.38
4	5.74	10.04	132.50	104.85	13.82
4.2	4.29	7.40	114.50	91.42	11.54
4.4	3.11	5.27	98.53	79.43	9.55
4.6	2.16	3.60	84.50	68.79	7.85
4.8	1.43	2.32	72.25	59.40	6.43
5	0.89	1.39	61.63	51.13	5.25
5.2	0.50	0.75	52.47	43.91	4.28
5.4	0.25	0.35	44.64	37.65	3.49
5.6	0.10	0.13	37.99	32.27	2.86
5.8	0.03	0.03	32.39	27.68	2.35
6	0.00	0.00	27.71	23.80	1.95
6.2	0.00	0.00	23.81	20.55	1.63

Calcul de la courbe caractéristique $f(O) = \frac{2S}{\Delta t} + O$:

Pour $b = 12m$

H(m)	Côte (m)	A (m²)	S (m³)	O (m³/s)	2S/Δt+O
1.52	733.52	63200	96064	48.808135	315.65
1.4	733.40	62000	86800	43.143848	284.25
1.2	733.20	60000	72000	34.237236	234.24
1	733.00	58000	58000	26.045148	187.16
0.8	732.80	56000	44800	18.636391	143.08
0.6	732.60	54000	32400	12.104691	102.10
0.4	732.40	52000	20800	6.588959	64.37
0.2	732.20	50000	10000	2.329549	30.11
0	732.00	48000	0	0.000000	0.00

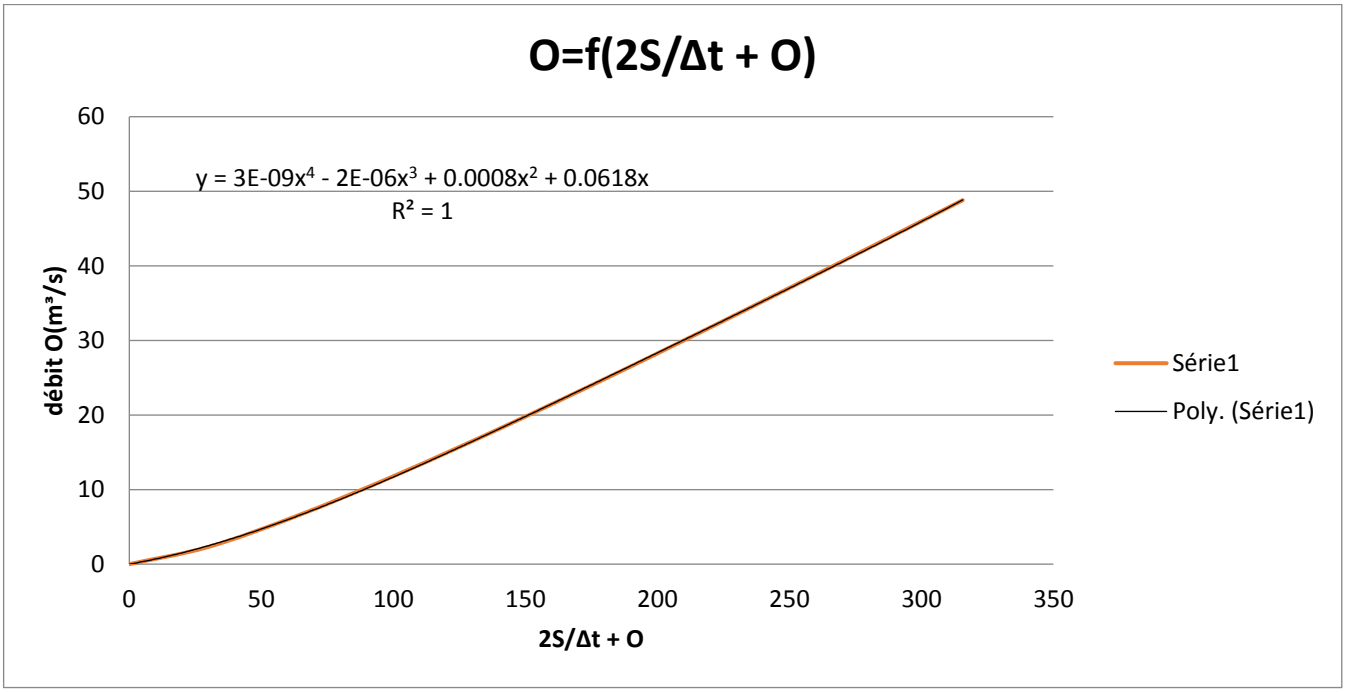


Figure III. 3 : courbe caractéristique de la retenue

Calcul de l’hydro-gramme laminé :

T(h)	I (m³/s)	I1+I2 (m³/s)	2S/Δt+O	(2S/Δt+O)-2O	O (m³/s)
0	0.00	0.63	0.00	0.00	0.00
0.2	0.63	3.14	0.60	0.52	0.04
0.4	2.51	8.15	3.53	3.04	0.25
0.6	5.64	15.68	10.87	9.21	0.83
0.8	10.03	25.71	24.27	20.04	2.12
1	15.68	38.25	44.75	35.64	4.55
1.2	22.57	53.30	72.41	55.31	8.55
1.4	30.73	70.86	106.54	78.03	14.25
1.6	40.13	88.69	146.13	103.16	21.49
1.76	48.56	95.81	188.40	129.27	29.56
1.8	47.25	88.29	221.35	149.32	36.02
2	41.04	76.44	234.17	157.03	38.57
2.2	35.40	65.70	230.49	154.83	37.83
2.4	30.30	56.02	217.97	147.28	35.35
2.6	25.72	47.34	201.12	137.04	32.04
2.8	21.62	39.61	182.54	125.68	28.43
3	17.99	32.77	163.75	114.10	24.82
3.2	14.78	26.77	145.60	102.83	21.39
3.4	11.99	21.55	128.55	92.12	18.22
3.6	9.56	17.06	112.83	82.09	15.37
3.8	7.49	13.24	98.49	72.79	12.85
4	5.74	10.04	85.51	64.20	10.66
4.2	4.29	7.40	73.84	56.30	8.77
4.4	3.11	5.27	63.41	49.06	7.17
4.6	2.16	3.60	54.13	42.47	5.83
4.8	1.43	2.32	45.93	36.52	4.71
5	0.89	1.39	38.75	31.18	3.79
5.2	0.50	0.75	32.52	26.45	3.03
5.4	0.25	0.35	27.17	22.31	2.43
5.6	0.10	0.13	22.65	18.75	1.95
5.8	0.03	0.03	18.88	15.74	1.57
6	0.00	0.00	15.77	13.23	1.27
6.2	0.00	0.00	13.23	11.15	1.04

Calcul de la courbe caractéristique $f(O) = \frac{2S}{\Delta t} + O$:

Pour b = 14m

H(m)	Côte (m)	A (m²)	S (m³)	O (m³/s)	$\frac{2S}{\Delta t} + O$
1.38	733.38	61800	85284	49.26	286.16
1.28	733.28	60800	77824	44.00	260.18
1.18	733.18	59800	70564	38.95	234.96
1.08	733.08	58800	63504	34.10	210.50
0.98	732.98	57800	56644	29.48	186.82
0.88	732.88	56800	49984	25.08	163.93
0.78	732.78	55800	43524	20.93	141.83
0.68	732.68	54800	37264	17.04	120.55
0.58	732.58	53800	31204	13.42	100.10
0.48	732.48	52800	25344	10.10	80.50
0.38	732.38	51800	19684	7.12	61.80
0.28	732.28	50800	14224	4.50	44.01
0.18	732.18	49800	8964	2.32	27.22
0.08	732.08	48800	3904	0.69	11.53
0	732	48000	0	0.00	0.00

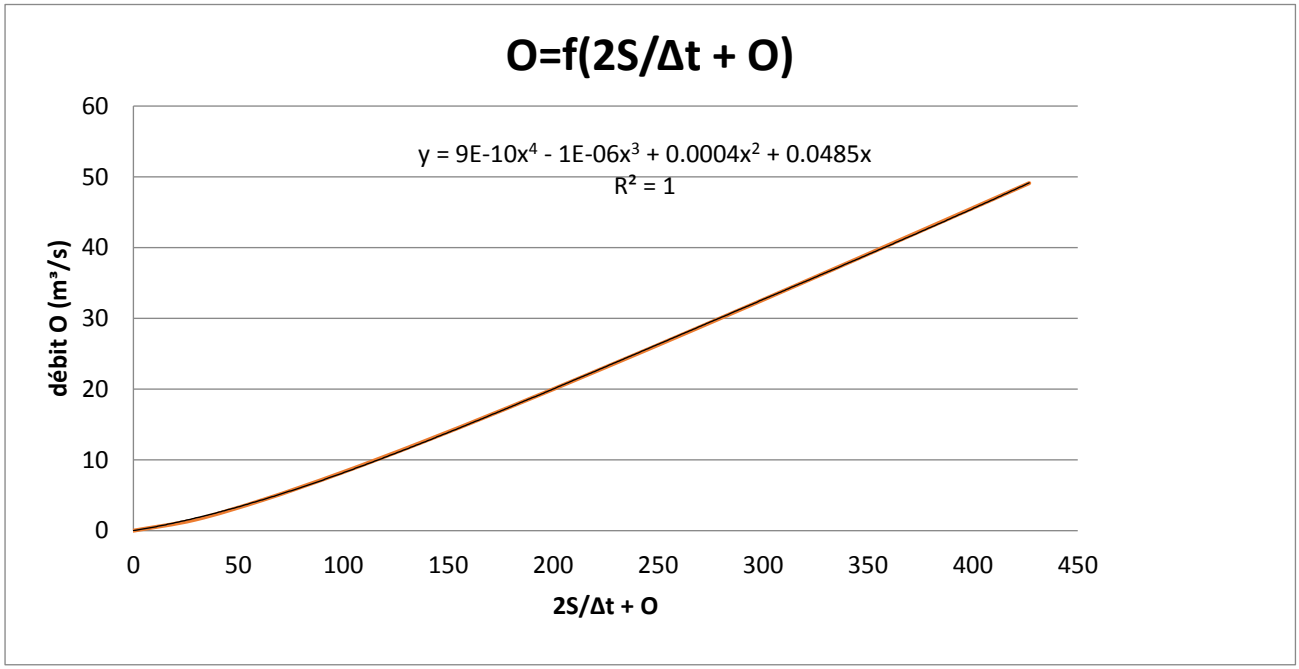


Figure III. 4 : courbe caractéristique de la retenue collinaire

Calcul de l’hydro-gramme laminé :

T(h)	I (m³/s)	1+I2 m³/s)	2S/Δt+O	2S/Δt+O)-2O	O (m³/s)
0	0.00	0.63	0.00	0.00	0.00
0.2	0.63	3.14	0.60	0.52	0.04
0.4	2.51	8.15	3.53	3.04	0.25
0.6	5.64	15.68	10.87	9.21	0.83
0.8	10.03	25.71	24.27	20.04	2.12
1	15.68	38.25	44.75	35.64	4.55
1.2	22.57	53.30	72.41	55.31	8.55
1.4	30.73	70.86	106.54	78.03	14.25
1.6	40.13	88.69	146.13	103.16	21.49
1.76	48.56	95.81	188.40	129.27	29.56
1.8	47.25	88.29	221.35	149.32	36.02
2	41.04	76.44	234.17	157.03	38.57
2.2	35.40	65.70	230.49	154.83	37.83
2.4	30.30	56.02	217.97	147.28	35.35
2.6	25.72	47.34	201.12	137.04	32.04
2.8	21.62	39.61	182.54	125.68	28.43
3	17.99	32.77	163.75	114.10	24.82
3.2	14.78	26.77	145.60	102.83	21.39
3.4	11.99	21.55	128.55	92.12	18.22
3.6	9.56	17.06	112.83	82.09	15.37
3.8	7.49	13.24	98.49	72.79	12.85
4	5.74	10.04	85.51	64.20	10.66
4.2	4.29	7.40	73.84	56.30	8.77
4.4	3.11	5.27	63.41	49.06	7.17
4.6	2.16	3.60	54.13	42.47	5.83
4.8	1.43	2.32	45.93	36.52	4.71
5	0.89	1.39	38.75	31.18	3.79
5.2	0.50	0.75	32.52	26.45	3.03
5.4	0.25	0.35	27.17	22.31	2.43
5.6	0.10	0.13	22.65	18.75	1.95
5.8	0.03	0.03	18.88	15.74	1.57
6	0.00	0.00	15.77	13.23	1.27
6.2	0.00	0.00	13.23	11.15	1.04

Calcul de la courbe caractéristique $f(O) = \frac{2S}{\Delta t} + O$:

Pour b = 16m

H(m)	Côte (m)	A (m²)	S (m³)	O (m³/s)	$\frac{2S}{\Delta t} + O$
1.26	733.26	60600	76356	49.12	261.22
1.2	733.2	60000	72000	45.65	245.65
1	733	58000	58000	34.73	195.84
0.8	732.8	56000	44800	24.85	149.29
0.6	732.6	54000	32400	16.14	106.14
0.4	732.4	52000	20800	8.79	66.56
0.2	732.2	50000	10000	3.11	30.88
0	732	48000	0	0.00	0.00

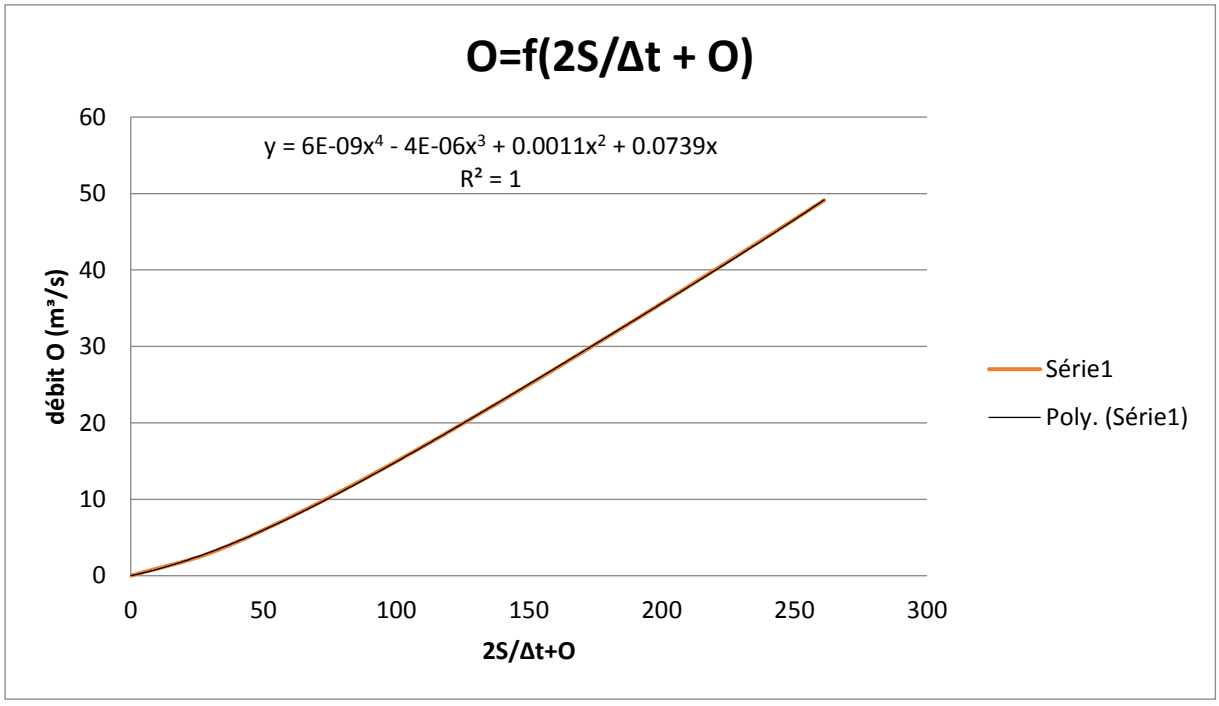


Figure III. 5 : courbe caractéristique de la retenue collinaire

Calcul de l'hydro-gramme laminé :

T(h)	I (m³/s)	1+I2 m³/s)	2S/Δt+O	2S/Δt+O)-2O	O (m³/s)
0	0.00	0.63	0.00	0.00	0.00
0.2	0.63	3.14	0.60	0.54	0.03
0.4	2.51	8.15	3.56	3.20	0.18
0.6	5.64	15.68	11.04	9.87	0.58
0.8	10.03	25.71	24.94	22.05	1.44
1	15.68	38.25	46.76	40.67	3.04
1.2	22.57	53.30	77.43	65.99	5.72
1.4	30.73	70.86	117.22	97.74	9.74
1.6	40.13	88.69	165.84	135.51	15.16
1.76	48.56	95.81	220.75	177.59	21.58
1.8	47.25	88.29	269.67	215.04	27.32
2	41.04	76.44	299.89	238.23	30.83
2.2	35.40	65.70	311.70	247.32	32.19
2.4	30.30	56.02	310.46	246.36	32.05
2.6	25.72	47.34	300.21	238.48	30.86
2.8	21.62	39.61	283.98	226.01	28.98
3	17.99	32.77	264.08	210.76	26.66
3.2	14.78	26.77	242.25	194.04	24.11
3.4	11.99	21.55	219.77	176.84	21.46
3.6	9.56	17.06	197.55	159.85	18.85
3.8	7.49	13.24	176.24	143.51	16.37
4	5.74	10.04	156.23	128.10	14.06
4.2	4.29	7.40	137.75	113.79	11.98
4.4	3.11	5.27	120.90	100.63	10.14
4.6	2.16	3.60	105.70	88.64	8.53
4.8	1.43	2.32	92.10	77.81	7.14
5	0.89	1.39	80.05	68.11	5.97
5.2	0.50	0.75	69.45	59.48	4.98
5.4	0.25	0.35	60.21	51.88	4.16
5.6	0.10	0.13	52.22	45.24	3.49
5.8	0.03	0.03	45.36	39.50	2.93
6	0.00	0.00	39.52	34.56	2.48
6.2	0.00	0.00	34.56	30.33	2.11

Calcul de la courbe caractéristique $f(O) = \frac{2S}{\Delta t} + O$:

Pour b = 18m

H(m)	Côte (m)	A (m²)	S (m³)	O (m³/s)	$\frac{2S}{\Delta t} + O$
1.16	733.16	59600	69136	45.0720296	237.12
1.1	733.1	59000	64900	39.0677218	219.35
1	733	58000	58000	33.3566057	194.47
0.9	732.9	57000	51300	27.9545861	170.45
0.8	732.8	56000	44800	22.8804808	147.32
0.7	732.7	55000	38500	18.1570363	125.10
0.6	732.6	54000	32400	13.8125255	103.81
0.5	732.5	53000	26500	9.88343871	83.49
0.4	732.4	52000	20800	6.41948175	64.20
0.3	732.3	51000	15300	3.49432327	45.99
0.2	732.2	50000	10000	1.23542984	29.01
0.1	732.1	49000	4900	0	13.61
0	732	48000	0	0	0
1.16	733.16	59600	69136	45.0720296	237.12

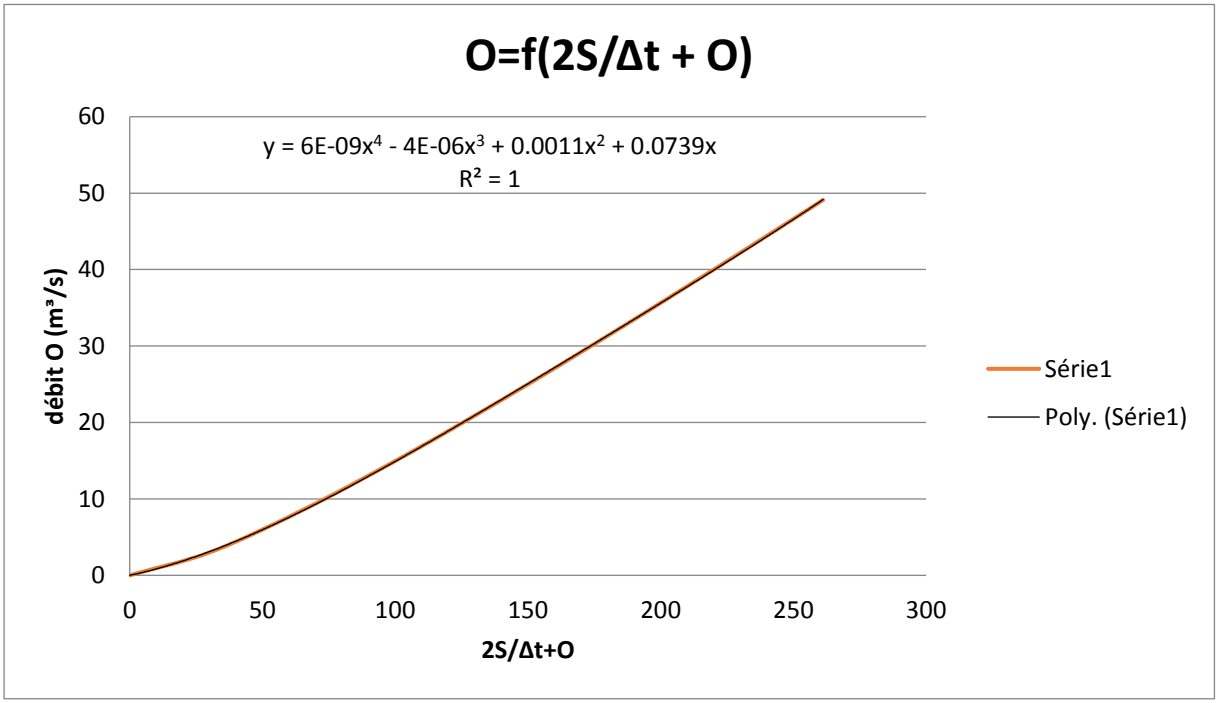


Figure III. 6 : courbe caractéristique de la retenue collinaire

Calcul de l’hydro-gramme laminé :

T(h)	I (m³/s)	I1+I2 m³/s)	2S/Δt+O	2S/Δt+O)-2O	O (m³/s)
0	0.00	0.63	0.00	0.00	0.00
0.2	0.63	3.14	0.60	0.62	-0.01
0.4	2.51	8.15	3.64	3.71	-0.04
0.6	5.64	15.68	11.54	11.33	0.11
0.8	10.03	25.71	26.39	24.14	1.13
1	15.68	38.25	48.85	40.43	4.21
1.2	22.57	53.30	77.19	56.97	10.11
1.4	30.73	70.86	108.19	71.35	18.42
1.6	40.13	88.69	139.45	82.82	28.31
1.76	48.56	95.81	168.06	90.70	38.68
1.8	47.25	88.29	182.78	93.59	44.59
2	41.04	76.44	178.45	92.84	42.80
2.2	35.40	65.70	166.30	90.30	38.00
2.4	30.30	56.02	153.45	87.02	33.21
2.6	25.72	47.34	140.86	83.27	28.79
2.8	21.62	39.61	128.77	79.22	24.77
3	17.99	32.77	117.29	74.98	21.15
3.2	14.78	26.77	106.48	70.64	17.92
3.4	11.99	21.55	96.36	66.24	15.06
3.6	9.56	17.06	86.95	61.86	12.55
3.8	7.49	13.24	78.25	57.51	10.37
4	5.74	10.04	70.24	53.25	8.49
4.2	4.29	7.40	62.90	49.10	6.90
4.4	3.11	5.27	56.22	45.11	5.55
4.6	2.16	3.60	50.17	41.29	4.44
4.8	1.43	2.32	44.75	37.70	3.53
5	0.89	1.39	39.93	34.35	2.79
5.2	0.50	0.75	35.69	31.29	2.20
5.4	0.25	0.35	32.01	28.54	1.74
5.6	0.10	0.13	28.87	26.11	1.38
5.8	0.03	0.03	26.23	24.00	1.11
6	0.00	0.00	24.03	22.22	0.91
6.2	0.00	0.00	22.22	20.72	0.75

Annexe C : Stabilité des talus

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval $R = 27.5\ m$

N Tr	bi	h digue	h fondation	sin α	cos α	Gn	Tn	N	dl	Fc	tg ø	Ff	T
-2.00	2.75	1.30	0.00	-0.18	0.98	7.87	-1.43	7.73	2.80	9.79	0.17	1.31	18.88
-1.00	2.75	2.90	0.00	-0.09	1.00	17.55	-1.60	17.47	2.76	9.67	0.17	2.97	42.11
0.00	2.75	4.10	0.00	0.00	1.00	24.81	0.00	24.81	2.75	9.63	0.17	4.22	59.53
1.00	2.75	5.10	0.00	0.09	1.00	30.86	2.81	30.73	2.76	9.67	0.17	5.22	74.05
2.00	2.75	5.70	0.00	0.18	0.98	34.49	6.27	33.91	2.80	9.79	0.17	5.76	82.76
3.00	2.75	6.30	0.00	0.27	0.96	38.12	10.40	36.67	2.86	10.00	0.17	6.23	91.48
4.00	2.75	6.10	0.00	0.36	0.93	36.91	13.42	34.38	2.95	10.33	0.17	5.84	88.57
5.00	2.75	5.80	0.00	0.45	0.89	35.09	15.95	31.26	3.09	10.81	0.17	5.31	84.22
6.00	2.75	5.00	0.00	0.55	0.84	30.25	16.50	25.35	3.28	11.48	0.17	4.31	72.60
7.00	2.75	3.60	0.00	0.64	0.77	21.78	13.86	16.80	3.56	12.48	0.17	2.86	52.27
8.00	2.75	1.30	0.00	0.73	0.69	7.87	5.72	5.40	4.01	14.02	0.17	0.92	18.88
somme								81.90		117.66		44.94	685.34

Coefficient de sécurité	
Kss	1.98
Kas	1.8

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval $R = 26.5\ m$

N Tr	bi	h digue	h fondation	sin α	cos α	Gn	Tn	N	dl	Fc	tg ø	Ff	T
-4	2.65	1.70	0.00	-0.29	0.96	7.88	-2.25	7.56	2.77	11.06	0.17	1.28	17.34
-3	2.65	2.80	0.80	-0.21	0.98	16.80	-3.60	16.41	2.71	10.85	0.17	2.79	36.96
-2	2.65	4.00	1.30	-0.14	0.99	24.75	-3.54	24.50	2.68	10.71	0.17	4.16	54.45
-1	2.65	5.10	1.80	-0.07	1.00	32.24	-2.30	32.15	2.66	10.63	0.17	5.47	70.92
0	2.65	6.10	1.80	0.00	1.00	36.87	0.00	36.87	2.65	10.60	0.17	6.27	81.12
1	2.65	7.10	1.70	0.07	1.00	41.04	2.93	40.93	2.66	10.63	0.17	6.96	90.28
2	2.65	8.20	1.30	0.14	0.99	44.23	6.32	43.77	2.68	10.71	0.17	7.44	97.30
3	2.65	9.20	0.60	0.21	0.98	45.53	9.76	44.47	2.71	10.85	0.17	7.56	100.16
4	2.65	9.90	0.00	0.29	0.96	45.91	13.12	44.00	2.77	11.06	0.17	7.48	101.00
5	2.65	9.60	0.00	0.36	0.93	44.52	15.90	41.58	2.84	11.35	0.17	7.07	97.94
6	2.65	8.90	0.00	0.43	0.90	41.27	17.69	37.29	2.93	11.73	0.17	6.34	90.80
7	2.65	7.60	0.00	0.50	0.87	35.25	17.62	30.52	3.06	12.24	0.17	5.19	77.54
8	2.65	5.20	0.00	0.57	0.82	24.12	13.78	19.79	3.23	12.92	0.17	3.36	53.05
9	2.65	0.80	0.00	0.64	0.77	3.71	2.39	2.84	3.46	13.84	0.17	0.48	8.16

Coefficient de sécurité	
Kss	2.63
Kas	2.31

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval $R = 29.4\ m$

N Tr	bi	h digue	h fondation	sin α	cos α	Gn	Tn	N	dl	Fc	tg ø	Ff	T
-3	2.94	1.9	0	-0.25	0.97	9.78	-2.44	9.47	3.04	12.15	0.17	1.61	22.19
-2	2.94	3.7	0	-0.17	0.99	19.04	-3.17	18.77	2.98	11.93	0.17	3.19	43.21
-1	2.94	5.2	0	-0.08	1.00	26.75	-2.23	26.66	2.95	11.80	0.17	4.53	60.73
0	2.94	6	0.6	0.00	1.00	34.05	0.00	34.05	2.94	11.76	0.17	5.79	77.28
1	2.94	7.3	0.2	0.08	1.00	38.62	3.22	38.48	2.95	11.80	0.17	6.54	87.66
2	2.94	7.8	0.5	0.17	0.99	42.78	7.13	42.18	2.98	11.93	0.17	7.17	97.10
3	2.94	8.6	0	0.25	0.97	44.25	11.06	42.84	3.04	12.15	0.17	7.28	100.44
4	2.94	8.7	0	0.33	0.94	44.76	14.92	42.20	3.12	12.47	0.17	7.17	101.61
5	2.94	8.3	0	0.42	0.91	42.70	17.79	38.82	3.23	12.94	0.17	6.60	96.94
6	2.94	7.7	0	0.50	0.87	39.62	19.81	34.31	3.39	13.58	0.17	5.83	89.93
7	2.94	6.1	0	0.58	0.81	31.38	18.31	25.49	3.62	14.48	0.17	4.33	71.24
8	2.94	3.3	0	0.67	0.75	16.98	11.32	12.66	3.94	15.78	0.17	2.15	38.54

Coefficient de sécurité	
Kss	2.24
Kas	2.01

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont $R = 31\ m$

N Tr	bi	h digue	h fondation	sin α	cos α	Gn	Tn	N	dl	Fc	tg ø	Ff	T
-4	3.1	0.3	0	-0.31	0.95	1.67	-0.52	1.59	3.26	13.03	0.17	0.27	3.35
-3	3.1	2.1	0.3	-0.23	0.97	13.58	-3.13	13.21	3.19	12.74	0.17	2.25	27.16
-2	3.1	3	1.3	-0.15	0.99	24.80	-3.82	24.50	3.14	12.55	0.17	4.17	49.60
-1	3.1	3.8	2	-0.08	1.00	33.60	-2.58	33.50	3.11	12.44	0.17	5.70	67.21
0	3.1	4.8	2.1	0.00	1.00	39.80	0.00	39.80	3.10	12.40	0.17	6.77	79.61
1	3.1	5.9	2.1	0.08	1.00	45.94	3.53	45.81	3.11	12.44	0.17	7.79	91.88
2	3.1	6.8	1.4	0.15	0.99	46.62	7.17	46.07	3.14	12.55	0.17	7.83	93.25
3	3.1	7.9	0.7	0.23	0.97	48.42	11.17	47.12	3.19	12.74	0.17	8.01	96.84
4	3.1	8.3	0	0.31	0.95	46.31	14.25	44.07	3.26	13.03	0.17	7.49	92.63
5	3.1	7.8	0	0.38	0.92	43.52	16.74	40.18	3.36	13.43	0.17	6.83	87.05
6	3.1	6.9	0	0.46	0.89	38.50	17.77	34.16	3.49	13.98	0.17	5.81	77.00
7	3.1	5.2	0	0.54	0.84	29.02	15.62	24.45	3.68	14.72	0.17	4.16	58.03
8	3.1	2.5	0	0.62	0.79	13.95	8.58	11.00	3.93	15.73	0.17	1.87	27.90

Coefficient de sécurité	
Kss	2.83
Kas	2.53

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont $R = 34.6\,m$

N Tr	bi	h digue	h fondation	sin α	cos α	Gn	Tn	N	dl	Fc	tg ø	Ff	T
-3	3.46	1.9	0.1	-0.25	0.97	12.20	-3.05	11.81	3.57	11.44	0.17	2.01	24.39
-2	3.46	2.9	1.2	-0.17	0.99	25.86	-4.31	25.50	3.51	11.23	0.17	4.34	51.73
-1	3.46	3.9	2.1	-0.08	1.00	38.15	-3.18	38.01	3.47	11.11	0.17	6.46	76.29
0	3.46	5	2.1	0.00	1.00	44.81	0.00	44.81	3.46	11.07	0.17	7.62	89.61
1	3.46	6.1	2	0.08	1.00	50.78	4.23	50.60	3.47	11.11	0.17	8.60	101.55
2	3.46	7.2	1.4	0.17	0.99	53.28	8.88	52.54	3.51	11.23	0.17	8.93	106.57
3	3.46	8.4	0.4	0.25	0.97	53.63	13.41	51.93	3.57	11.44	0.17	8.83	107.26
4	3.46	8.9	0	0.33	0.94	53.89	17.96	50.81	3.67	11.74	0.17	8.64	107.78
5	3.46	8	0	0.42	0.91	48.44	20.18	44.03	3.81	12.18	0.17	7.49	96.88
6	3.46	7	0	0.50	0.87	42.39	21.19	36.71	4.00	12.78	0.17	6.24	84.77
7	3.46	5	0	0.58	0.81	30.28	17.66	24.59	4.26	13.63	0.17	4.18	60.55
8	3.46	1.2	0	0.67	0.75	7.27	4.84	5.42	4.64	14.85	0.17	0.92	14.53

Coefficient de sécurité	
Kss	2.13
Kas	1.68

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval $R = 26.4\ m$

N Tr	bi	h digue	h fondation	sin α	cos α	Gn	Tn	N	dl	Fc	tg ø	Ff	T
-4	2.64	1.5	0	-0.31	0.95	7.13	-2.19	6.78	2.77	10.27	0.17	1.15	14.26
-3	2.64	3.6	0	-0.23	0.97	17.11	-3.95	16.65	2.71	10.04	0.17	2.83	34.21
-2	2.64	5.2	0	-0.15	0.99	24.71	-3.80	24.42	2.67	9.89	0.17	4.15	49.42
-1	2.64	5.8	0.9	-0.08	1.00	32.31	-2.49	32.22	2.65	9.80	0.17	5.48	64.63
0	2.64	6.6	1.2	0.00	1.00	37.70	0.00	37.70	2.64	9.77	0.17	6.41	75.40
1	2.64	7.4	1.3	0.08	1.00	42.03	3.23	41.90	2.65	9.80	0.17	7.12	84.06
2	2.64	8.2	1.1	0.15	0.99	44.77	6.89	44.24	2.67	9.89	0.17	7.52	89.55
3	2.64	9	0.7	0.23	0.97	46.46	10.72	45.21	2.71	10.04	0.17	7.69	92.93
4	2.64	9.7	0	0.31	0.95	46.09	14.18	43.86	2.77	10.27	0.17	7.46	92.19
5	2.64	9.5	0	0.38	0.92	45.14	17.36	41.67	2.86	10.58	0.17	7.08	90.29
6	2.64	8.7	0	0.46	0.89	41.34	19.08	36.68	2.98	11.01	0.17	6.23	82.68
7	2.64	7.5	0	0.54	0.84	35.64	19.19	30.03	3.13	11.59	0.17	5.11	71.28
8	2.64	5.1	0	0.62	0.79	24.24	14.91	19.10	3.35	12.39	0.17	3.25	48.47

Coefficient de sécurité	
Kss	2.22
Kas	1.98

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval $R = 31.3\ m$

N Tr	bi	h digue	h humide	h fondation	sin α	cos α	Gn	Tn	N	dl	Fc	Ui*dl	Ff	T
-3	3.31	3.4	0	0	-0.42	0.91	19.69	-8.21	17.90	3.64	12.74	0.00	3.04	49.24
-2	3.31	4.7	0	0.7	-0.33	0.94	31.86	-10.62	30.04	3.51	12.29	0.00	5.11	79.65
-1	3.31	5.9	0	1.2	-0.25	0.97	42.12	-10.53	40.78	3.42	11.96	0.00	6.93	105.30
0	3.31	6.4	0	2	-0.17	0.99	50.31	-8.39	49.61	3.36	11.75	0.00	8.43	125.78
1	3.31	7.4	0	2.2	-0.08	1.00	57.43	-4.79	57.23	3.32	11.63	0.00	9.73	143.57
2	3.31	8.3	0	1.9	0.00	1.00	60.66	0.00	60.66	3.31	11.59	0.00	10.31	151.64
3	3.31	9.3	0	1.5	0.08	1.00	63.80	5.32	63.58	3.32	11.63	0.00	10.81	159.50
4	3.31	9	1.3	0.4	0.17	0.99	63.17	10.53	62.29	3.36	11.75	4.36	10.59	157.93
5	3.31	7.7	2.7	0	0.25	0.97	62.03	15.51	60.06	3.42	11.96	9.23	10.21	155.07
6	3.31	7.2	2.3	0	0.33	0.94	56.55	18.85	53.32	3.51	12.29	8.07	9.06	141.38
7	3.31	6.8	0.8	0	0.42	0.91	44.55	18.56	40.50	3.64	12.74	2.91	6.89	111.38
8	3.31	4	0	0	0.50	0.87	23.17	11.59	20.07	3.82	13.38	0.00	3.41	57.93

Coefficient de sécurité	
Kss	2.87
Kas	2.53

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval $R = 20.4\,m$

N Tr	bi	h digue	h humide	h fondation	sin α	cos α	Gn	Tn	N	dl	Fc	Ff	T
-3	2.04	0.7	0	0	-0.25	0.97	2.50	-0.62	2.42	2.11	7.37	0.41	4.00
-2	2.04	2	0	0	-0.17	0.99	7.14	-1.19	7.04	2.07	7.24	1.20	11.42
-1	2.04	3.1	0	0	-0.08	1.00	11.07	-0.92	11.03	2.05	7.16	1.87	17.71
0	2.04	4	0	0	0.00	1.00	14.28	0.00	14.28	2.04	7.14	2.43	22.85
1	2.04	4.7	0	0	0.08	1.00	16.78	1.40	16.72	2.05	7.16	2.84	26.85
2	2.04	5.2	0	0	0.17	0.99	18.56	3.09	18.30	2.07	7.24	3.11	29.70
3	2.04	5.5	0	0	0.25	0.97	19.64	4.91	19.01	2.11	7.37	3.23	31.42
4	2.04	5.5	0	0	0.33	0.94	19.64	6.55	18.51	2.16	7.57	3.15	31.42
5	2.04	5.3	0	0	0.42	0.91	18.92	7.88	17.20	2.24	7.85	2.92	30.27
6	2.04	4.8	0	0	0.50	0.87	17.14	8.57	14.84	2.36	8.24	2.52	27.42
7	2.04	3.8	0	0	0.58	0.81	13.57	7.91	11.02	2.51	8.79	1.87	21.71
8	2.04	2.4	0	0	0.67	0.75	8.57	5.71	6.39	2.74	9.58	1.09	13.71

Coefficient de sécurité	
Kss	2.75
Kas	2.11

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval $R = 32.5\ m$

N Tr	bi	h digue	h humide	h fondation	sin α	cos α	Gn	Tn	N	dl	Fc	Ui*dl	Ff	T
-2	3.2	4.1	0	0.7	-0.18	0.98	27.44	-4.99	26.98	3.25	13.02	0.00	4.59	68.60
-1	3.2	5.4	0	1.1	-0.09	1.00	37.28	-3.39	37.13	3.21	12.85	0.00	6.31	93.20
0	3.2	6	0	2	0.00	1.00	46.40	0.00	46.40	3.20	12.80	0.00	7.89	116.00
1	3.2	7	0	2	0.09	1.00	52.00	4.73	51.78	3.21	12.85	0.00	8.80	130.00
2	3.2	8	0	1.9	0.18	0.98	56.96	10.36	56.01	3.25	13.02	0.00	9.52	142.40
3	3.2	9	0	1.2	0.27	0.96	58.08	15.84	55.88	3.33	13.30	0.00	9.50	145.20
4	3.2	9.8	0.2	0.4	0.36	0.93	58.69	21.34	54.67	3.44	13.74	0.69	9.29	146.72
5	3.2	8	1.8	0	0.45	0.89	56.03	25.47	49.91	3.59	14.37	6.47	8.48	140.08
6	3.2	7.2	1.9	0	0.55	0.84	52.18	28.46	43.73	3.82	15.27	7.25	7.43	130.44
7	3.2	7	0.2	0	0.64	0.77	40.45	25.74	31.20	4.15	16.59	0.83	5.30	101.12
8	3.2	3.4	0	0	0.73	0.69	19.04	13.85	13.07	4.66	18.65	0.00	2.22	47.60

Coefficient de sécurité	
Kss	1.69
Kas	1.31

Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont $R = 34\ m$

N Tr	bi	h digue	h humide	h fondation	sin α	cos α	Gn	Tn	N	dl	Fc	Ui*dl	Ff	T
-3	3.4	0	0.6	0	-0.27	0.96	3.98	-1.08	3.83	3.53	12.37	2.12	0.65	9.95
-2	3.4	0	2.6	0.1	-0.18	0.98	17.92	-3.26	17.62	3.46	12.10	8.99	3.00	44.80
-1	3.4	0	3.5	0.7	-0.09	1.00	27.97	-2.54	27.85	3.41	11.95	11.95	4.73	69.91
0	3.4	0	4.5	1.1	0.00	1.00	37.32	0.00	37.32	3.40	11.90	15.30	6.34	93.29
1	3.4	0	5.5	0.8	0.09	1.00	41.91	3.81	41.73	3.41	11.95	18.78	7.09	104.76
2	3.4	0	6.7	0.4	0.18	0.98	47.14	8.57	46.36	3.46	12.10	23.17	7.88	117.85
3	3.4	0	7.1	0	0.27	0.96	47.07	12.84	45.29	3.53	12.37	25.09	7.70	117.68
4	3.4	0	7.1	0	0.36	0.93	47.07	17.12	43.85	3.65	12.77	25.91	7.45	117.68
5	3.4	0	6.4	0	0.45	0.89	42.43	19.29	37.80	3.82	13.36	24.43	6.43	106.08
6	3.4	1.9	3.4	0	0.55	0.84	33.85	18.46	28.37	4.06	14.20	13.79	4.82	84.62
7	3.4	3.6	0	0	0.64	0.77	21.42	13.63	16.52	4.41	15.43	0.00	2.81	53.55

Coefficient de sécurité	
Kss	1.96
Kas	1.49

Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont $R = 29\ m$

N Tr	bi	h digue	h humide	h fondation	sin α	cos α	Gn	Tn	N	dl	Fc	Ui*dl	Ff	T
-4	2.9	0	1.7	0.4	-0.31	0.95	11.93	-3.67	11.35	3.05	10.67	5.18	1.93	23.87
-3	2.9	0	2.5	1.7	-0.23	0.97	24.00	-5.54	23.35	2.98	10.43	7.45	3.97	48.00
-2	2.9	0	3.3	2.5	-0.15	0.99	33.16	-5.10	32.77	2.93	10.27	9.69	5.57	66.32
-1	2.9	0	4.1	3.2	-0.08	1.00	41.75	-3.21	41.62	2.91	10.18	11.93	7.08	83.49
0	2.9	0	5.1	3.3	0.00	1.00	47.98	0.00	47.98	2.90	10.15	14.79	8.16	95.96
1	2.9	0	6	3.2	0.08	1.00	52.49	4.04	52.33	2.91	10.18	17.45	8.90	104.98
2	2.9	0	6.9	2.6	0.15	0.99	54.10	8.32	53.46	2.93	10.27	20.25	9.09	108.20
3	2.9	0	7.9	2	0.23	0.97	56.27	12.99	54.76	2.98	10.43	23.55	9.31	112.55
4	2.9	0	8.9	0.7	0.31	0.95	54.39	16.74	51.75	3.05	10.67	27.13	8.80	108.78
5	2.9	0	9.2	0	0.38	0.92	52.03	20.01	48.02	3.14	11.00	28.90	8.16	104.05
6	2.9	0	8.2	0	0.46	0.89	46.37	21.40	41.14	3.27	11.44	26.81	6.99	92.74
7	2.9	3.3	3.3	0	0.54	0.84	35.41	19.07	29.84	3.44	12.05	11.36	5.07	70.82
8	2.9	4.4	0	0	0.62	0.78	22.33	13.74	17.60	3.68	12.88	0.00	2.99	44.66

Coefficient de sécurité	
Kss	1.94
Kas	1.41

Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont $R = 37.5\ m$

N Tr	bi	h digue	h humide	h fondation	sin α	cos α	Gn	Tn	N	dl	Fc	Ui*dl	Ff	T
-3	3.75	0	1.4	0.9	-0.25	0.97	16.99	-4.25	16.45	3.87	13.56	5.42	2.80	35.67
-2	3.75	0	2.4	2.1	-0.17	0.99	33.30	-5.55	32.83	3.80	13.31	9.13	5.58	69.93
-1	3.75	0	3.4	2.9	-0.08	1.00	46.61	-3.88	46.45	3.76	13.17	12.79	7.90	97.89
0	3.75	0	4.5	3.3	0.00	1.00	57.66	0.00	57.66	3.75	13.13	16.88	9.80	121.08
1	3.75	0	5.6	3	0.08	1.00	63.45	5.29	63.23	3.76	13.17	21.07	10.75	133.25
2	3.75	0	6.8	2.4	0.17	0.99	67.73	11.29	66.78	3.80	13.31	25.86	11.35	142.22
3	3.75	0	8.1	1.4	0.25	0.97	69.73	17.43	67.52	3.87	13.56	31.37	11.48	146.44
4	3.75	0	9.4	0	0.33	0.94	68.74	22.91	64.81	3.98	13.92	37.39	11.02	144.35
5	3.75	0	8.7	0	0.42	0.91	63.62	26.51	57.83	4.13	14.44	35.89	9.83	133.60
6	3.75	3.5	3.9	0	0.50	0.87	51.49	25.74	44.59	4.33	15.16	16.89	7.58	108.12
7	3.75	5	0	0	0.58	0.81	32.81	19.14	26.65	4.62	16.16	0.00	4.53	68.91
8	3.75	0.4	0	0	0.67	0.75	2.63	1.75	1.96	5.03	17.61	0.00	0.33	5.51

Coefficient de sécurité	
Kss	1.952
Kas	1.60

Annexe D : Calcul du chemin critique par le réseau a nœud

