

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
«ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE.

Option : Conception des ouvrages hydrotechniques.

THEME :

**Etude de faisabilité de la retenue collinaire sur
l'Oued NACHOUF (W.BOUIRA)**

Présenté par :
M^r. KAZOUIT MESSAOUD

Promoteur :
M^r.B CHERIF

Devant le jury composé de :

Président : M^r M.HASSANE
Examineurs: M^{me} A.ADDOU
M^r A.HADJ SADOK
M^r A.HEBBOUCHE

Octobre 2011

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
«ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE.

Option : Conception des ouvrages hydrotechniques.

THEME :

**Etude de faisabilité de la retenue collinaire sur
l'Oued NACHOUF (W.BOUIRA)**

Présenté par :
M^r. KAZOUIT MESSAOUD

Promoteur :
M^r.B CHERIF

Devant le jury composé de :

Président : M^r M.HASSANE
Examineurs: M^{me} A.ADDOU
M^r A.HADJ SADOK
M^r A.HEBBOUCHE

Octobre 2011

❧ Remerciements ❧

*Avant tout, je remercie **DIEU** qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.*

Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à Mr: M.BACHIR.CHERIF (Mon promoteur) pour avoir contribué à l'élaboration de cette présente thèse et à ma formation durant les années de spécialité. Je remercie également tous mes professeurs et particulièrement, Mr: M.HASSANE, M^{me}. BAHBOUH.

Je remercie fortement mon frère DJAMAL, pour son aide, sans oublier tous les membres de ma famille.

Je remercie encore mis amis particulièrement hamza beskri pour sa fidélité et l'amitié chaleureuse pondant la période universitaire qu'on garde les meilleurs souvenirs. Tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans l'élaboration de ce modeste travail.

Mes remerciements aussi à tous les membres de jury.

KAZOUI MESSAOUD

∞ Dédicace ∞

*Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail en
signe de respect et de reconnaissance envers:*

- ✓ *Ma très cher mère HELIMA qui a beaucoup sacrifiée pour
moi et pour l'affection qui ma toujours portée.*
- ✓ *Mon père BELKACEM qui m'a tout donné pour que
j'atteigne mon but dans son sens spirituel.*
- ✓ *A mes chers frères :Djamal,Brahim,Ali,Amar,Rabah,Hakim
à ma cher sœur :Djamila*
- ✓ *A tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour
l'élaboration de ce travail.*
- ✓ *A mes amis :hmed,nacer,hakim,hamza,mustapha,fatah
daho,brahim,anwar,et à toute.....*

بسم الله الرحمن الرحيم

الملخص

تدخل هذه الدراسة في إطار منشآت الهدرو-تقنية لغرض سقي المساحات المجاورة لواد "الناشوف" بواسطة إمكانيات محلية خالصة حيث قمنا بهذه الدراسة من الجوانب الهدرو-جيولوجية و الجيولوجية و الأنواع الممكن إنشاؤها و اثر هذا السد على المحيط المجاور له.

Résumé

Cette étude rentre dans le cadre des ouvrages hydrotechnique dans le but d'irriguer les superficies limitrophe d'Oued « Nachouf » on utilisant des moyens strictement locaux. Donc on a fait comme toute étude de faisabilité les chapitres suivant : une étude géologique et géotechnique, une étude hydrologique, une étude variante pour fixer le choix du type de la digue a concevoir et l'impact sur l'environnement.

Summary

This study is within the scope of engineering structures in order to irrigate the land bordering the Oued "Nachouf" it means using strictly local. So it was like any feasibility study the following chapters: a geological and geotechnical, hydrological study, ranging study to determine the choice of a design of the dam and the impact on the environment..

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
Chapitre I : Etude topographique	
Introduction :	3
I-1-SITUATION GEOGRAPHIQUE.....	3
I.2. CARACTERISTIQUE DU SITE CHOISI :	4
I.3. CARACTERISTIQUE DU BASSIN VERSANT :	6
I-4:Climat:	7
Conclusion:.....	7
Chapitre II : Etude géologique et géotechnique	
INTRODUCTION :	8
II.1 PRESENTATION DU SITE :	8
A / Géomorphologie :	8
B / Géologie du site :	8
C / Profil géologique sous l'axe de la digue :	8
D / Profil géologique de la cuvette :	9
E / Perméabilité :	9
II.2 CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU SITE :	9
A-Argiles schisteuses grisâtres	9
1) Caractéristiques physiques :	9
2)Caractéristiques mécaniques :	10
B – Argiles brunâtres caillouteuses.....	10
1) Caractéristiques physiques :	10
2)Caractéristique mécanique :	11
II.3 UTILISATION DES MATERIAUX D'APPORT EN REMBLAIS :	11
II-4 SEISMICITE DE LA REGION D'ETUDE :	12
CONCLUSION	14

Chapitre III : Etude hydrologique

INTRODUCTION :	15
III.1) Définition du bassin versant :	15
III.1.2) CARACTERISTIQUE DU BASSIN VERSANT :	15
III.1.3- Collecte des données hydrométéorologiques :	15
a) Paramètres géométriques du bassin versant :	16
C) - Paramètres du relief :	18
C.1) Courbe hypsométrique :	18
C.2) Altitude moyenne du bassin versant :	20
C.3) L'altitude maximale et minimale :	20
C.4) Pente moyenne de bassin versant :	20
C.5) Indice de pente :	21
III.2- Caractéristiques hydrographiques du bassin versant :	22
III.2.1- le réseau hydrographique :	22
III.2.2- Le profil en long de l'Oued :	23
III.2.3- Pente moyenne du cours d'eau principal Ic :	24
III.2.4 - Temps de concentration :	24
III.2.5 - Vitesse de ruissellement :	25
III.2.6 - La densité de drainage :	25
III.2.7 - Le coefficient de torrencialité Ct :	26
III.3 - Caractéristiques climatiques :	28
III.3.1-Evaporation:	28
III.4-2- Température:	29
III.4.3- Humidité relative:	30
III.4-4-Vitesse de vent:	30
III.4.5) La pluviométrie :	31
III.4.6) Stations et données disponibles:	31

III.4.7) Répartition mensuelle de la pluie moyenne:.....	31
III.4.8 - Pluies maximales journalières :	32
III.4.8.1) Ajustement des pluies maximales journaliers a la loi de GUMBEL:	34
III.4.8.2) Ajustement a la loi normale:.....	34
III.4.8.3) Ajustement a la loi log normale:	34
Conclusion:.....	39
III.5) Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences :	40
III.6) Etudes des apports :	41
III.7) Caractéristiques de l'écoulement :	43
a) Module de l'écoulement (Me) :	43
b) Module de l'écoulement relatif :	43
c) Lamme d'eau écoulée :	44
d) Coefficient de l'écoulement:	44
e) Coefficient de variation :	44
1. Formule de SOKOLOVSKY:	44
2. Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ:	44
3. Formule de L'ANTONOV :	44
4. Formule de KRISTEKLY MENKEL:	45
5. Formule Algérienne de N.N PADOUM:.....	45
Conclusion :.....	45
III.7.1) Irrégularité des apports :	46
III.7.2) Apports solides et l'estimation du volume mort :	47
A) Formule de TIXERONT :	48
B) Formule de Sogreah:	49
III.8) Etude des crues :	49
III-9) Régularisation des débits :	58
III.9.1) Module d'irrigation :	58

III.9.2) Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :	61
III.9.3) Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :	63
A- Pertes par évaporation :	63
B) Pertes par infiltration:	64
C) Estimation de l'erreur :	65
III.10) Laminage des crues :	70
III.10.1) procédés de calcul :	70
1) Méthode de KOTCHERINE :	71
1.1) Estimation du débit de crue laminée :	71
1.2) Estimation de la charge au dessus du déversoir :	71
III.10.2) Etude d'optimisation :	75
a) Formule de STEVENSON GAILLARD :	76
b) Formule de MALLET et PAQUANT :	77
c) Formule Simplifiée :	77
III.10.2.1.2) Largeur en crête :	77
1) Formule de KNAPEN :	77
2) Formule de F-PREECE :	77
3) Formule Anonyme (simplifiée) :	78
4) Formule pratique :	78
III.10.2.1.3) Calcul du coût de la digue :	78
III.10.2.2) Calcul du coût de l'évacuateur de crues :	79
III.10.2.2.1) Coût du déversoir :	79
III.10.2.2.2) Calcul du coût du coursier :	80
III.10.2.2.3) le coût total du barrage :	81

Chapitre IV : Etude des variantes de la digue

IV.1) Généralités :	83
IV.2) Choix du type de barrage :	83
- barrage en terre homogène en argile.....	83
- barrage en terre zonée à noyau d'argile.....	83
- barrage en terre zonée à masque amont en béton.....	83
IV.2.1) Barrage Homogène :	83
IV.2.2) Barrage à zones :	83
IV.3) Définition de profil général du barrage :	84
IV.3.1) Hauteur de barrage :	84
IV.3.1.1) Calcul de la revanche :	84
IV.3.2) Largeur en crête :	84
IV.3.3) La longueur en crête :	85
IV.3.4) pentes des talus :	85
IV.3.5) Les bermes :	86
A) Talus amont :	86
B) Talus aval :	86
IV.4) Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus :	86
1) le talu aval :	86
2) le talus amont :	86
IV.4.1) Etanchéité du barrage :	87
A) Le Noyau :	87
B) Les drains :	90
B-1) Dimensionnement du Drain tapis:	91
B-2) Dimensionnement de prisme:	91
IV.5) Etude Technico-économique :	91
IV.5.1) Barrage en terre homogène en argile avec drain vertical :	93
IV.5.2) Barrage en terre zonée à noyau d'argile :	95
IV.5.3) Barrage en enrochement avec masque en béton :	97
IV.6) Estimation du coût des variantes :	97
IV.7) Comparaison financière des trois variantes :	98
IV.8) Règles générales de dimensionnement des drains et filtres :	99
A/ Dimensionnement du Drain tapis:	99
B/ Choix des granulats du tapis :	99

C/ Choix du drain de talus et de la tranchée drainant :	100
IV-8-1) Calcul des filtres :	100
IV-9) Etude des infiltrations:	101
IV-9-1) Objectif de calcul d'infiltration :	101
IV-9-2) Positionnement de la ligne de saturation:	101
IV-9-3) Calcul du débit de fuite par infiltration :	102
IV.10) Etude de stabilité :	103
IV.10.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :	103
IV.10.2. Stabilité des talus :	104
IV.10.3. Méthode de FELLENIUS	104
IV.10.4. Conséquences de l'instabilité des talus :	106
IV.10.5. Ordre de calcul (Méthode des tranches) :	107
IV.10.5. 1. Calcul des forces appliquées à chaque tranche :	108
a)-Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :	108
b)-Force de pression interstitielle :	108
c)-Forces de cohésion :	109
d)-Forces dues au séisme :	109
Les forces stabilisatrices :	109
a. Force de frottement :	109
Les forces motrices :	110
IV.10.6. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :	110
Conclusion :	112

Chapitre V : Etude des variantes des ouvrages annexes

INTRODUCTION :	113
V-1 L'évacuateur de crues:	113
V-1.1 Différents types d'évacuateurs de crue:	114
V-1-2 Choix de l'évacuateur de crue:	115
V-1-3 Dimensionnement de l'évacuateur de crue:	116
a) Dimensionnement et calcul hydraulique des éléments constituant l'évacuateur de crue	116
a-5.1 La profondeur critique :	120
a-5.2 La pente critique :	120

a-5.3 Calcul de la profondeur normale :	121
a-5.5 Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :	122
a-6 Dissipateur d'énergie :	123
a-7 Canal de restitution :	124
b) Hauteurs des murs bajoyers:	126
V-2 Ouvrage de vidange:	127
V-2.1. Calcul hydraulique :	128
V-3 La prise d'eau:	130
V-3.1. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :	131
CONCLUSION:	131

Chapitre VI : Etude d'impact sur l'environnement

INTRODUCTION :	132
VI.1 LE CHAMP D'APPLICATION DE L'EVALUATION :	132
VI.2 LES IMPACTS EN PHASE « REALISATION »:	133
VI.2.1 Faune et flore :	133
VI.2.2 Déplacement de population et foncier :	134
VI.2.3 Equipements et infrastructures :	134
VI.2.3.1 Zone du barrage :	134
VI.2.3.2 Activités productives :	135
VI.2.4 Nuisances pour les riverains :	136
1/ Le bruit :	136
2/ Poussière et pollution atmosphérique :	137
3/ Santé publique :	138
4/ Paysages :	139
VI.3 LES IMPACTS EN PHASE « EXPLOITATION » :	139
VI.3.1 Erosion :	139
VI.4 RECAPITULATIF DES IMPACTS PRINCIPAUX :	139
VI.5 MESURES POUR MINIMISER LES IMPACTS NEGATIFS EVENTUELS :	140
VI.5.1 PRESENTATION :	140
VI.5.2 NUISANCES AU VOISINAGE DES CHANTIERS :	140

VI.5.3 PAYSAGES :	141
VI.5.4 Adapter la gestion de la retenue :	141
VI.6 Précautions lors des travaux :	141
VI.6.1 Précautions vis-à-vis des personnels :	141
VI.6.2 Précautions pendant la phase chantier :	142
VI.6.3 Précautions par rapport au risque de rupture du barrage :	142
1/ au stade des études :	142
2/ au stade des travaux :	143
3/ au stade de l'exploitation :	143
VI.7. COMPOSANTE HUMAINE DE LA COMMUNE :	143
CONCLUSION GENERALE.....	145

LISTE DES TABLEAU

Tableau N° I.1 Caractéristique du bassin versant.....	6
Tableau II-01 : Quelques séismes plus ou moins ressentis à KADIRIA	12
Tableau N° III.1 : Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude	19
Tableau III-02 : La pente moyenne du bassin versant.....	21
Tableau III-3: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).....	22
Tableau III-4 : Profil en long du cours d'eau principal	23
Tableau III.05: paramètres physico-morpho métriques du bassin versant.	27
Tableau III-6: Répartition de l'évaporation moyenne (mm)	28
Tableau III-7: Répartition de l'humidité relative (%) (Période 1994-2001).....	30
Tableau III-8: Répartition des vitesses des vents (m/s) (période de 1994-2001).....	30
Tableau III-9 Répartition mensuelle des pluies moyennes.	32
Tableau III-10 : Caractéristiques de la série avec N= 41 ans.....	33
Tableau III.11 : Résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel	35
Tableau III.12 : Résultat de l'ajustement a la loi normale.....	37
Tableau III.13 : Résultat de l'ajustement a la loi log normale.....	38
Tableau III.14 : Ajustement a la loi de Gumbel	40
Tableau III-15 : Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences	41
Tableau III.16 : L'Apport moyenne interannuelle.	43
Tableau III.17: récapitulatif des Cv.....	45
Tableau III. 18: L'Apport fréquentielle.....	46
Tableau II.19 : Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%.	46
Tableau III.20 : valeur de α en fonction de la perméabilité	48
Tableau III.21: récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier	50
Tableau III.22 : valeur de α en fonction de la fréquence.....	51
Tableau III.23: valeur de γ en fonction de bassin versant	51
Tableau III.24 : récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.....	52

Tableau III.25 : récapitulatif des résultats de la formule Terraza.	52
Tableau III.26 : récapitulatif des résultats de débit de crue.	53
Tableau III. 27 : Coefficient de forme de l'hydro gramme de crue δ	54
Tableau N°III.28 : récapitulatif des résultats de l'Hydro gramme de la crue	55
Tableau N°III.29 : Crues de projet recommandé.....	57
Tableau N°III.30 : Répartition mensuelle des besoins en eau pour l'irrigation.....	59
Tableau N°III.31 : Répartition mensuelle de la consommation des eaux d'irrigation.....	60
Tableau N°III.32 : Régularisation saisonnière suivant la 1 ^{ère} consigne.	62
Tableau N°III.33 : Régularisation saisonnière suivant la 2 ^{ème} consigne.	63
Tableau III-34 : Evaporation mensuelle :	63
Tableau N°III.35 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.	65
Tableau III-36 : Les volumes des pertes dans la retenue :	66
Tableau N°III.37 : Régularisation saisonnière en tenir compte les pertes.	67
Tableau N°III. 38 : Courbes Surface – Capacité-Hauteur	68
Tableau N°III.39 : Données initiales.....	73
Tableau N°III. 40 : 1 ^{ère} étape de calcul.	73
Tableau N°III. 41 : 2 ^{ème} étape de calcul.	73
Tableau N°III.42 : 3 ^{ème} étape de calcul.	74
Tab.III. 43 : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.	75
Tableau N°III.44 : récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.....	78
Tableau N°III.45 : coût de la digue.	78
Tableau N°III.46 : coût de déversoir.....	79
Tableau N°III.47 : coût de coursier.....	80
Tableau N°III.48 : coût Totale du barrage.	81
Tableau N°III.49 : les caractéristiques du barrage.	82

Tableau IV.01 : Valeurs indicatives des pentes des talus.....	85
Tableau IV.02 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.....	87
Tableau IV-3 : Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage.....	88
Tableau IV.04 : volume de recharge (Argile).....	93
Tableau IV.05 : volume de Rip-Rap.....	93
Tableau IV.06 : volume des filtres et drains.....	94
Tableau IV.07 : volume du Noyau.....	95
Tableau IV.08 : volume des recharges.....	95
Tableau IV.09 : volume du Rip-Rap.....	96
Tableau IV.10 : volume de filtre et drain.....	96
Tableau IV.11 : les coûts des variantes étudiant.....	97
Tableau IV-12: Coordonnées de la parabole de KOZENY :.....	101
Tableau IV.13 : Coefficient de stabilité admissible des talus.....	105
Tableau IV.14 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	110
Tableau V-1: Coordonnées de la nappe déversante.....	117
Tableau V-2: Ligne d'eau à pas d'espace de 10 m.....	122
Tableau VI.1 : indications sur le bruit ambiant (organisation mondial de santé)	137
Tableau VI.2 : récapitulation des principaux impacts :	139
TABEAU : VI.3 Répartition de la population par classe d'activité.....	143

LISTE DES FIGURES

FIG I-1 : Situation géographique de la commune de Kadiria	4
Fig N°I.2 : RETENUE COLLINAIRE OUED NACHOUF (Kadiria)	5
Fig : II.1/carte régionale de degré de séisme.....	14
Figure III.1 : rectangle équivalent.....	18
Figure N° III.2 : Répartition et courbe hypsométrique	19
Figure N°III-3 : Le réseau hydrographique de la retenue.....	23
Fig III-4 : Profil en long du talweg principal.	24
Fig. III-5 : répartition mensuelle de l'évaporation.	29
Fig. III.6- Répartition mensuelle de la température	30
Fig. III.7 : Répartition mensuelle du vent.....	31
Fig. III-8 : Répartition des pluies moyenne mensuelle	32
Fig. III-9 Ajustement a la loi de GUMBEL	36
Fig. III-10 Ajustement a la loi Normale.	37
Fig. III-11 Ajustement a la loi log Normale.....	39
Fig. III.12 : Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%.....	47
Figure III.13 : l'hydro gramme de crue	56
Figure III.14 : courbe surface-hauteur	69
Figure III.15 : courbe capacité-hauteur	69
Figure III.16 : $q=f(H)$	74
Figure III.17 : $q=f(V_{forcé})$	75
Figure III.18 : courbe d'optimisation.....	82
Figure IV.01 Forces exercées par une tranche de sol instable sur le cercle de	104
Figure V.1:le profile du déversoir (type Creager)	117
Fig V-2 Dimensions du déversoir.	118
Fig V-3 La ligne d'eau dans le coursier.....	123
Fig.VI.1/ photo sur l'aval de la future retenue Oued Nachouf.....	144
Fig.VI.2/ photo sur la plaine de Kadiria.....	144

Liste des planches :

01 PLAN D'AMENAGEMENT

02 COUPES TYPES DE LA DIGUE POUR LES DEUX VARIANTES

03 COUPES EN TRAVERS DE LA DIGUE

04 PROFIL EN LONG DE LA PRISE D'EAU ET DE LA VIDANGE DE FOND

05 SCHEMA DE CALCUL DE LA STABILITE

Introduction

A L'heure actuelle, seule une faible partie des eaux de ruissellements du pays est captée et utilisée, tandis que la majorité prend la direction de la mer ou des nappes souterraines, sans être exploitée. Donc la mobilisation des ressources hydrauliques du pays, leur exploitation judicieuse et leur protection contre toute forme de pollution et de nuisance constitue autant de préoccupation pour les promoteurs de développement.

Perçu comme une nécessité impérieuse, la mobilisation de l'eau a de tout temps retient l'attention des autorités du pays, ces derniers ont mobilisé et développé des efforts considérables dans ce domaine, notamment pour la construction des barrages et des retenues collinaires.

En outre, la retenue collinaire peut assurer une meilleure mobilisation avec des capacités de réalisation et des potentialités locales.

L'objectif de cette étude est la mobilisation des ressources superficielles d'Oued Nachouf en vue de l'irrigation des terres agricoles limitrophes.

BREF HISTORIQUE DE LA COMMUNE

Dés les premières années de la colonisation française des colons, séduits par la fertilité de ces sols et l'abondance des ressources hydriques, s'installèrent à Kadiria précédemment appelé Ain oum alag.

Ils y cultivèrent la vigne de vin puis constatant la fertilité de ses terres alluvionnaires, ils introduiront l'agrumiculture vers les années cinquante.

Dés le déclenchement de la révolution, elle devient une place importante dans la lutte de l'indépendance, car elle constitue un passage privilégié entre les maquis de Z'barbar à l'ouest de Bégas et par prolongement les maquis de la Kabylie.

Elle fut érigée en commune mixte en 1957 et porte le nom d'un homme d'état français dénommé Mr Thiers.

A l'indépendance, elle fut baptisée Kadiria du nom d'un glorieux chahid appelé ZERZOUR ABDELKADER.

Elle fut promue au rang de daïra en 1990.

Vocation de la commune

La vocation de la commune est essentiellement agricole : 62% de la surface totale est utilisée par l'agriculture.

L'oléiculture y prédomine avec 26% de la S.A.U

La fertilité de ses sols est consacrée pour les cultures en irriguées. (Agrumes, maraîchage).

Le tissu industriel est inexistant : aucune zone d'activité n'a été créée.

L'élevage

La majorité des bâtiments d'élevage sont de type traditionnel et ne répondent pas aux exigences en matière d'hygiène, de mode d'élevage moderne, et d'entretien sanitaire. Ces bâtiments sont construits en roseaux avec pisé, ou en tôles. Certains élevages (bovins) font partie intégrante du logement familial avec tous les risques encourus. Les conditions sanitaires sont très aléatoires, voir même inexistantes, à cause de l'exiguïté des bâtiments ainsi que la densité élevée par mètre carré.

Pour ce qui est des poulaillers, ils sont peu utilisés car situés, en majorité, en zone de montagne qui a été touchée par l'exode rural. Actuellement, nous disposons de deux poulaillers modernes en exploitation et qui sont très modernes.

Introduction:

Le but principal de l'étude topographique est d'établir les documents nécessaires pour les futurs projets (plans, cartes, documents...) qui permettront aussi en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes

Les données disponibles sont :

- Carte de situation du bassin versant de la retenue, dressée selon la carte d'état major intitulée LAKHDARIA (PALISTRO) (Echelle : 1 :50000)
- Levé topographique de la cuvette (1 :1000)
- Levé topographique du site de la retenue (1 :500)

L'aménagement en projet se situe dans la wilaya de BOUIRA, à (02) kilomètres au Nord-est de la commune de KADIRIA.

I-1-SITUATION GEOGRAPHIQUE

La commune de Kadiria est située à l'ouest du chef lieu de la wilaya de Bouira distante de trente kilomètres.

Elle est limitée par les communes suivantes :

- Au sud : Djebahia et El mokrani
- Au nord: Chabet el amer et Tizi-ghenif
- A l'Est : Aomar
- A l'Ouest : Lakhdaria

Selon le RGPH de 2008 Sa population est estimée à 21062 habitants

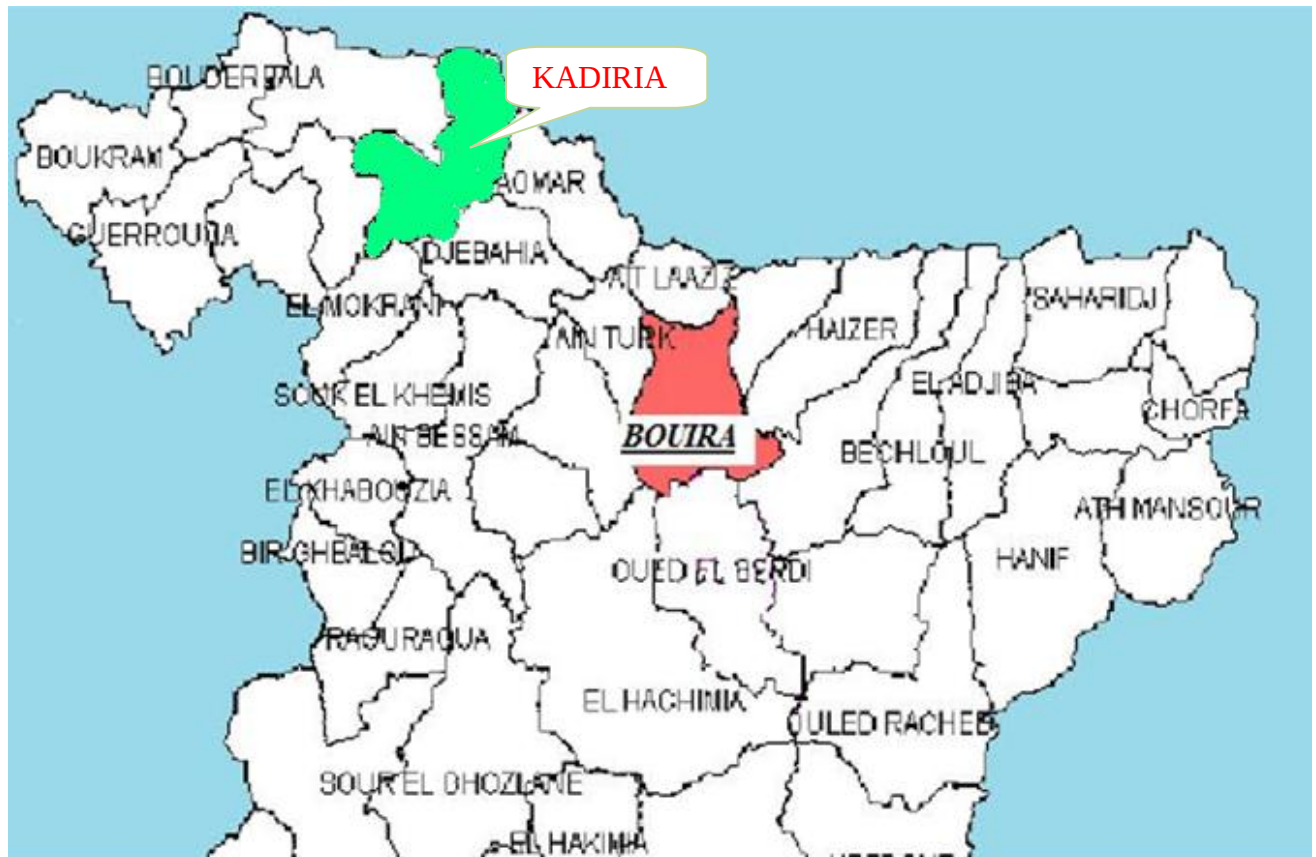


FIG I-1 : Situation géographique de la commune de Kadiria

I.2. CARACTERISTIQUE DU SITE CHOISI :

Il s'agit d'un ensemble de reliefs ceinturés au Nord par les massifs de Beggas, à l'Est par la forêt de Madjane, au Sud par Kodiet Essiah et Douar El Morhanian et à l'Ouest par la forêt de Beggas et Kodiet Bounessis, les montagnes les plus élevées, se trouvent dans les massifs de Beggas avec une ligne de crête qui atteint 923 m .

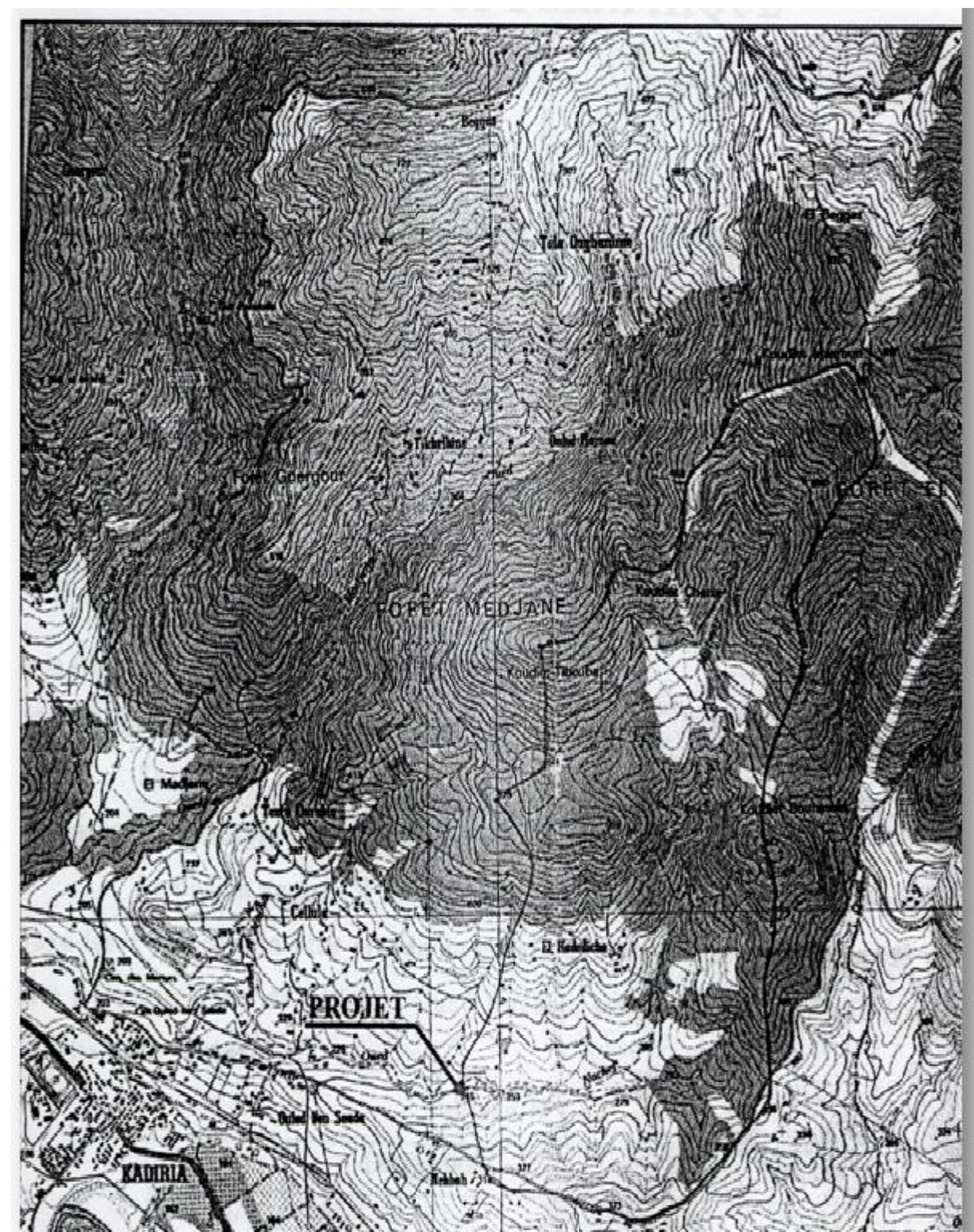


Fig N°I.1 : RETENUE COLLINAIRE OUED NACHOUF (Kadiria)

Carte situation

I.3. CARACTERISTIQUE DU BASSIN VERSANT :

Sur la base de la carte d'état major à l'échelle 1/50000 ont été calculé les paramètres morphologique du bassin versant d'Oued Nachouf .

Le bassin versant d'Oued Nachouf appartient au grand bassin versant de Oued Isser, la cote la plus élevée du bassin de Oued Nachouf est de 923 m et la cote à l'exutoire est de 240 m ; l'Oued Nachouf est un influent de Oued Isser qui se jette à la mer.

Tableau N° I.1 Caractéristique du bassin versant

N°	Désignation	Unités	Valeurs
1	Coordonnées de site		
	X	Km	590 ,65
	y	Km	359 ,30
	z	m , N.G.A	240 ,00
2	Superficie du bassin « s »	Km ²	5
3	Altitudes caractéristiques		
	Hmax	m	923 ,00
	Hmoy	m	581,00
	Hmin	m	239,00
4	Dénivelée utile ($H_{5\%} - H_{95\%}$)	m	445,00
5	Longueur du talweg principal	Km	5,6
6	Indice de compacité Kc	-	1,48
7	Temps de concentration moy	H	1,42

I-4:Climat:

Réputée comme région à climat continental à la porte des Hauts Plateaux du centre du pays, la wilaya de Bouira est effectivement caractérisée par la semi-aridité qui affecte la majeure partie de son territoire. La moyenne des précipitations annuelles sur la dépression centrale tourne autour de 500 à 700 mm quant à la zone de Oued Nachouf sa précipitation moyenne est de 700 à 800 mm, Son climat est chaud et sec en été, froid et pluvieux en hiver.. Les températures varient entre 20°C et 40°C de mai à septembre et de 3°C à 15°C de janvier à mars.

Conclusion:

D'après l'étude topographique qui a été réalisée sur le site du futur retenue de Oued Nachouf représente par un levé topographique de la cuvette à l'échelle : 1/1000, le site à un rétrécissement de 171m, en amont la vallée s'élargit sensiblement.

On peut dire que les conditions topographiques sont bien réunies pour la disposition définitive de la digue et ses ouvrages annexes.

INTRODUCTION :

Dans le cadre de la projection d'une digue en terre sur Oued Nachouf sis à KADIRIA, l'étude géologique à porté sur :

- Analyse du sol de fondation de la digue
- Analyse de sol de la cuvette
- Analyse des matériaux des zones d'emprunts

II.1 PRESENTATION DU SITE :

A / Géomorphologie : le site se présente sous forme d'un talweg, creusé entre deux collines dont le flan Nord est plus développé en hauteur et présente une crête rocheuse tandis que le flanc Sud est formé lui par des petites collines, derrière les quelles le terrain descend vers la ville de KADIRIA.

Au fond de ce talweg serpente le lit de l'Oued Nachouf avec reculement de l'Est à l'Ouest.

B / Géologie du site : si on se base sur les affleurements, nous pouvons dire que :

- Le flan Nord est formé par une gravie argileuse brunâtre
- Le flan Sud est formé par des argiles schisteuses surmontées par des limons à racines végétales.
- Le lit de l'Oued est tapissé par une couche de blocs dans une matrice sable argileuse.

Si on se base sur les puits de sondages qui ont été réalisés on peut dire :

C / Profil géologique sous l'axe de la digue :

Se profil reconnu par 04 puits de sondages à laissé entrevoir.

- Une couverture limoneuse brunâtre à racines végétales de 40 cm d'épaisseur.
- Un dépôt caillouteux à matrice sableuse sous le lit mineur de l'Oued.
- Des argiles schisteuses sur le flan Sud.
- Des argiles schisteuses surmontées par des argiles graveleuses sur le flan Nord.
(voire coupe géologique dans l'annexe II.)

D / Profil géologique de la cuvette :

08 puits de sondages creusés dans le périmètre de la cuvette sont montrés que celle-ci est formée par :

- Une couverture limoneuse à racines végétales.
- Des argiles schisteuses en flanc Sud.
- Une terrasse caillouteuse au centre.
- Des argiles graveleuses en flanc Nord.

E / Perméabilité :

Deux essais de perméabilité étaient programmés sur :

- Les argiles schisteuses du sol de fondation de la digue
- Sur les argiles schisteuses et les graviers argileux reconstitués au laboratoire dans un moule normal, pour les matériaux de remblai nous pouvons retenir les valeurs suivantes :

Perméable	⇒	terrasse caillouteuse du lit de l'Oued	$p > 10^{-3}$	m/s
Peu perméable	⇒	argile graveleuse + argile schisteuse	$10^{-5} < p < 10^{-3}$	m/s
Imperméable	⇒	argile schisteuse niveau sain	$p < 10^{-5}$	m/s

II.2 CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU SITE :**A- Argiles schisteuses grisâtres****1) Caractéristiques physiques :****Granulométrie :**

Taux de particules fines < 0.08 mm varie de 27 à 39%

Taux de sable varie de 23 à 42%

Les graviers et cailloux représentent 31 à 37% des matériaux

Teneur en eau :

-la teneur en eau varie de 10.80 à 16.50% avec une moyenne de 13.65

Limite d'Atterberg :

La limite de liquidité varie de 48 à 63% (moyenne = 55%)

L'indice de plasticité varie de 18 à 36% (moyenne = 27%) ce qui classe ces matériaux d'après l'abaque de Casa gran en argile inorganique moyennement plastique à très plastique.

Taux de matières organique :

Nous avons mesuré un taux de matière organique de 0.24 , dans ce taux est admissible .

2) Caractéristiques mécaniques :

Essais Proctor normal :

La densité sèche varie de 1.90 à 1.93 t /m³ la teneur en eau optimale de 10 à 11.70%.

Oedomètre :

- la pression de consolidation varie de 1.39 à 2.51 bars
- le coefficient de tassement varie de 0.138 à 0.147 les sols sont moyennement compressibles
- le coefficient de gonflement varie de 0.035 à 0.037 le sol n'est pas gonflant

Cisaillement :

- la cohésion non consolidée, non drainée de 0.80 à 0.86 bar
- l'angle de frottement interne varie de 10° à 15°

B – Argiles brunâtres caillouteuses

1) Caractéristiques physiques :

Granulométrie :

- Le taux de fines (< 0.08 mm) varie de 22 à 50%
- Le taux de sable varie de 7 à 21% (moyenne = 12.33%)

Les gravies et cailloux représente 30 à 70% des matériaux, il s'agit donc de gravie sablo-argileuse.

Teneur en eau :

La teneur en eau varie de 11.70 à 13.7% (moyenne = 12.7%)

Limites d'Atterberg :

- La limite de liquidité varie de 51 à 56 (moyenne = 53%)
- L'indice de plasticité varie de 19 à 23% (moyenne = 21%)

Il s'agit d'argile graveleuse peu à plastique

Teneur en matières organiques :

La teneur en matières organique varie de 0.16 à 0.26 % < 3%, donc le taux est admissible.

2) Caractéristique mécanique :Essai Proctor normal :

Teneur en eau optimale : varie de 9.7 à 11.2 % (moyenne = 10.58 %)

Densité sèche maximal varie de 1.89 à 1.94 t /m³ (moyenne = 1.92)

Les caractéristique Proctor sont intéressantes

Oedomètre :

- La pression de consolidation varie de 0.689 à 0.970 bar (moyenne = 0.856)
- Le coefficient de tassement varie de 0.154 à 0.106 (moyenne = 0.30)

Il s'agit d'un sol moyennement compressible.

- Le coefficient de gonflement varie de 0.044 à 0.059 (moyenne = 0.05)

Le sol présente une tendance au gonflement.

Cisaillement :

La cohésion non consolidée, non drainée varie de 0.20 à 1.00 bar

L'angle de frottement interne varie de 9° à 17°

NB : les résultats des essais géologique et géotechnique sont représentés dans l'annexe II, II.

II.3 UTILISATION DES MATERIAUX D'APPORT EN REMBLAIS :

Au vu :

- Des analyses granulométriques
- Les limites d'Atterberg

- Des teneurs en eau
- Des caractéristiques Proctor
- Du taux de matière organique
- Des caractéristiques numériques

Nous pouvons dire que les argiles graveleuses brunâtres provenant du flan Nord de la cuvette,

De plus les argiles schisteuses peuvent entrer dans la confection du remblai de la digue

La mise en œuvre se fera :

- Par couche successive de 30 cm d'épaisseur
- La teneur en eau de compactage doit osciller entre 10 et 11%
- La densité sèche doit atteindre au moins 95% de la densité OPM (optimum Proctor normal)

Les engins de compactage adoptés pour ce type de matériaux sont les rouleaux à pneu lourd et un pied de mouton pour le grave argileux.

II-4 SEISMICITE DE LA REGION D'ETUDE :

L'analyse des chroniques sismologiques récentes pour la région d'étude et ses environs, montre

que plusieurs tremblements de terre s'y sont épisodiquement manifestés et ressentis à KADIRIA.

Le site en lui même appartient à l'Atlas Tellien, où plusieurs foyers, plus ou moins intenses ont été enregistrés.

Nous nous limiterons à la connaissance des données sur les événements sismiques survenus dans l'axe Bouira -Djebahia – Lakhdaria

(Source consultée **C.R.A.A.G** : Centre de Recherche en Astronomie, Astrophysique et Géophysique -- Bouzaréah. Alger.

Tableau II-01 : Quelques séismes plus ou moins ressentis à KADIRIA

Date de l'évènement	Epicentre	Magnitude	Dommages
24 Juin 1910	Djebahia	6.4	A Ain Bessem
08 Décembre 1950	Lakhdaria	5	A Djebahia
23 Mai 1956	Djebahia	6	Peu
09Septembre 1946	EL Esnam	Forte	A Bouira

Toutefois, historiquement, on retiendra deux (02) évènements sismiques majeurs : celui du 24Juin 1910 dont l'épicentre a été situé à Djebahia soit géographiquement proche de la localité deKADIRIA.

Ce séisme a été particulièrement violent, d'une intensité maximale égale à 6,4 et ressenti à KADIRIA et ses environs ; et dont les répliques ont duré jusqu'à Janvier 1911.

.D'une manière générale, les ondes de séismes, si fréquents de la Wilaya de Bouira ne sont ressenties que rarement et faiblement dans notre région d'intérêt.

En définitive, on retiendra tout le caractère aléatoire de la sismicité, pour notre région d'étude la proximité des épicentres des précédents séismes destructeurs ne laisse pas exclure l'évènement de futures secousses pouvant atteindre la région objet de notre étude.

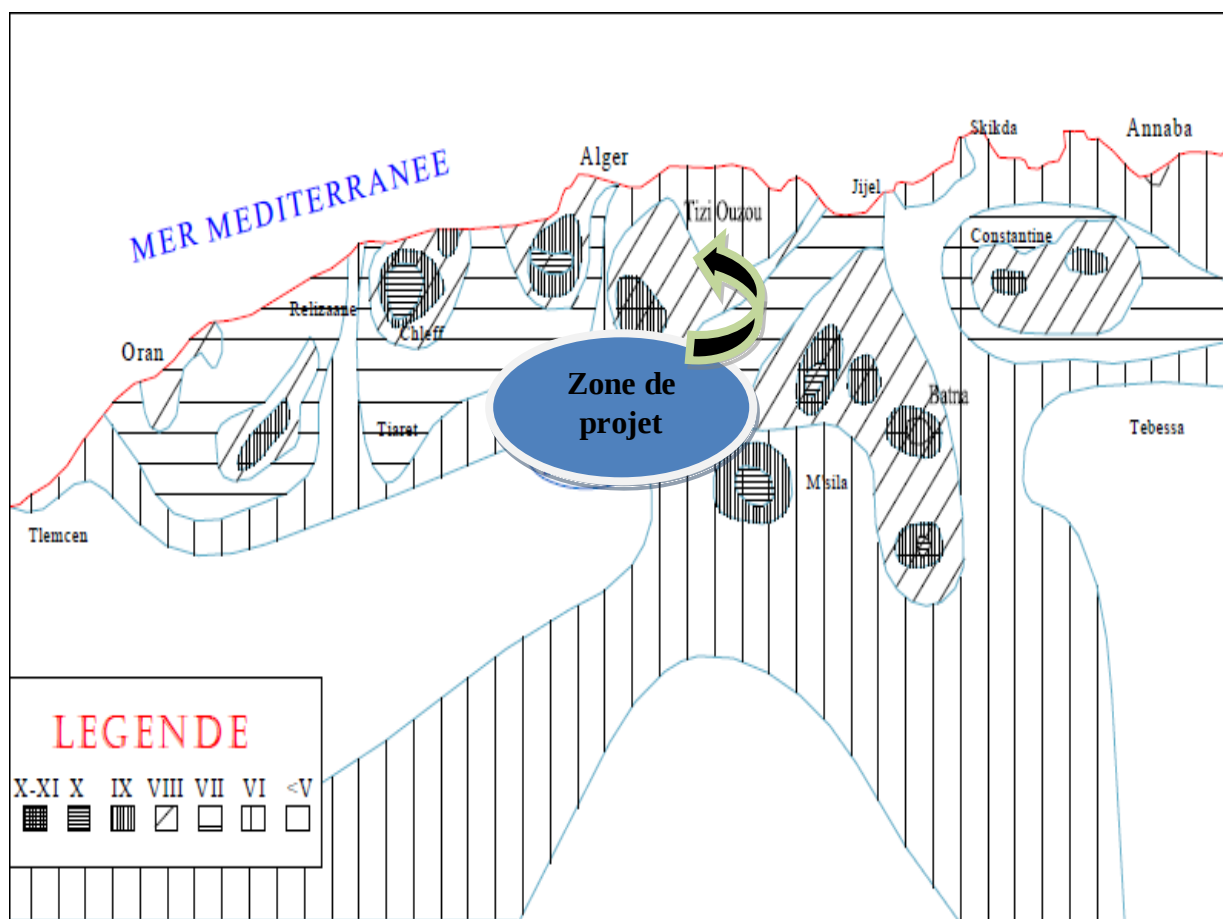


Fig : II.1/CARTE REGIONNALE DE DEGRE DE SIESME

Source : ANB)
Echelle 1/1000000

INTRODUCTION :

L'étude hydrologique vise généralement la détermination de certaines caractéristiques du bassin versant ainsi que les caractéristiques hydro pluviométriques nécessaires à l'étude de dimensionnement hydrotechnique du sujet barrage.

L'objectif de cette étude est de définir les paramètres hydrologiques de l'Oued sur lequel sera implantée la future retenue collinaire. Elle concerne plus particulièrement l'évaluation des paramètres suivants :

Caractéristiques morpho métriques du bassin versant

Caractéristiques morpho dynamiques du bassin versant

Apports liquide moyen et fréquentielle du bassin versant

Estimation des crues fréquentielles et leurs volumes

Evaluation des apports solides de l'oued

Dans ce cadre nous procédons ci après à une étude hydrologique du bassin versant de Oued Nachouf pour déterminer les paramètres précédant pour la réalisation de notre retenue.

III.1) Définition du bassin versant :

Le bassin versant est un espace géographique dont les apports hydriques naturels sont alimentés exclusivement par les précipitations, et dont les excès en eaux ou en matières solides transportés par l'eau forment à un point unique de l'espace une embouchure ou exutoire.

III.1.2) CARACTERISTIQUE DU BASSIN VERSANT :**III.1.3- Collecte des données hydrométéorologiques :**

Les précipitations moyennes interannuelles P_a représentent la caractéristique climatique capitale de la localité. Elles sont exprimées sous forme de lame de pluie.

On dispose une série d'observations pluviométriques de la station de LAKHDARIA identifiée sous le numéro de code suivant 09 05 02 codes ANRH.

$$X = 579.3$$

$$Y = 370$$

$$Z = 50$$

Le site de la retenue collinaire et celui du bassin versant sont identifiés sur la carte d'Etat Major LAKHDARIA N° 43 à l'échelle 1/50000 et dont les coordonnées l'amburt de l'axe sont.

$$X = 589.839 \text{ km ;} \quad Y = 359.134 \text{ km ;} \quad Z \text{ (NGA)} = 240 \text{ m.}$$

a) Paramètres géométriques du bassin versant

a.1) Superficie du bassin versant :

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant a été donnée par planimétrie (logiciel AUTOCAD 2004) et elle est de :

$$S = 5 \text{ Km}^2$$

a.2) Périmètre du bassin versant :

Le périmètre du bassin versant est obtenu directement à l'aide (logiciel AUTOCAD 2004) sur la même carte et à la même échelle :

$$P = 11.8 \text{ Km}$$

a.3) Longueur du talweg principal:

C'est le talweg le plus long curvimétrage et il est de :

$$L_p = 5.6 \text{ Km}$$

b) - Paramètres de forme :

b.1) Indice de compacité de Gravellius «Kc» :

Le contour d'un bassin versant englobe une superficie S, qui a une certaine forme, la quelle va avoir une influence sur l'écoulement global et sur l'allure de l'hydro gramme résultant d'une pluie donnée. Un bassin longiligne ne réagira pas de la même manière qu'un bassin de forme arrondie.

L'indice de compacité Kc caractérise ce phénomène. On compare le périmètre P du bassin versant à ce lui, Pa d'un cercle ayant la même surface.

La forme du bassin joue un rôle important sur la forme de l'hydro gramme résultant d'une averse donnée à l'exutoire du bassin. il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface.

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

$$P = \frac{\text{périmètre du bassin}}{\text{périmètre du cercle ayant la même surface}}$$

$$\text{On a: } A = \pi R^2 \quad \text{et} \quad R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad \Longrightarrow \quad K_C = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} ,$$

A.N : $K_C = 1.48$ $K_C > 1$, notre bassin est alors **allongé**

b.2) Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation : $Ca = L^2 / S$

L : la longueur du talweg principal $L = 5.6 \text{ Km}$

S : la superficie du bassin versant. $S = 5 \text{ Km}^2$

$$\text{AN: } Ca = (5.6)^2 / 5 \quad Ca = 6.27$$

b.3) Rectangle équivalent:

Ce paramètre facilite la comparaison entre les bassins versants du point de vue de leur influence sur

l'écoulement. Il s'agit d'une transformation purement géométrique dans laquelle :

Le contour du bassin devient un rectangle de même surface.

Les courbes de niveau sont des droites parallèles à la largeur du rectangle.

L'exutoire est un des petits côtés du rectangle.

La notion de rectangle équivalent a été introduite dans l'étude géomorphologique des bassins et elle permet la comparaison des bassins entre eux de point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement, en possédant la même superficie et le même périmètre que le bassin considéré et par conséquent le même indice de compacité.

Les dimensions sont tirées comme suit :

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] , \quad l = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right]$$

Ou L : longueur du rectangle équivalent en Km

l : largeur du rectangle équivalent en Km

A.N : L = 4.82 Km ; l = 1.03 Km

L = 4.82 Km

S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
----	----	----	----	----	----	----	----

Figure III.1 : rectangle équivalent

C) - Paramètres du relief :

Le relief possède une influence directe sur les facteurs climatiques et une influence indirecte sur la formation des écoulements de surface. Il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation. C'est un élément capital dans le comportement hydraulique d'un bassin.

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

Une pente plus forte provoque un écoulement rapide, donc un temps de concentration plus court et une montée plus rapide des crues. Notre but recherché est la détermination de la classe de relief.

C.1) Courbe hypsométrique

Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique après planimétries des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses et les différentes cotes. Cette courbe est obtenue en portant :

En ordonnées, l'altitude considérée ;

En abscisses, la surface partielle du bassin versant pour laquelle chaque point a une cote au moins égale à cette altitude.

La courbe hypsométrique est donnée dans la figure N° III.2

Tableau N° III.1 : Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude

Hmoy(m)	Superficie partielle (Km ²)	Superficie partielle en (%)	Superficie cumulée (Km ²)	Superficie cumulée en (%)
923-900	0.015	0.3	0.015	0.3
900-800	0.138	2.76	0.153	3.06
800-700	0.200	4	0.353	7.06
700-600	0.610	12.2	0.963	19.26
600-500	1.150	23	2.113	42.26
500-400	0.830	16.6	2.943	58.86
400-300	1.401	28.02	4.344	86.88
300-239	0.662	13.24	5.006	100.00

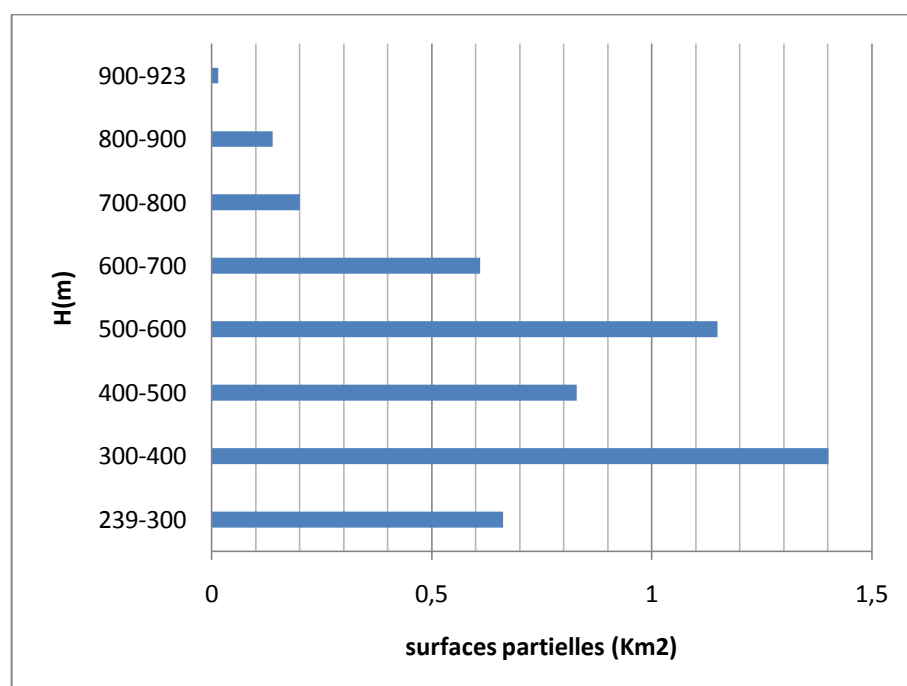


Figure N° III.2 : Répartition et courbe hypsométrique

C.2) Altitude moyenne du bassin versant :

Celle-ci est donnée par deux procédés :

- 1) Graphiquement : C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondante à la surface 50%. C'est l'altitude médiane.

$$H_{50\%} = 478 \text{ m.}$$

- 2) Analytiquement :

$$H_{\text{moy}} = \sum \frac{H_i S_i}{S}$$

S_i : surface partielle entre deux courbes de niveaux (Km^2)

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

S : Superficie du bassin versant (Km^2)

$$H_{\text{moy}} = 470.44 \text{ m}$$

C.3) L'altitude maximale et minimale :

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente

le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire.

Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant

intervenir des variables climatologiques telles que la température, la précipitation et le couvert neigeux. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et

interviennent aussi dans le calcul de la pente, donc d'après la carte topographique on a :

$$H_{\text{max}} = 923 \text{ m NGA}$$

$$H_{\text{min}} = 239 \text{ m NGA}$$

C.4) Pente moyenne de bassin versant :

$$I_m = \frac{\Delta H (0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{s}$$

I_m : pente moyenne [m/km ou 0/00],

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

$L1L2 \dots Ln$: les longueurs des courbes de niveaux (Km).

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

Tableau III-02 : La pente moyenne du bassin versant

Altitude [m]	ΔH [m]	Longueur [Km]
300	100	3.47
400	100	3.05
500	100	3.50
600	100	2.54
700	100	0.92
800	100	0.65
900	100	0.43

A.N : $I_m = 25.22 \%$

C.5) Indice de pente :

C.5.1) Indice de pente globale I_g :

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

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad \text{avec : } L : \text{longueur de rectangle équivalent}$$

(Km)

$$H_{5\%} = 780 \text{ m}$$

$$H_{95\%} = 290 \text{ m}$$

Tableau III-3: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

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

A.N : $Ig = \frac{780-290}{4.82*10^3} = 0.1$, donc notre relief est **fort**

III.2- Caractéristiques hydrographiques du bassin versant :

III.2.1- le réseau hydrographique :

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les cartes citées pour la détermination de l'altitude moyenne. Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM.

Dans cette classification de SCHUM est considéré « ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x) ».

Dans notre bassin versant de l'Oued Nachouf, le cours d'eau principal est de l'ordre 4. Le réseau hydrographique avec la classification des différents cours d'eau est représenté dans la Figure N°III-3.

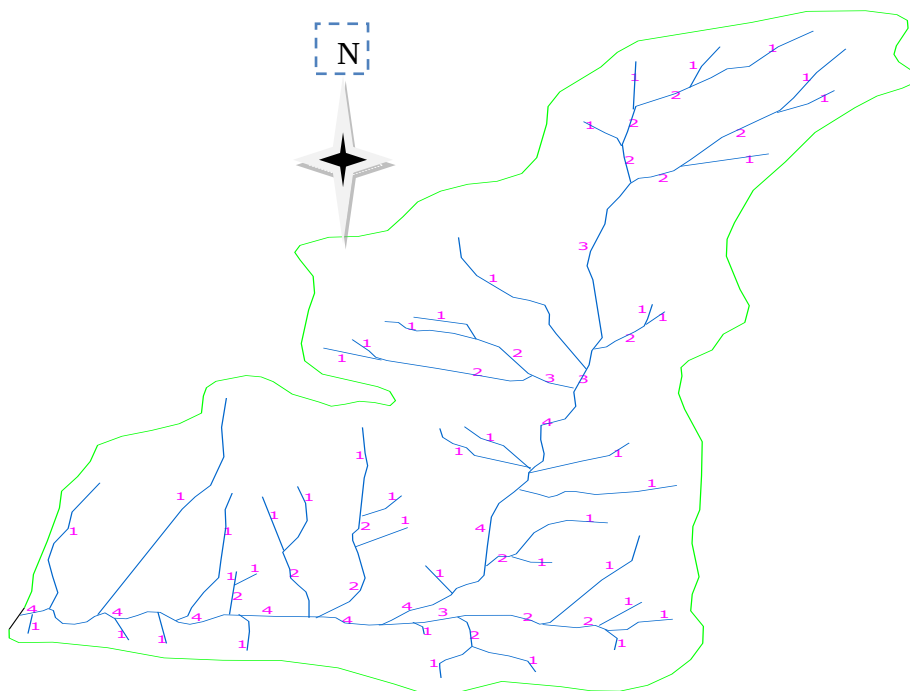


Figure N°III-3 : Le réseau hydrographique de la retenue

III.2.2- Le profil en long de l'Oued :

Ce profil est tracé à partir de la carte topographique à l'échelle 1/50.000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau à l'exutoire.

Tableau III-4 : Profil en long du cours d'eau principal

N°	Altitudes [m]	Distances partielles [Km]	Distances cumulée [Km]
1	900-800	0.35	0.35
2	800-700	0.40	0.75
3	700-600	0.44	1.19
4	600-500	0.70	1.89
5	500-400	0.86	2.75
6	400-300	0.97	3.72
7	300-239	1.87	5.59

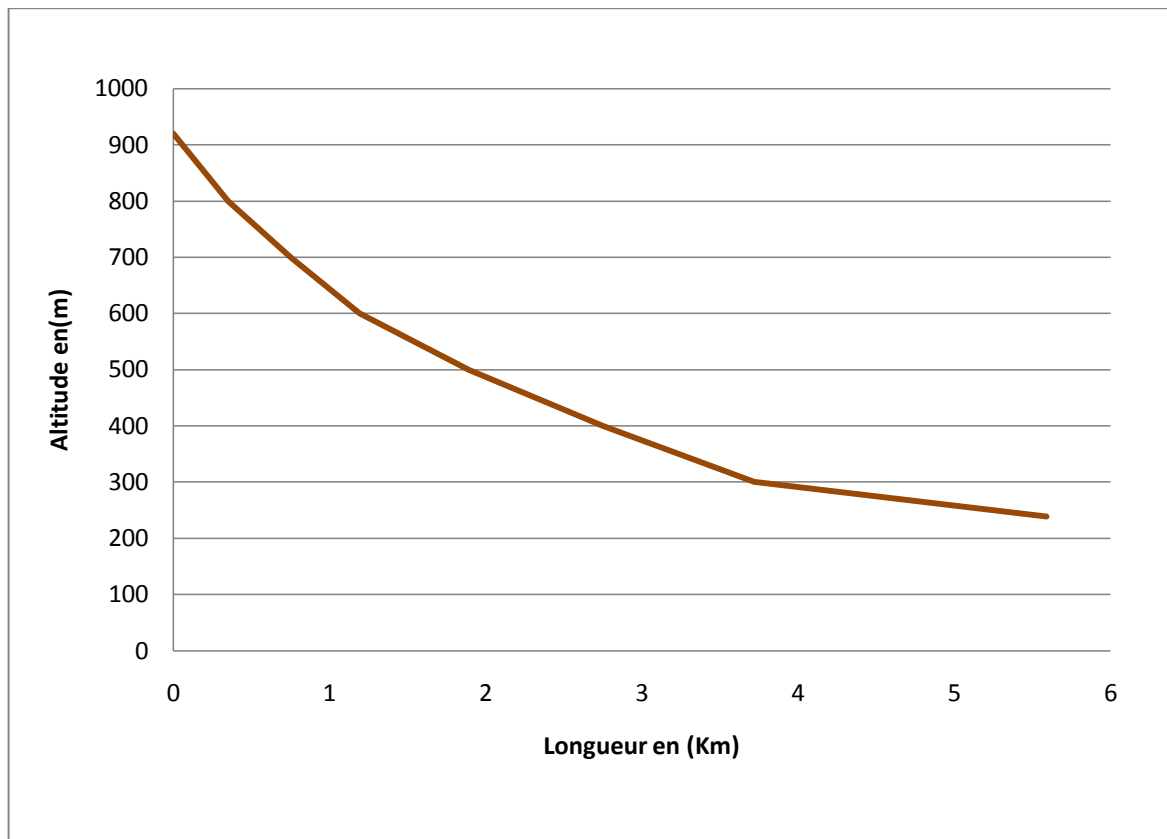


Fig III-4 : Profil en long du talweg principal.

III.2.3- Pente moyenne du cours d'eau principal Ic :

La pente moyenne de l'Oued Nachouf est calculée selon la relation suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H}{\Delta L}$$

ΔH : Différence d'altitude entre deux cours d'eaux suffisamment éloignés.

ΔL : La distance entre ces deux points.

A.N : $I_m = 10.6 \%$

III.2.4 - Temps de concentration :

C'est le temps qu'effectue une particule d'eau pour parcourir la distance qui sépare l'exutoire du bassin et le point le plus éloignée.

Le temps de concentration T_c peut être calculé par plusieurs formules empiriques, nous nous proposons d'adopter la Formule de GIANDOTTI qui est d'emploi fréquent en

Algérie parce qu'elle tient compte de tous les paramètres géométriques du bassin.

- Formule de GIANDOTTI :

$$T_C = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8 \sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$$

S : Surface du bassin versant en [Km²] ;

Hmoy, Hmin : respectivement la hauteur moyenne et minimale du B.V en [m] ;

L : longueur du talweg principale en [Km];

A.N :

$$T_C = 1.42 \text{ heure}$$

III.2.5 - Vitesse de ruissellement :

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L_p}{T_c}$$

Lp : longueur du talweg principale [Km].

TC : temps de concentration. [heure]

A.N :

$$V_r = 3.94 \text{ Km/h}$$

III.2.6 – La densité de drainage :

C'est le rapport entre la longueur totale de tous les cours d'eau et la superficie du bassin versant.

$$D_d = \frac{\sum Li}{S}$$

$\sum Li$: longueur total des talwegs d'ordre i en (Km) $\sum Li = \text{Km}$.

S: surface du bassin versant en (Km²).

$$\text{A.N : } D_d = \frac{23.22}{5} = 4.64 \text{ Km/Km}^2$$

III.2.7 - Le coefficient de torrentialité C_t :

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

$$C_t = D_d * F$$

D_d : Densité de drainage;

F : Densité hydrographique.

F : le rapport entre le nombre des talwegs d'ordre 1 et la surface globale du bassin versant :

$$N_1 = 36 \quad , \quad F = \frac{N_1}{S} = 7.2$$

A.N : $C_t = 33.4$

Résultat :

Toutes ces valeurs sont consignées dans le Tableau N°III.05

Tableau III.05: paramètres physico-morpho métriques du bassin versant.

Désignation		unité	Sym.	Qté
Surface		Km ²	S	5
Altitude maximale		m	H _{max}	923
Altitude minimale		m	H _{min}	239
Altitude moyenne		m	H _{moy}	470.44
Altitude médiane		m	H _{med}	478
Rectangle Equivalent	Longueur	Km	L	4.82
	Largeur	Km	l	1.03
Coefficient d'allongement		***	Ca	6.27
Indice de pente globale		%	ig	0.1
Pente moyenne du bassin versant		%	im	25.22
Densité de drainage		Km/Km ²	Dd	4.64
Densité hydrographique		Km ⁻²	F	7.2
Longueur du cours d'eau principale		Km	L _p	5.6
Périmètre du bassin		Km	P	11.8
Indice de compacité de Gravelius		***	Kc	1.48
Temps de concentration		Heure	Tc	1.42
Vitesse de ruissellement		Km/H	Vr	3.94
Coefficient de torrentialité		***	Ct	33.4

III.3 - Caractéristiques climatiques :

La wilaya de Bouira est située dans le bassin méditerranéen et subit des influences du climat méditerranéen par le nord et celle du climat saharien provenant du sud. Ces caractéristiques climatiques sont observées à la station météorologique de Bouira.

Les conditions climatiques, plus que d'autres facteurs qui régissent l'écoulement superficiel, jouent un rôle important dans le régime hydrologique d'un cours d'eau.

Les facteurs climatiques les plus déterminants sont les précipitations, les températures de l'air et de l'eau, le vent et l'évaporation.

III.3.1-Evaporation:

L'évaporation est l'une des caractéristiques climatiques les plus importantes dans le cycle hydrologique. Ce phénomène permet l'alimentation en vapeur d'eau de l'atmosphère par les cours d'eau, des lacs ainsi que les végétaux (évapotranspiration), provoqué par le déficit d'humidité dans l'air ambiant.

Cette fonction constitue une perte directe à partir des écoulements et des plans d'eau. En Algérie, la hauteur d'eau évaporée annuellement par une surface d'eau est presque toujours supérieure à la quantité de précipitation sur la même surface.

Des mesures d'évaporations (en mm) sont effectuées régulièrement à la station météorologique de Bouira (riche). Les valeurs moyennes mensuelles observées pour la période 1992 sont dans le tableau suivant.

Tableau III-6: Répartition de l'évaporation moyenne (mm)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moyenne annuelle
Evaporation en (mm)	274	171	86	90	78	89	89	120	150	214	268	362	1991

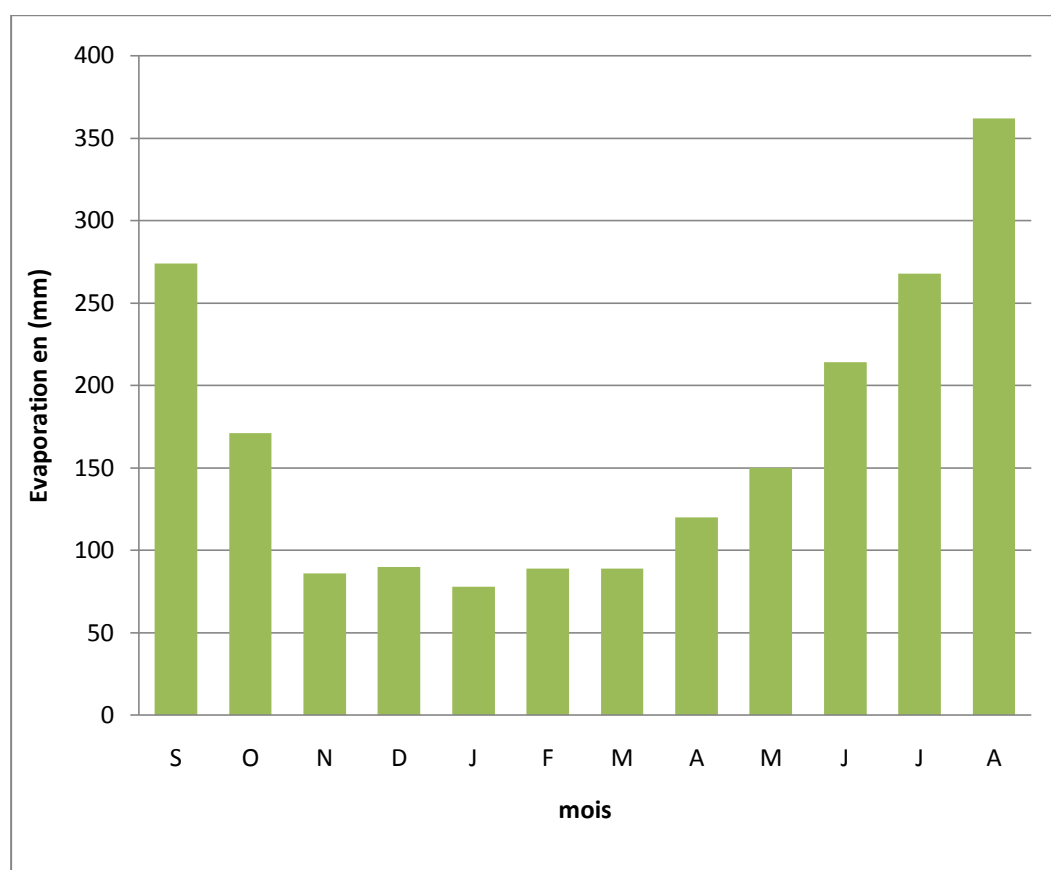


Fig. III-5 : répartition mensuelle de l'évaporation.

III-4-2- Température:

La température est l'un des principaux facteurs conditionnant le partage des masses d'eaux atmosphériques. Elle influe sur l'évaporation ainsi que sur la vapeur d'eau qui alimente les précipitations.

Le régime des températures se caractérise par un été chaud et un hiver relativement doux. La température moyenne de l'air varie de 8.63 °C à 27.5 °C.

Nous disposons d'une série de relevés moyens, maximaux et minimaux sous abri sur la période 1994-2001.

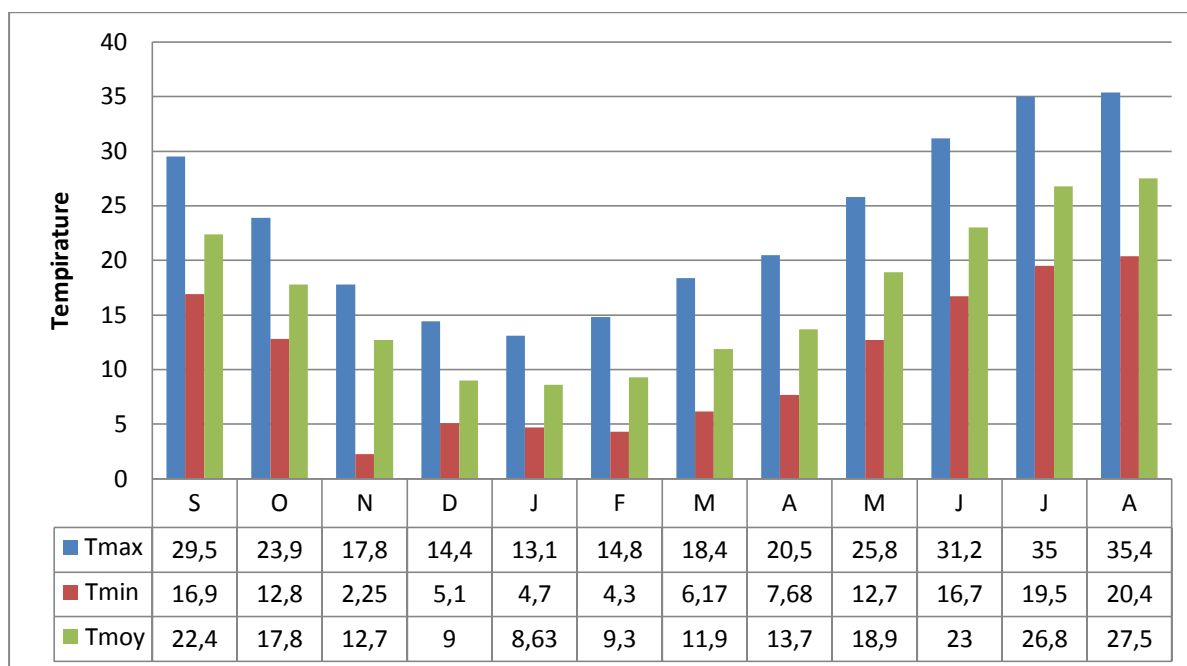


Fig. III.6- Répartition mensuelle de la température

III.4.3- Humidité relative:

La répartition mensuelle de l'humidité relative est donnée par le tableau suivant:

Tableau III-7: Répartition de l'humidité relative (%) (Période 1994-2001)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
H %	58	69	72	75	76	73	76	70	69	64	62	49	68

III-4-4-Vitesse de vent:

Tableau III-8: Répartition des vitesses des vents (m/s) (période de 1994-2001)

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy
V(m/s)	3.69	3.25	3.75	3.76	3.4	3.34	3.3	4.04	3.6	4.0	3.6	3.81	3.7

La vitesse moyenne annuelle du vent est de 3.61 m/s. Le vent peut augmenter les besoins en eau et provoque quelques fois des dégâts sur certaines cultures.

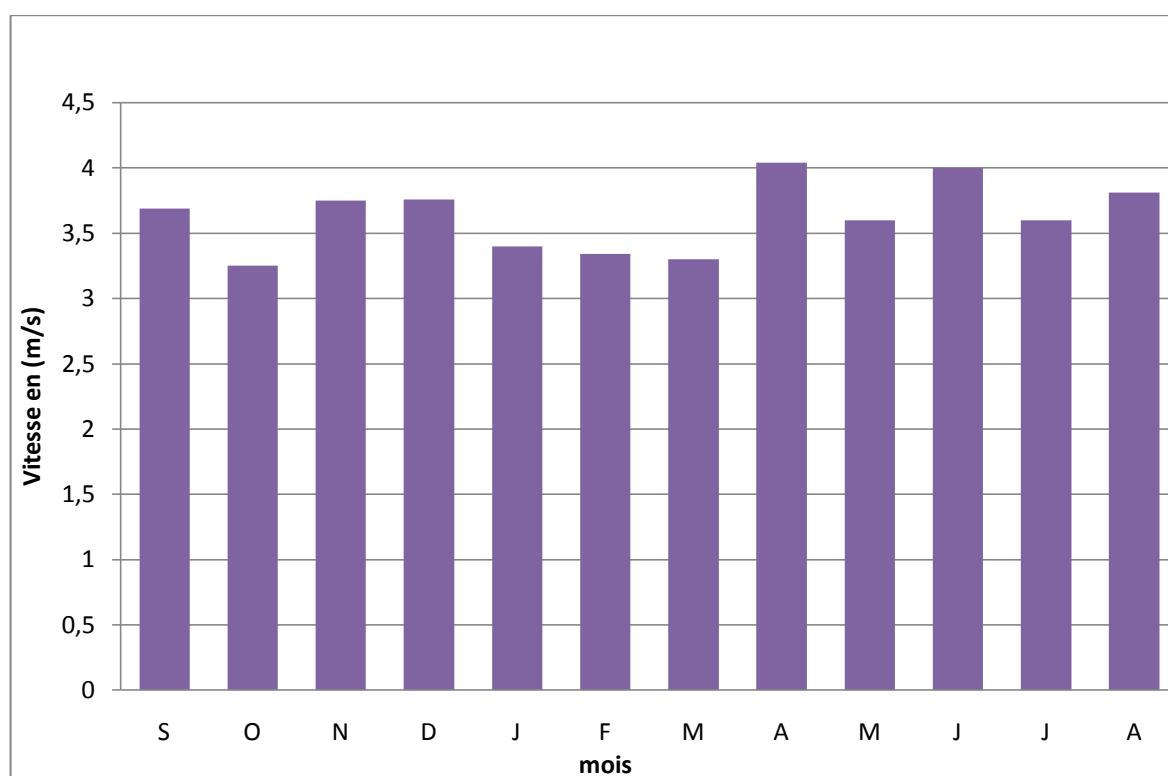


Fig. III.7 : Répartition mensuelle du vent

III.4.5) La pluviométrie :

Les précipitations étant la source principale de l'approvisionnement d'Oued Nachouf, le régime hydrologique dans le bassin est directement lié à ces précipitations.

III.4.6) Stations et données disponibles:

Les données pluviométriques disponibles dans la région ont été sélectionnées à partir du réseau d'observations de l'agence nationale des ressources hydrauliques (ANRH).

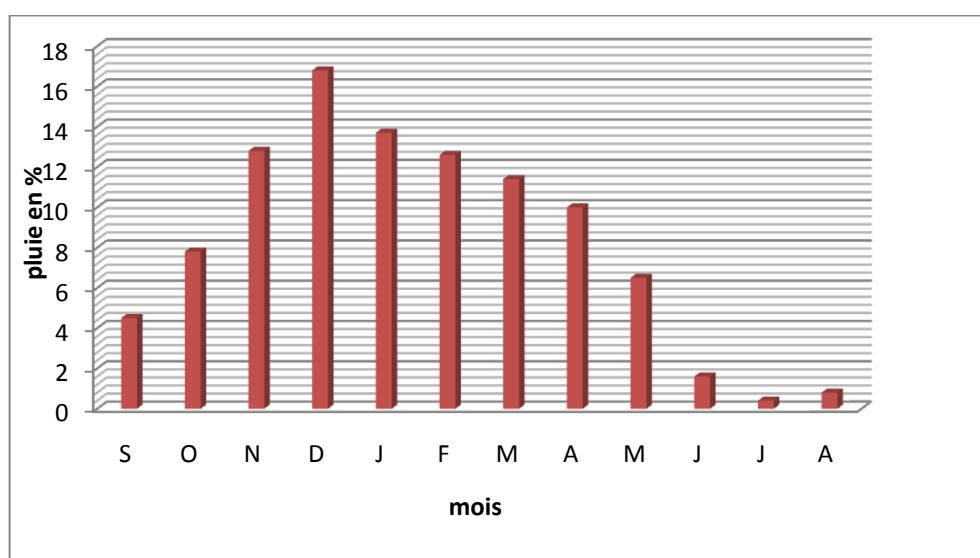
De plus, pour l'étude d'une retenue collinaire comme celle du site Oued Nachouf une série pluviométrique de 41 années (1968-2009) est largement suffisante pour représenter localement le régime des pluies comme il a été mentionné dans des nombreux ouvrages tel que " l'inventaire des infrastructures de petite et moyenne hydraulique, retenues collinaires, ministère de l'hydraulique, Alger 1988 ".

III.4.7) Répartition mensuelle de la pluie moyenne:

La répartition mensuelle des pluies moyennes interannuelle a été établie sur la base de la série des précipitations à la station de LAKHDARIA sur la période (1968-2009), elle est donnée par le tableau et le graphe ci-dessous:

Tableau III-9 Répartition mensuelle des pluies moyennes.

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Pluviométrie en (mm)	32.7	56	92	120	98	90.6	82	72	46.7	11.8	3.4	5.8
Pluviométrie en (%)	4.5	7.8	12.8	16.8	13.7	12.6	11.4	10	6.5	1.6	0.4	0.8

**Fig. III-8 :** Répartition des pluies moyenne mensuelle

III.4.8 - Pluies maximales journalières :

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant
- Calcul de la fréquence expérimentale
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée
- Ajuster graphiquement la loi choisie
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance

- Choix de la loi d'ajustement :

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toute fois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

- Les lois d'ajustement choisies sont :

- 1)-la loi de GAUSS ou loi Normal
- 2)-la loi de GALTON (log-normal).
- 3)-la loi de GUMBEL

- Ajustement des pluies maximales journalières:

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel (doublement exponentielle), Galton (log normale) et Gauss (normale) à l'aide de logiciel « Hyfran », avec une comparaison des graphes des droites de régression obtenues par les trois lois d'ajustement.

Les caractéristiques des échantillons, les tests d'adéquation des lois ainsi que l'homogénéité sont déduits directement du logiciel

Tableau III-10 : Caractéristiques de la série avec N= 41 ans

Caractéristique	Valeur
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	2583
La moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	61.5
L'écart type « σ_x »	23.26
Coefficient de variation « Cv »	0.378
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.756
L'exposant climatique	0.33

III.4.8.1) Ajustement des pluies maximales journaliers a la loi de GUMBEL:

L'équation de la droite de GUMBEL:

$$P_{\max j} = \frac{1}{\alpha} y + X_0$$

y : variable de la droite de GUMBEL

$$y = - [\ln (-\ln (F(x))]$$

$$F(x) = \frac{m-0.5}{N}$$

Ou :

m: l'ordre de classement;

N: taille de l'échantillon;

III.4.8.2) Ajustement a la loi normale:

Calcul des fréquences expérimental (au non dépassement):

$$T = \frac{1}{1-q} \quad \text{et} \quad q = F(x_i) = \frac{m-0.5}{N}$$

m: numéro d'ordre de la valeur.

N : taille de l'échantillon.

Paramètres d'ajustement a la loi normale:

$$X_{p\%} = X_{\text{moy}} + \delta U_{p\%}$$

X_{moy} : hauteur de pluie moyenne.

δ : écart-type.

$U_{p\%}$: variable réduite de GAUSS

III.4.8.3) Ajustement a la loi log normale:

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

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_U^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du$$

$$U = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x} \quad (\text{variable réduite de GAUSS})$$

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

$\text{Logx}(p\%) = \overline{\text{Logx}} + \sigma \text{LogU}(p\%)$ Avec : UP% : variable de GAUSS pour différentes fréquences.

$$\text{Logx} = \frac{\sum_{i=1}^{41} \text{Logxi}}{N}$$

Tableau III.11 : Résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel

Période de retour en (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0.9990	176	20.8	135-217
100	0.9900	134	14.1	106-162
50	0.9800	121	12.1	97.7-145
20	0.9500	105	9.47	86.0-123
10	0.9000	91.5	7.50	76.8-106
5	0.8000	77.8	5.55	67.0-88.7
3	0.6667	67.0	4.19	58.8-75.2
2	0.5000	57.3	3.30	50.8-63.7

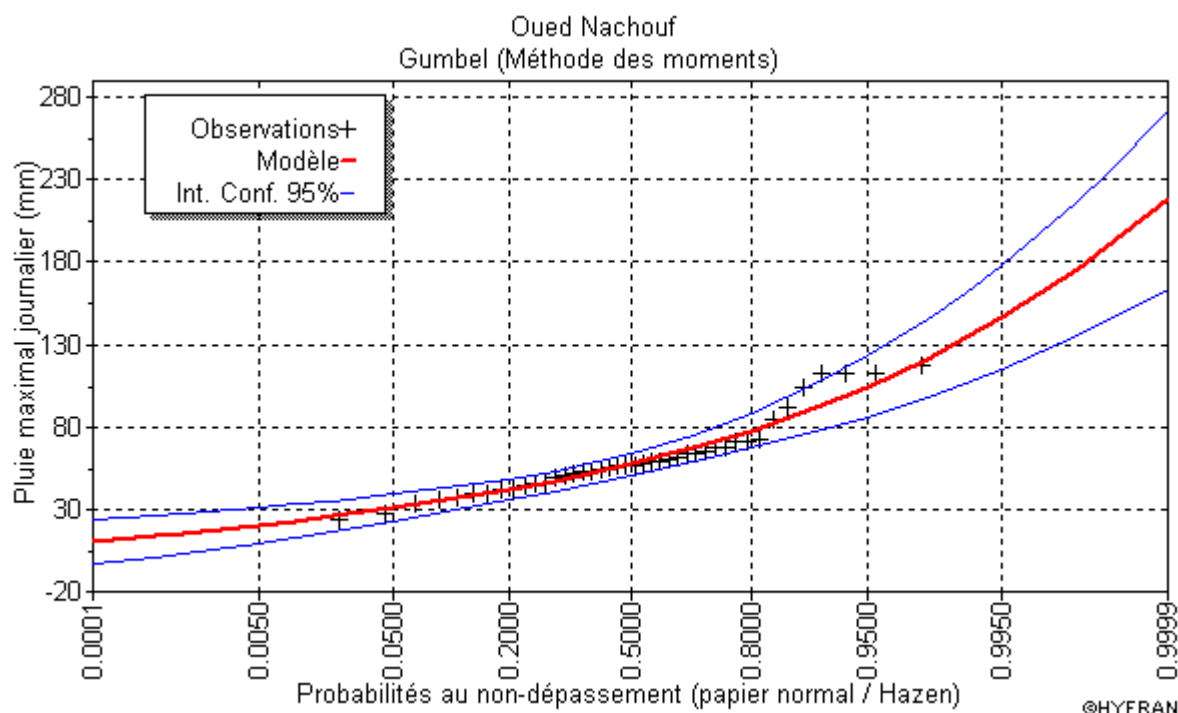


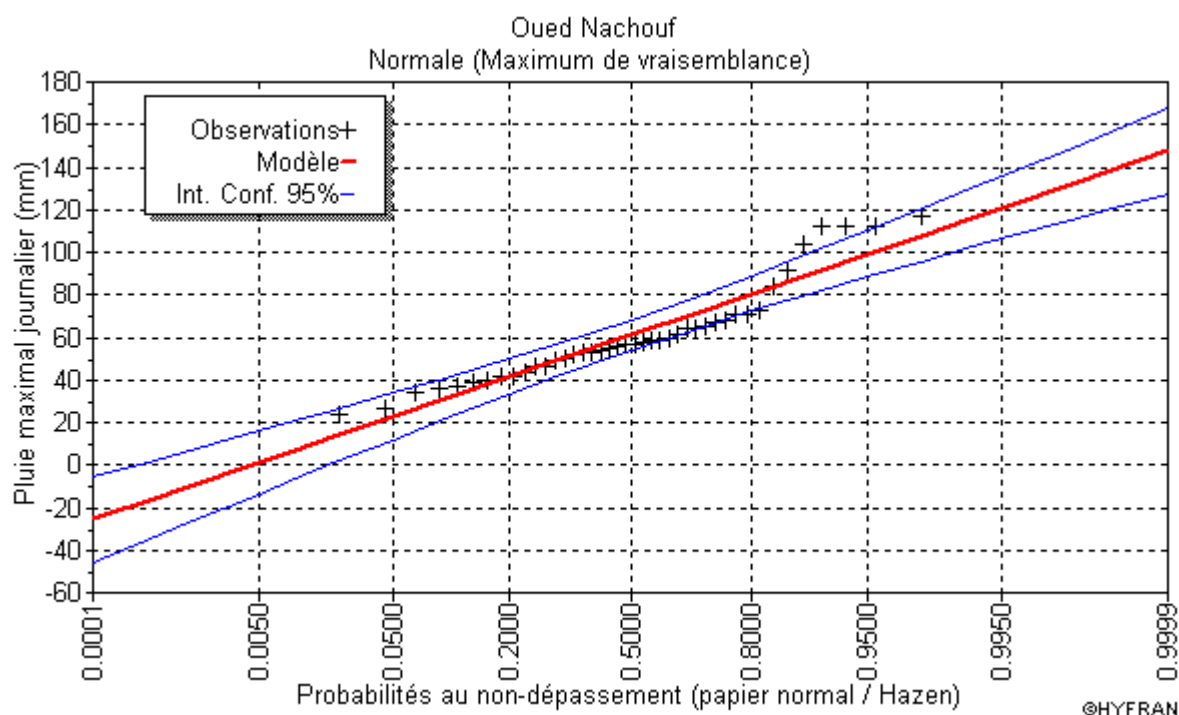
Fig. III-9 Ajustement a la loi de GUMBEL

Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	24
Maximum	Aucun	117
Moyenne	61.1	61.1
Ecart-type	23.3	23.3
Médiane	57.3	57.0
Coefficient de variation (Cv)	0.381	0.381
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	1.02
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	3.24

Tableau III.12 : Résultat de l'ajustement a la loi normale

Période de retour en (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0.9990	133	8.72	116-150
100	0.9900	115	6.98	102-129
50	0.9800	109	6.39	96.4-121
20	0.9500	99.4	5.55	88.5-110
10	0.9000	90.9	4.87	81.4-100
5	0.8000	80.7	4.19	72.5-88.9
3	0.6667	71.1	3.76	63.7-78.5
2	0.5000	61.1	3.59	54.1-68.1

**Fig. III-10** Ajustement a la loi Normale.

Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	24.0
Maximum	Aucun	117
Moyenne	61.1	61.1
Ecart-type	23.3	23.3
Médiane	61.1	57.0
Coefficient de variation (Cv)	0.381	0.381
Coefficient d'asymétrie (Cs)	000	1.02
Coefficient d'aplatissement (Ck)	3.00	3.24

Tableau III.13 : Résultat de l'ajustement a la loi log normale

Période de retour en (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0.9990	178	24.5	130-226
100	0.9900	135	14.8	105-164
50	0.9800	122	12.3	97.6-146
20	0.9500	105	9.18	86.7-123
10	0.9000	91.6	7.05	77.8-105
5	0.8000	77.9	5.16	67.8-88.0
3	0.6667	67.0	3.98	59.2-74.8
2	0.5000	57.2	3.24	50.8-63.5

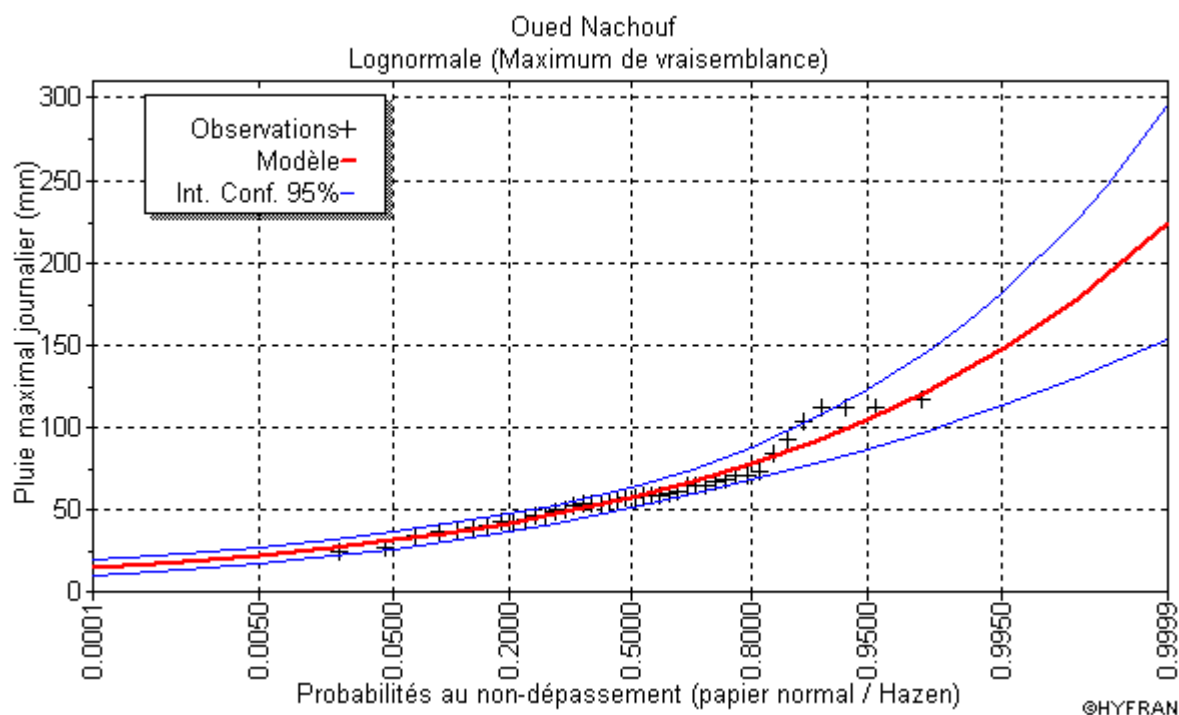


Fig. III-11 Ajustement a la loi log Normale.

Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	00	24.0
Maximum	Aucun	117
Moyenne	61.2	61.1
Ecart-type	23.3	23.3
Médiane	57.2	57.0
Coefficient de variation (Cv)	0.381	0.381
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.20	1.02
Coefficient d'aplatissement (Ck)	5.65	3.24

Conclusion:

D'après les graphes d'ajustement Fig. (III.9, 10,11), on a remarqué que les deux graphes de Gumbel et log normale et très proche mais la série s'ajuste mieux à la loi de Gumbel.

Tableau III.14 : Ajustement a la loi de Gumbel

Période de retour en (ans)	Probabilité (q)	$P_{\max j\%}(\text{mm})$	Intervalle de confiance 95%
1000	0.9990	176	135-217
100	0.9900	134	106-162
50	0.9800	121	97.7-145
20	0.9500	105	86.0-123
10	0.9000	91.5	76.8-106
5	0.8000	77.8	67.0-88.7
3	0.6667	67.0	58.8-75.2
2	0.5000	57.3	50.8-63.7

III.5) Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences :

Le calcul des pluies de courtes durées pour différentes fréquences à été effectuée à l'aide de la relation de Body exprimée par:

$$P_{ct} = P_{\max j} \left(\frac{t}{24} \right)^b$$

P_{ct} : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de $P_{\max}$.

$P_{\max j}$: pluies maximales fréquentielles.

t : temps en heure ; b : exposant climatique ($b = 0.33$)

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

$$I_t = \frac{p_{ct}}{t}$$

Les résultats de calcul sont exposés dans le tableau III-15:

Tableau III-15 : Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences

fréquence (%)	5		10		20		50		100		1000	
temps (h)	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It
0,5	21,68	43,37	25,50	51,00	29,2	58,53	33,72	67,4	37,35	74,7	49	98,1
1	27,25	27,25	32,05	32,05	36,78	36,78	42,39	42,39	46,94	46,9	61,6	61,6
2	34,26	17,13	40,29	20,14	46,24	23,12	53,29	26,64	59,01	29,5	77,5	38,7
3	39,17	13,05	46,06	15,35	52,86	17,62	60,92	20,30	67,46	22,4	88,6	29,5
6	49,23	8,20	57,90	9,65	66,45	11,07	76,57	12,76	84,80	14,1	111,3	18,5
9	56,28	6,25	66,19	7,35	75,96	8,44	87,54	9,72	96,94	10,7	127,3	14,1
12	61,89	5,15	72,79	6,06	83,53	6,96	96,25	8,02	106,6	8,8	140	11,6
15	66,62	4,44	78,35	5,22	89,91	5,99	103,6	6,9	114,7	7,6	150	10
18	70,75	3,93	83,21	4,62	95,49	5,30	110	6,11	121,8	6,7	160	8,8
21	74,44	3,54	87,55	4,16	100,4	4,78	115,7	5,51	128,2	6,1	168,4	8
24	77,8	3,24	91,5	3,81	105	4,37	121	5,04	134	5,58	176	7,3

III.6) Etudes des apports :

A base de manque de séries hydrométriques au niveau du talweg principal, les apports seront estimés à partir des formules empiriques

III.6.1) Apports liquides :**III.6.1.1) Apport moyen interannuel (A_0) :**

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuel A_0 .

A) Formule de l'INRH :

$$\text{On a : } A_{\text{moy}} = 0.915 * P_{\text{moy}}^{2.684} * S^{0.842} \quad [10^6 \text{ m}^3]$$

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

S : surface du bassin versant [Km^2].

B) Formule de MEDINGUER:

$$\text{On a : } A_0 = L_e * S$$

$$L_e = 1.024(P_{\text{moy}} - 0.26)^2$$

L_e : lame d'eau écoulée (mm)

P : pluie moyenne annuelle (m)

S : surface du bassin versant [Km^2].

C) Formule de TURC:

$$A_0 = L_e * S$$

$$L_e = P_{\text{moy}} - D$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [mm].

D : Déficit de l'écoulement [mm] tel que :

$$D = \left(\frac{P_{\text{moy}}}{\sqrt{0.9 + \left(\frac{P_{\text{moy}}}{L}\right)^2}} \right)$$

L : Variable théorique tel que :

$$L = 300 + 25 T_{\text{moy}} + 0.05 (T_{\text{moy}})^3$$

T_{moy} : Température moyenne annuelle.

D) Formule de SAMIE:

$$A_0 = L_e * S$$

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

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [m] ;

S : Surface du bassin versant en [km²] ;

L_e : Lamé d'eau écoulée en [mm].

E) Formule de MALLET - GAUTHIER:

$$A_0 = L_e * S$$

$$\text{tel que : } L_e = 0.6 * P_{\text{moy}} (1 - 10^{-0.36 * P_{\text{moy}}^2})$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [m].

L_e : Lamé d'eau écoulée en [m].

F) Formule de DERI II :

$$A_0 = 0.513 * P^{2.683} * D_d^{0.5} * S^{0.842} \quad [10^6 \text{ m}^3]$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [m].

S : Superficie du bassin versant [Km²].

D_d : Densité de drainage [km/km²].

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau N° III.12.

Tableau III.16 : l'Apport moyenne interannuelle.

Formule	A0 (M m3)
ANRH	1.43
MEDINGUER	1.05
TURC	0.6
SAMIE	0.73
Mallet – Gauthier	0.73
Deri II	1.72

On opte pour la valeur moyenne entre les 6 méthodes on prend la valeur proche de moyenne
 ∴

$$A_{\text{moy}} = \frac{1.43 + 1.05 + 0.6 + 0.73 + 0.73 + 1.72}{6} = 1.04 \text{ Mm}^3$$

$$A_0 = 1.05 \text{ Mm}^3$$

III.7) Caractéristiques de l'écoulement :

a) Module de l'écoulement (Me) :

Il est donné par : $Me = A_0 / T$

A0 : Apport moyen annuel (litre).

T : Temps d'une année en secondes $T = 3,1536.10^7 \text{ s}$

Soit : $Me = 33.3 \text{ l/s}$

b) Module de l'écoulement relatif :On a: $M0 = Me / Sbv$

Me: Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km²).

Soit :

$$M0 = 6.66 \text{ l/s/Km}^2$$

c) Lame d'eau écoulée :

$$L_e = A0/SBV.$$

$$\text{Soit : } L_e = 210 \text{ mm}$$

d) Coefficient de l'écoulement:Il est donné par : $C_e = L_e / P_{\text{moy}}$ P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [mm] ; L_e : Lame d'eau écoulée en [mm].

$$\text{Soit : } C_e = 0,29$$

e) Coefficient de variation :

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

1. Formule de SOKOLOVSKY:

$$C_v = 0,78 - 0,29 \log_{10} M0 - 0,063 \log_{10} (S + 1)$$

 $M0$: Module de l'écoulement relatifSoit : $C_v = 0,49$ **2. Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ:**

$$C_v = \frac{0.7}{M_0^{0.125}}$$

AN: $C_v = 0,55$ **3. Formule de L'ANTONOV :**

$$C_v = 0.7 / (S + 1000)^{0.097}$$

AN: $C_v = 0,358$

4. Formule de KRISTEKLY MENKEL:

$$CV = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_0^{0.27})$$

M0 : module de l'écoulement relatif

Soit: $Cv=0,45$

5. Formule Algérienne de N.N PADOUM:

Cette formule donne de bons résultats de l'estimation du coefficient de variation de l'apport annuel et en plus elle est établie à partir d'une analyse statistique de 42 oueds du nord de l'Algérie cette relation s'écrit comme suit :

$$Cv=0.93 K / M_0^{0.23}$$

Avec : K : coefficient de réduction $K= (0.25-1.00)$ on prend $K=0,7$

M0 : module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).

Soit: $Cv = 0.42$

Tableau III.17: récapitulatif des Cv

Formule	Le coefficient de variation Cv
SOKOLOVSKI	0.49
OURKGUIPROVODKHOZ	0.55
ANTONOV	0.358
KRISTEKLY MENKEL	0.45
Algérienne de N.N PADOUM	0.42

Conclusion :

Le coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc :

$$Cv=0.45$$

III.7.1) Irrégularité des apports :**III.7.1.1) Estimation fréquentielle des apports :**

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

Les apports annuels ajustés à une loi statistique log-normale de forme :

$$A_{\%} = \frac{A_0 \cdot e^{u \cdot \sqrt{\log(cv+1)}}}{\sqrt{C_v^2 + 1}}$$

$A_{\%}$: Apport de fréquence donnée.

u : Variable réduite de Gauss.

A_0 : Apport moyen annuel [Mm3].

C_v : Coefficient de variation.

Les résultats de calcul sont donnés dans le Tableau III.18

Tableau III. 18: L'Apport fréquentielle.

Période de retour (an)	5	10	50	100	1000
Fréquence (%)	80	90	98	99	99.9
Le variable réduit "u"	-0,841	1,282	2,054	2,327	3,091
Apport (Mm3)	0.89	1.59	2.16	2.41	3.25

III.7.1.2) Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% :

La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% suit la même répartition mensuelle des précipitations on a donc :

Tableau II.19 : Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%.

Mois	sep	oct	nov	déc.	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juill	août	Total
A80% (Mm3)	0.04	0.06	0.11	0.15	0.14	0.11	0.10	0.09	0.06	0.02	0.003	0.007	0.89

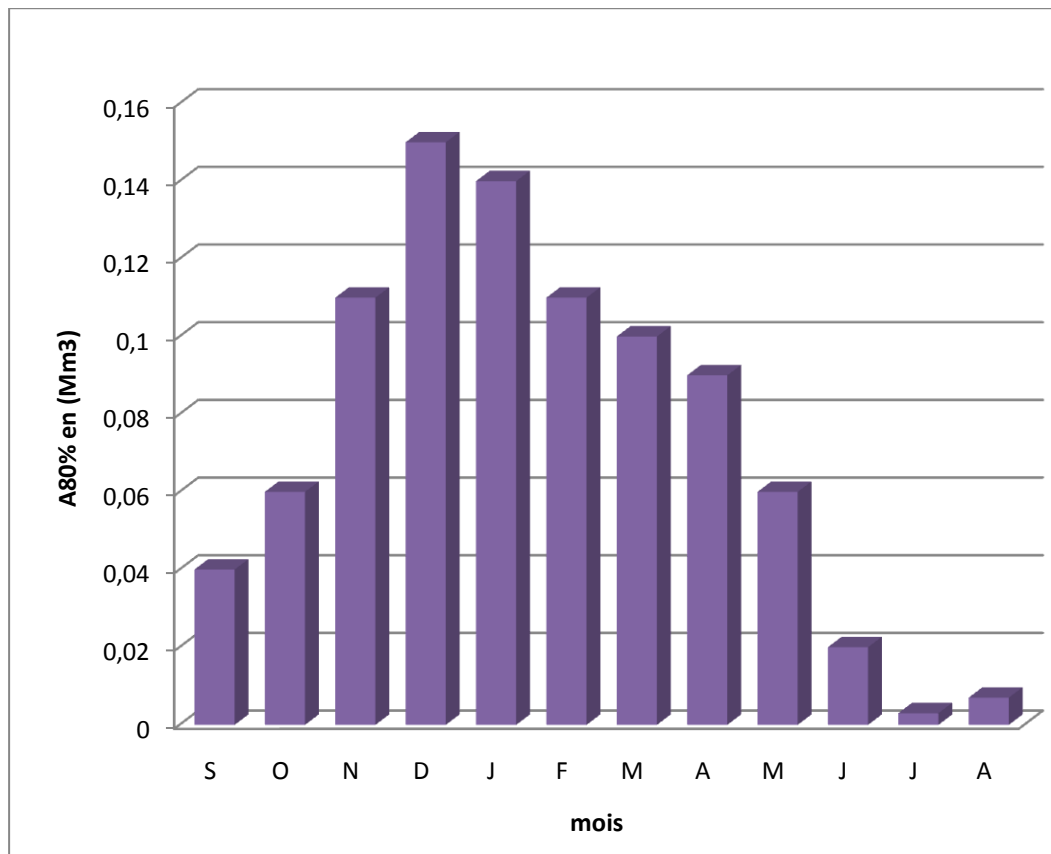


Fig. III.12 : Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%.

III.7.2) Apports solides et l'estimation du volume mort :

L'estimation de l'envasement (tranche morte) est indispensable pour un dimensionnement et harmonieux de l'ouvrage ; une évaluation correcte de sa durée de vie et une définition rationnelle des modes de gestion et d'exploitation.

Le transport solide dans un cours d'eau constitue la seconde phase de l'érosion.

La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par la raison d'écoulement dépend essentiellement de la vitesse d'écoulement et de granulométrie.

L'eau trouve la puissance nécessaire pour ce transport dans la perte de charge qu'elle subit.

Le champ d'exploitation de vitesse varie tout au long du profil de l'oued d'amont en aval. L'eau met en jeu deux types de mécanismes : le charriage et la suspension qui sont les principaux types de transport solide.

La capacité de charriage est liée à la nature granulométrique des matériaux et varie dans le temps et dans l'espace avec le débit liquide

La répartition entre le charriage et la suspension dépend essentiellement de la dimension des matériaux rapportées à la vitesse de l'eau et la turbulence de l'écoulement

En tout point d'une rivière d'alimentation, le débit solide est défini par les caractéristiques hydrologiques de son bassin versant

L'absence des mesures sur le transport solide oblige à avoir recours aux méthodes empiriques.

A) Formule de TIXERONT :

Le volume mort est estimé à :

$$V = (1,05 \text{ à } 1,10) \frac{Q_s T}{\delta_s} \quad \text{Avec} \quad Q_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \cdot S$$

Avec :

Q_s : Débit solide en [tonne/an].

δ_s : Poids spécifique des sédiments [1,6 t/m³].

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

α : Caractéristique de perméabilité.

Tableau III.20 : valeur de α en fonction de la perméabilité.

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

A.N :

$$Q_s = 350 \cdot 210^{0.15} \cdot 5 = 3902 \text{ t/an}$$

$$V = 1,05 \frac{3902.15}{1.6} = 38410 \text{ m}^3$$

B) Formule de Sogreah:

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = \frac{A_s T}{\delta_s} \quad \text{Avec : } A_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \cdot S$$

Avec :

A_s : apport solide moyen annuel en suspension (t /An).

α : paramètre caractérisant la perméabilité du bv ($\alpha = 350$).

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

P :pluie moyenne annuelle (en mm).

A.N :

$$A_s = 350.711^{0.15} \cdot 5 = 4686 \text{ (t/An)}.$$

$$V_m = \frac{4686.15}{1.6} = 43931 \text{ m}^3$$

$$\text{Le volume mort moyen : } V_{\text{mort moy}} = \frac{43931 + 38410}{2} = 41170 \text{ m}^3$$

III.8) Etude des crues :

L'intérêt économique de la prédétermination du débit maximum probable des crues d'un cours d'eau en un point donné est évident en raison des effets destructifs bien connus de ces cataclysmes hydrologiques et de la nécessité d'en préserver les ouvrages. Les dimensions des évacuateurs de crue des barrages, la hauteur des digues de protection contre l'inondation sont essentiellement déterminées par le maximum probable de la crue au quel ses ouvrages devront faire face compte tenu de certaines considérations d'optimum économique.

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

Les paramètres définissant une crue est :

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

III.8.1) Formules empiriques pour la détermination de la crue :A) Formule de MALLET - GAUTHIER :

On a:

$$Q_{\max p\%} = \frac{2.K \log(1+A.P_{\text{moy}}).S\sqrt{1+4\log T - \log S}}{\sqrt{L}}$$

$Q_{\max,p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s).

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [m].

S : Superficie du bassin versant [Km²].

L : Longueur du talweg principal [Km].

K : coefficient dépendant des caractéristiques du bassin varie entre 1 et 3 [$K = 2$].

A : Paramètre du bassin varie entre 20 et 30 [$A = 25$].

T : période de retour [an].

Le Tableau III.17 nous donne les résultats de calcul pour différents périodes de retour.

Tableau III.21: récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier

Période de retour (an)	1000	100	50	20	10	5
$Q_{\max.p\%}$ (m ³ /s)	37.75	31.02	28.68	25.26	22.33	18.85

B) Formule de SOKOLOVSKY :

On a :

$$Q_{\max p\%} = \frac{0.28(Pct - H_0) \cdot \alpha \cdot F \cdot S}{Tc}$$

S : Superficie du bassin [Km²].

Tc : temps de concentration[h].

Pct : pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration.

H₀ : Perte initiale [H₀ = 7mm].

α : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée

Tableau III.22 : valeur de α en fonction de la fréquence

Fréquence (%)	5	10	20	50	100	1000
α	0.6	0.61	0.62	0.63	0.64	0.65

F : Coefficient de forme de la crue $F = \frac{12}{4+3\gamma}$

Tableau III.23: valeur de γ en fonction de bassin versant

condition	γ
Surface du B.V compris entre 1 et 50 km ²	γ = 2
Pour un bassin boisé avec un sol peut perméable	2 ≤ γ ≤ 2.5
Pour un bassin boisé	3 ≤ γ ≤ 4.

On prend : γ = 2 D'où : F = 1.2

$$Q_{\max p\%} = \frac{0,28(P_{ct}-7).\alpha.1,2.5}{1.42} = 1.18 (P_{ct} - 7).\alpha$$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le Tableau III.24.

Tableau III.24 : récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.

Période de retour (an)	5	10	20	50	100	1000
Fréquence	20%	10%	5%	2%	1%	0.1%
Pct (mm)	34	40	46	53	59	77
α p %	0.6	0.61	0.62	0.63	0.64	0.65
Qmax p% (m3/s)	19.11	23.75	28.53	34.2	39.27	53.69

D) Formule de TERRAZA

On a:
$$Q_{\max p\%} = \frac{C.I_{ct}.S}{3.6}$$

S : Superficie du bassin versant (Km²).

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.

I_{ct} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration [mm/h].

Tableau III.25 : récapitulatif des résultats de la formule Terraza.

Fréquence(%)	20	10	5	2	1	0.1
C	0.50	0.55	0.6	0.65	0.70	0.80
I _{tc} (mm/h)	18	21	24	27	30	40
Qmaxp%(m3/s)	12.5	16.4	20	24.37	29.20	44.5

Les résultats de calcul de toutes les formules sont représentés dans le Tableau III.26.

Tableau III.26 : récapitulatif des résultats de débit de crue.

Formule	Q20% (m3/s)	Q10% (m3/s)	Q5% (m3/s)	Q 2% (m3/s)	Q1% (m3/s)	Q 0.1% (m3/s)
Mallet - Gauthier	18.85	22.33	25.26	28.68	31.02	37.75
Sokolovsky	19.11	23.75	28.53	34.2	39.27	53.69
Terraza	12.5	16.4	20	24.37	29.20	44.5
Moyenne	16.82	20.82	24.6	29.08	33.16	45.3

III.8.2) Hydro gramme de crues :

L'hydro gramme de crue sera établi selon la méthode de Sokolovsky. Cette méthode assimile l'hydro gramme de crue à deux équations paraboliques l'une pour la montée de la crue et l'autre pour la décrue.

- Pour la montée de la crue :

$$Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x$$

- Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{\max} \cdot P\% \left(\frac{(t_d - t)}{t_d} \right)^y$$

Où :

t_m : Temps de montée de la crue [$t_m = t_c = 1.42$

t_d : temps de la décrue [$t_d = \delta \cdot t_m$].

x, y : puissances des courbes [$x=2$; $y=3$].

δ : Coefficient qui dépend des caractéristiques du bassin versant

Tableau III. 27 : Coefficient de forme de l'hydro gramme de crue δ .

Condition	δ
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2 à 2,5
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales	3 à 4
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues	4 à 7

Pour notre bassin $\delta = 2,5$.

A.N :

$$t_d = \delta \cdot t_m = 2,5 \cdot 1,42 = 3,55 \text{ heures}$$

$$t_b = t_d + t_m = 5 \text{ heures}$$

- Pour la montée de la crue :

$$Q_m = Q_{\max} \left[\frac{t}{(1,42)} \right]^2$$

- Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{\max} \cdot P\% \left[\frac{(3,55 - t)}{3,55} \right]^3$$

Les résultats obtenus pour les différentes fréquences sont représentés dans le Tableaux suivant.

Tableau N°III.28 : récapitulatif des résultats de l'Hydro gramme de la crue

débits de crues des périodes de retour						
temps	Q (5ans)	Q (10 ans)	Q (20 ans)	Q (50 ans)	Q (100 ans)	Q (1000ans)
(h)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.25	0.52	0,64	0,76	0,90	1,02	1,4
0.5	2.08	2,58	3,04	3,60	4,11	5,61
0.75	4.69	5,80	6,86	8,11	9,25	12,63
1	8.34	10,32	12,19	14,42	16,44	22,46
1.25	13.03	16,13	19,06	22,53	25,69	35,10
1.42	16.82	20,82	24,6	29,08	33,16	45,3
1.75	12.55	15,53	18,35	21,70	24,74	33,80
2	9.84	12,19	14,40	17,02	19,41	26,52
2.25	7.56	9,36	11,06	13,08	14,91	20,37
2.5	5.66	7,01	8,28	9,79	11,16	15,25
2.75	4.11	5,09	6,01	7,11	8,10	11,07
3	2.87	3,55	4,20	4,96	5,66	7,74
3.25	1.91	2,36	2,79	3,30	3,77	5,15
3.5	1.19	1,47	1,74	2,06	2,35	3,21
3.75	0.68	0,84	0,99	1,18	1,34	1,83
4	0.34	0,42	0,50	0,59	0,67	0,92
4.25	0.14	0,17	0,20	0,24	0,27	0,37
4.5	0.04	0,04	0,05	0,06	0,076	0,105
4.75	0.004	0,004	0,005	0,006	0,007	0,010
5	0.00	0	0	0	0	0

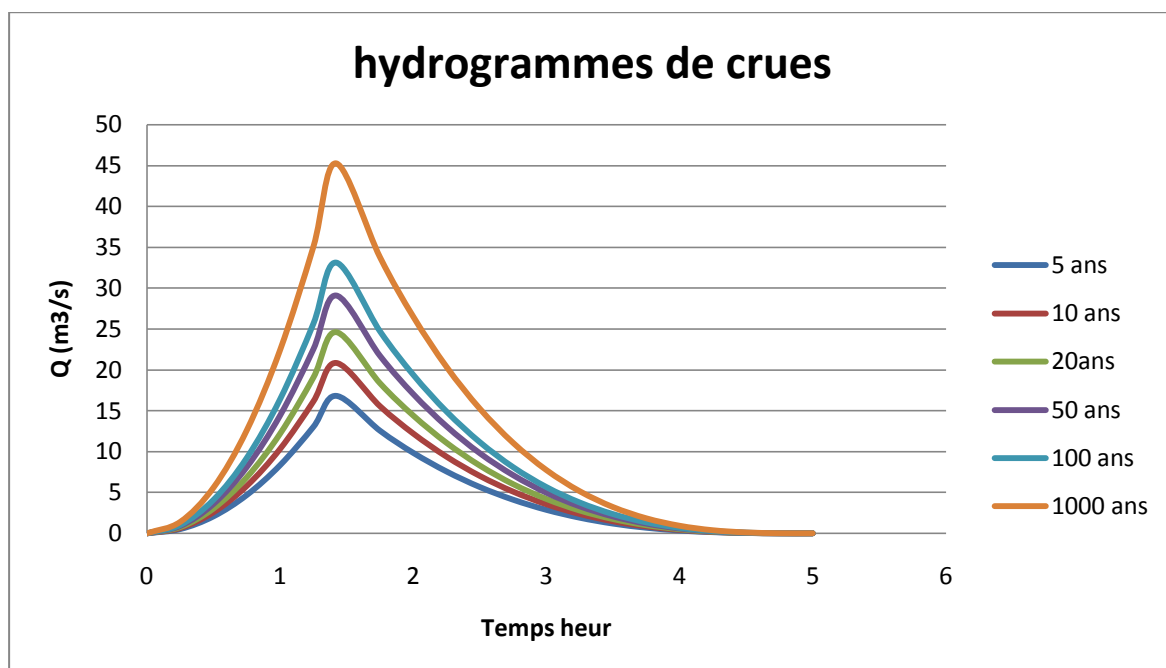


Figure III.13 : l'hydro gramme de crue

III.8.3) Choix de fréquence de la crue du projet :

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux. Donc la hauteur du barrage, et pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités du laminage.

Souvent la crue de projet considérée est la crue du débit de pointe maximal, mais il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crues ; une crue moins pointue, mais plus étalée pourrait être plus défavorable. La période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre (100 et 1000 ans).

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 inondée en cas de rupture). Lorsque le barrage intéresse la sécurité publique la période de retour ne devra en aucun cas être inférieure à 1000 ans.

L'estimation de la crue de projet résulte non seulement de l'influence des facteurs hydrologiques sur le projet lui-même et du coût de l'ouvrage, mais également du risque potentiel de rupture du barrage sur la vie des personnes et sur les pertes économiques résultant de cette rupture.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques en cours à l'aval. On se reporte alors, aux recommandations du comité national Australien des grands barrages. Plusieurs comités et écoles ont données des recommandations pour le choix de la crue de projet, on site :

- ✓ Le comité national Australien des grands barrages (CNAGB).
- ✓ Le C.T.G.R.E.F.

Il existe plusieurs méthodes pour la détermination de la crue de projet tel que :

- ✓ Méthode du GRADEX (gradient exponentiel).
- ✓ Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable-débits maximum probable).

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

Tableau N°III.29 : Crues de projet recommandé.

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

Pour notre cas on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, et que le risque en aval est moyen, volume d'emmagasinement relativement faible), donc on accepte un risque faible (degré 01) et on opte pour la crue centennale.

$$Q_{\text{CRUE PROJET}} = 33.16 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pour la crue des travaux Nous adoptons crue de période de retour ($T = 5$ ans)

$$Q_{\text{CRUE TRAVAUX}} = 16.82 \text{ m}^3/\text{s}$$

III-9) Régularisation des débits :

La régularisation des débits permet de déterminer la meilleure façon de la restitution des eaux stockées. Le but est donc de satisfaire la demande en aval, que se soit en eau potable, en irrigation, pour la production de l'énergie électrique ou encore pour la navigation (grands barrages).

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

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

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

III.9.1) Module d'irrigation :

D'après l'Institut National d'Agronomie les besoins en eau destinée à l'irrigation pour des cultures maraîchères par mois sont :

Tableau N°III.30 : Répartition mensuelle des besoins en eau pour l'irrigation.

Mois	Besoin (m3/ha/an)	Besoin (%)
septembre	350	16.13
Octobre	00	00
Novembre	00	00
Décembre	00	00
Janvier	00	00
Février	00	00
Mars	00	00
Avril	100	2.15
Mai	400	8.6
Juin	900	20.43
Juillet	1200	27.96
Août	1000	24.73
Totale	3950	100

(Source : DHW)

Pour les différentes valeurs de taux de régularisation nous calculons les surfaces des parcelles irriguées.

1) Une fréquence de 80% :

$$A_U = (A_0 - U_{Asp}) 0.8 = (1.05 - 0) 0.8 = 0.84 \text{ Mm}^3$$

Au : Apport utilisable.

A0 : apport moyen interannuel.

$$S_i = \frac{A_U}{N} = \frac{0.84}{3950.10^{-6}} = 213 \text{ ha}$$

Si : Surface irrigable.

Tableau N°III.31 : Répartition mensuelle de la consommation des eaux d'irrigation.

Mois	Uirr (Mm3)
	80%
septembre	0.07
Octobre	0.00
Novembre	0.00
Décembre	0.00
Janvier	0.00
Février	0.00
Mars	0.00
Avril	0.02
Mai	0.08
Juin	0.19
Juillet	0.20
Août	0.21

III.9.2) Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

Pour calculer le volume utile de la retenue on a besoin de :

- L'apport annuel A80%.
- La consommation totale.

- Le volume mort de la retenue.

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

- Détermination de la période à bonne hydraulicité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires " V_s " et " V_d ".
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'octobre jusqu'au mois d'avril.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans les tableaux III.32 et III.33.

$$V_s = 0.74 \text{ Mm}^3 \quad \text{et} \quad V_d = 0.62 \text{ Mm}^3.$$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que

l'excédent d'eau est plus grand que le déficit donc :

$$V_s > V_d \quad \Longrightarrow \quad V_u = V_d = 0.62 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m = 0.62 + 0.04 = 0.66 \text{ Mm}^3$$

Tableau N°III.32 : Régularisation saisonnière suivant la 1^{ère} consigne.

Mois	$A_{80\%}(Mm^3)$	$U_{80\%}(Mm^3)$	$A-U(Mm^3)$	1 ^{ère} consigne d'exploitation		
				$V_{ri}(Mm^3)$	$V_{rf}(Mm^3)$	$S(Mm^3)$
Oct	0.06	00	+0.06	0.04	0.04	
				0.10	0.10	
Nov	0.11	00	+0.11	0.21	0.21	
				0.36	0.36	
Dec	0.15	00	+0.15	0.50	0.50	
				0.61	0.61	
Jan	0.14	00	+0.14	0.66	0.66	0.05
				0.66	0.66	0.07
Fev	0.11	00	+0.11	0.64	0.64	
				0.47	0.47	
Mar	0.10	00	+0.10	0.273	0.273	
				0.07	0.07	
Avr	0.09	0.02	+0.07	0.04	0.04	0.12
Mai	0.06	0.08	-0.02			
Juin	0.02	0.19	-0.17			
Juil	0.003	0.20	-0.197			
Aout	0.007	0.21	-0.203			
Sep	0.04	0.07	-0.03			

Tableau N°III.33 : Régularisation saisonnière suivant la 2^{ème} consigne.

Mois	$A_{80\%}(Mm^3)$	$U_{80\%}(Mm^3)$	$A-U(Mm^3)$	2 ^{ème} consigne d'exploitation		
				$V_{ri}(Mm^3)$	$V_{rf}(Mm^3)$	$S(Mm^3)$
Oct	0.06	00	0.06	0.04	0.04	0.12
				0.10	0.10	
Nov	0.11	00	0.11	0.21	0.21	
				0.36	0.36	
Dec	0.15	00	0.15	0.50	0.50	
				0.61	0.61	
Jan	0.14	00	0.14	0.66	0.66	
				0.66	0.66	
Fev	0.11	00	0.11	0.66	0.66	
				0.64	0.64	
Mar	0.10	00	0.10	0.47	0.47	
				0.273	0.273	
Avr	0.09	0.02	+0.07	0.07	0.07	
				0.04	0.04	
Mai	0.06	0.08	-0.02			
Juin	0.02	0.19	-0.17			
Juil	0.003	0.20	-0.197			
Aout	0.007	0.21	-0.203			
Sep	0.04	0.07	-0.03			

III.9.3) Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- ◆ Pertes par évaporation.
- ◆ Pertes par infiltration

A- Pertes par évaporation :**Tableau III-34 : Evaporation mensuelle :**

Mois	ssep	ooct	nnov	Ddéc	Jjan	ffév	mmars	aavr	mmai	jjuin	jjuill	Aaoût	Année
Evaporation [mm]	12	74	42	30	31	46	80	100	129	144	162	158	1008

On a:

$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy}$$

V_{ep} : volume perdu a cause de l'évaporation.

E_s : Evaporation mensuelle (m).

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen (V_{moy}) Tirée de la courbe (capacité- hauteur)..

$$V_{moy} : \text{volume moyenne} \left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right].$$

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

B) Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100}$$

V_{inf} : volume perdu a cause de l'infiltration.

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau III.35.

$$V_{moy} : \text{volume moyenne} \left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right].$$

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

Tableau N°III.35 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	δ	
		Année	Mois
Sol a faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméable moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1,5
Sol a forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1,5 à 3,0

On prend : $\delta = 0.5$

C) Estimation de l'erreur :

Les volumes des pertes sont considérer comme consommation pour ces calcules on doit vérifier la condition suivant :

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \quad \text{Avec} \quad 1\% < \varepsilon < 2\%$$

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes.

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

Si cette condition ($1\% < \varepsilon < 2\%$) n'est pas vérifier on doit faire des itérations.

Tableau III-36 : Les volumes des pertes dans la retenue :

Mois	$V_{\text{moy}}(\text{Mm}^3)$	$S_{\text{moy}} \cdot 10^4(\text{m}^2)$	$E_s(\text{m})$	$V_{\text{evp}}(\text{Mm}^3)$	$V_{\text{inf}}(\text{Mm}^3)$	Pertes(Mm^3)
Septembre	0.05	0.10	0.012	0.00012	0.0002	0.0003
Octobre	0.156	5.40	0.080	0.004	0.0007	0.004
Novembre	0.286	8.70	0.042	0.003	0.001	0.004
Décembre	0.421	10.11	0.030	0.003	0.002	0.005
Janvier	0.536	11.60	0.031	0.0036	0.002	0.0056
Février	0.641	12.40	0.046	0.005	0.003	0.008
Mars	0.715	12.75	0.080	0.010	0.003	0.013
Avril	0.725	12.85	0.100	0.012	0.003	0.015
Mai	0.622	12.25	0.129	0.012	0.003	0.015
Juin	0.407	10.40	0.144	0.014	0.002	0.016
Juillet	0.178	5.70	0.162	0.015	0.0009	0.016
Août	0.05	0.10	0.158	0.0001	0.0002	0.0003

Tableau N°III.37 : Régularisation saisonnière en tenir compte les pertes.

Mois	$A_{80\%}$ (Mm ³)	π (Mm ³)	$U_{80\%}$ (Mm ³)	$A-U-\pi$ (Mm ³)	1 ^{er} consigne d'exploitation		
					V_{ri} (Mm ³)	V_{rf} (Mm ³)	S (Mm ³)
Oct	0.06	0.004	00	+0.056	0.04	0.041	0.018
					0.096	0.096	
Nov	0.11	0.004	00	+0.106	0.202	0.202	
					0.347	0.347	
Dec	0.15	0.005	00	+0.145	0.481	0.481	
					0.583	0.583	
Jan	0.14	0.0056	00	+0.134	0.67	0.67	
					0.707	0.707	0.018
Fev	0.11	0.008	00	+0.102	0.672	0.672	
					0.486	0.486	
Mar	0.10	0.013	00	+0.087	0.273	0.273	
					0.07	0.07	
Avr	0.09	0.015	0.02	+0.055	0.04	0.04	
Mai	0.06	0.015	0.08	-0.035			
Juin	0.02	0.016	0.19	-0.186			
Juil	0.003	0.016	0.20	-0.213			
Aout	0.007	0.0003	0.21	-0.203			
Sep	0.04	0.0003	0.07	-0.030			

$$V_s = 0.685 \text{ Mm}^3 \quad \text{et} \quad V_d = 0.66 \text{ Mm}^3.$$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que l'excédent d'eau est plus grand que le déficit donc :

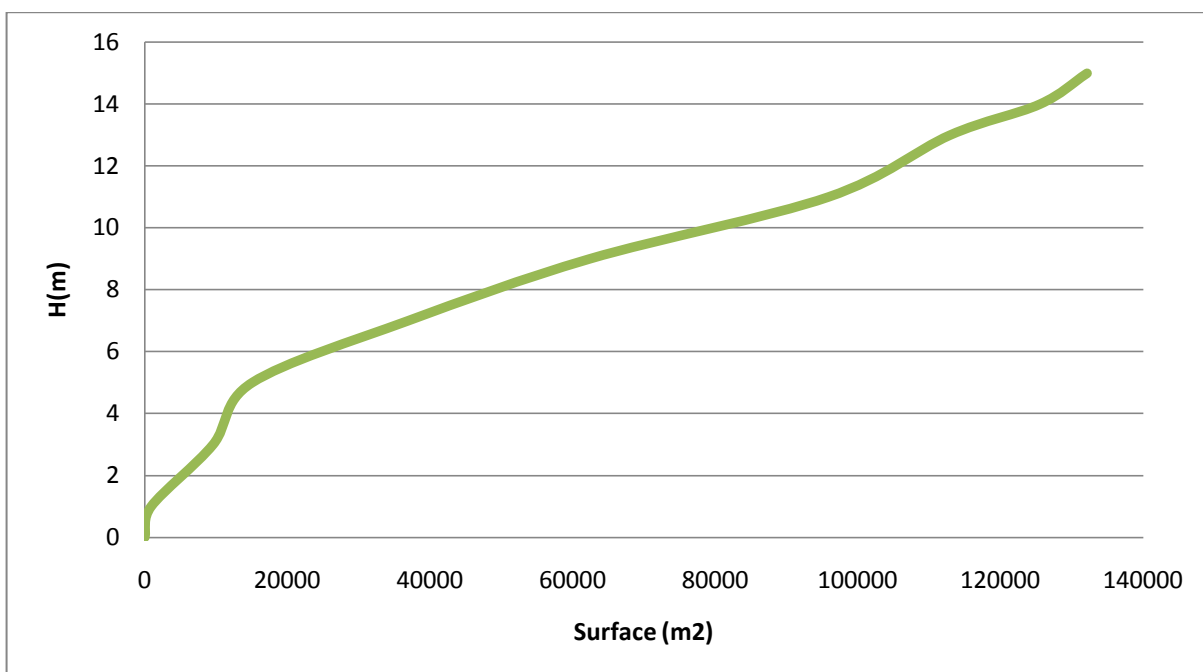
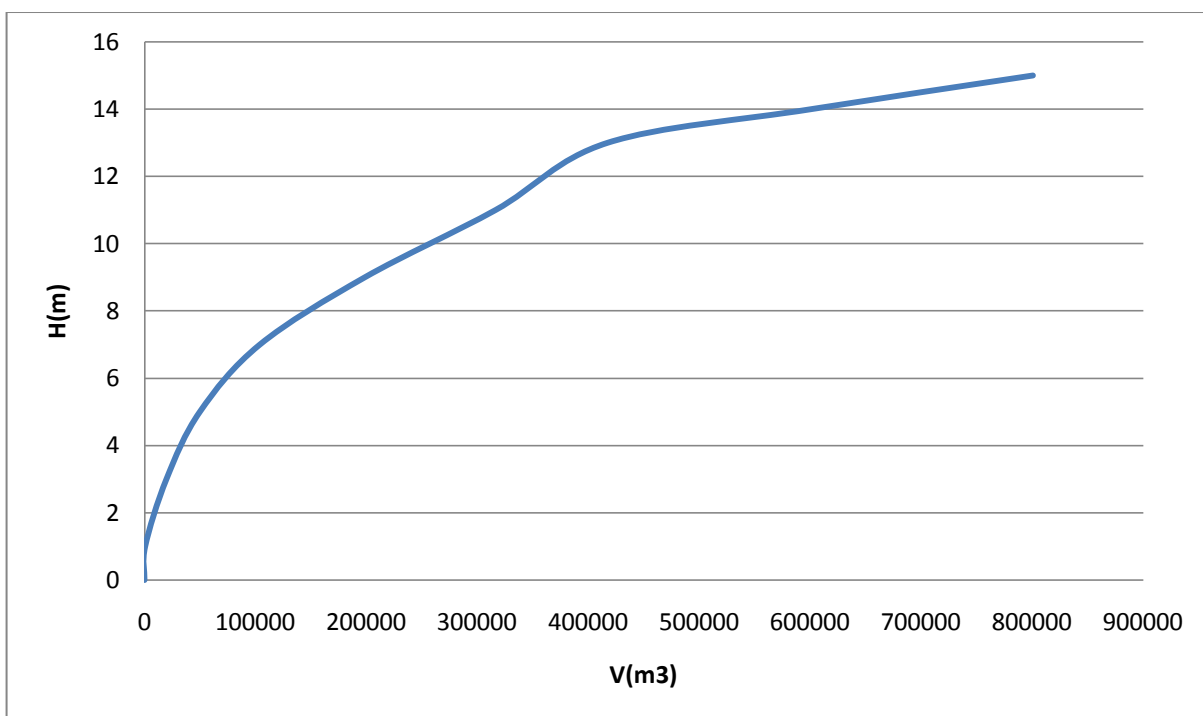
$$V_s > V_d \implies V_u = V_d = 0.66 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 0.66 + 0.04 = 0.7 \text{ Mm}^3$$

Tableau N°III. 38 : Courbes Surface – Capacité-Hauteur

Cote (mNGA)	H(m)	Surface cumulé (m ²)	Volume cumulé (m ³)
239	00	00	00
240	1	902	600
243	3	9580	19760
245	5	15051	49864
247	7	36913	103928
249	9	62358	198542
251	11	95830	316378
253	13	112880	417424
254	14	125480	601048
255	15	132105	800715

**Figure III.14 : courbe surface-hauteur****Figure III.15 : courbe capacité-hauteur**

Côte au niveau normal de la retenue **NNR = 253.6 m**

Hauteur au niveau normale de la retenue **HNNR = 14.40 m.**

Volume au niveau mort de la retenue **VNMR = 0.04 Mm³**

Côte au niveau mort de la retenue **NMR = 242.5 m.**

III.10) Laminage des crues :

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh$$

Où :

Q : le débit entrant de la crue.

q : le débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé)

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

Le débit cumule à l' instant **t** est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt}$$

Où :

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

III.10.1) procédés de calcul :

Il existe plusieurs procédés de calcul comme Hedeblat, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step et d'autre méthodes, nous retenons cinq méthodes celles de :

1. Méthode de Kotcherine
2. Méthode Step by step.
3. Méthode graphique.
4. Méthode d'Eier-Cieh.
5. Méthode de Hidenblat

1) Méthode de KOTCHERINE :

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

1. l'hydro gramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze,
2. les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,
3. le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue (NNR).
4. les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

1.1) Estimation du débit de crue laminée :

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q_{\%}} \right)$$

Où :

V_F : le volume d'eau en charge,

V_C : le volume de la crue,

$Q_{\%}$: le débit de la crue,

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$q_{lam} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C} \right)$$

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

1.2) Estimation de la charge au dessus du déversoir :

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

$$q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$$

Où :

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

g : l'accélération de pesanteur; [$g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}$];

b : la largeur de déversoir,

H : la charge sur le déversoir,

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S \cdot V_{\text{moy}}$$

Il est possible d'extraire la vitesse moyenne (V_{moy}) comme suit :

$$V_{\text{moy}} = \frac{q}{L \cdot (H + P)}$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversante par la même formule qui a dessus et L .

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g \cdot H}^{3/2}$$

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g}$$

Où :

H_o : est la charge globale;

$\frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g}$: la charge dynamique liée à la vitesse d'écoulement;

P : la hauteur de pelle.

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de q_{lam} , Ce sont des points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminée en correspondance à la largeur optimale.

Le débit laminée est calculé pour différentes charges " H " et différentes largeurs de l'évacuateur de crues " b ",

Les graphiques de la figure sont accordés à la table de calculs, en faisant varier les variables H et L , Les relations s'ajustent automatiquement.

Tableau N°III.39 : Données initiales.

Données initiales	
g	9,81 m ² /s
α	1
Q_{1%}	33.4 m ³ /s
V_{crue 1%}	298440 m ³
m	0,49
P	1.5 m

Tous les calculs et résultats sont illustres ci après :

Tableau N°III. 40 : 1 ère étape de calcule.

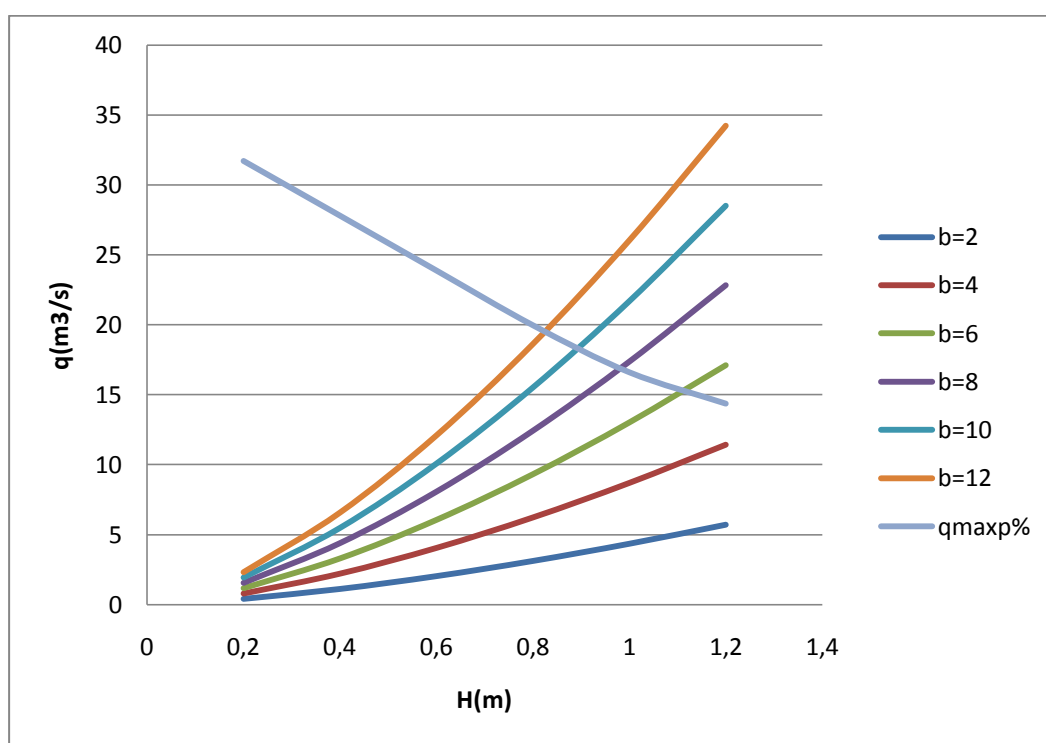
B(L)	H	débit	surface	vitesse	V_{forcé}
(m)	(m)	(m³/s)	(m²)	(m/s)	(Mm³)
2	0,2	0,38	3,4	0,11	0,015
4	0,4	2,19	7,6	0,28	0,05
6	0,6	6,05	12,6	0,48	0,085
8	0,8	12,42	18,4	0,67	0,12
10	1	21,7	25	0,86	0,15
12	1,2	34,23	32,4	1,05	0,17

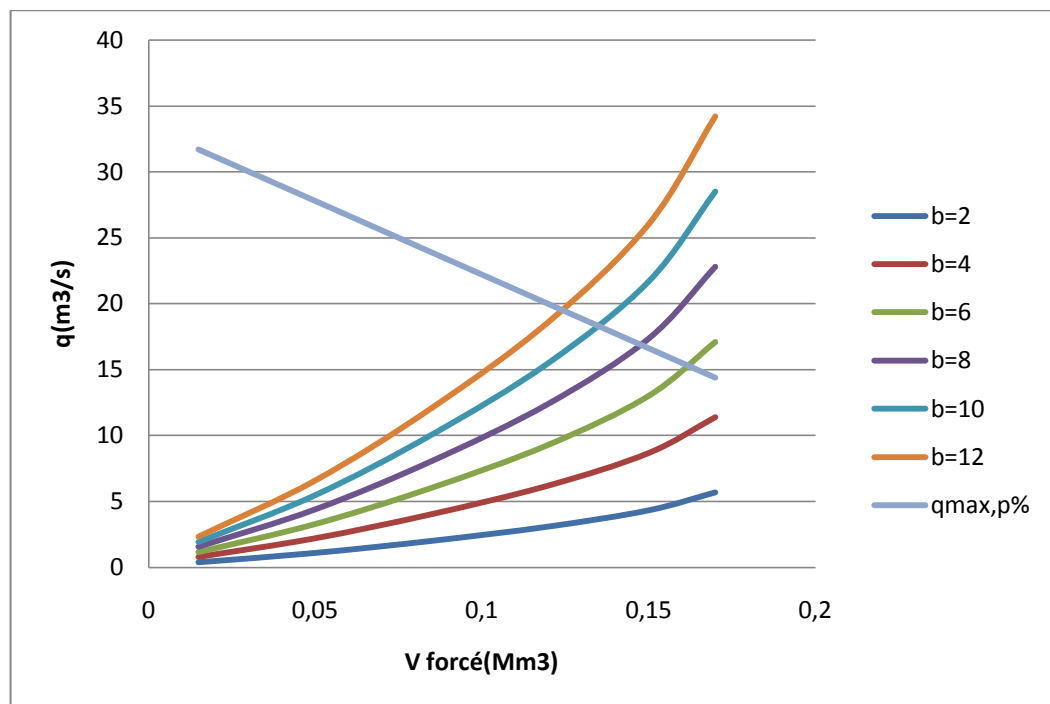
Tableau N°III. 41 : 2^{ème} étape de calcul.

H	V_{moy}	H₀	Débit m3/s					
(m)	(m/s)	(m)	b=2m	b=4m	b=6m	b=8m	b=10m	b=12m
0,2	0,11	0,2006	0,38	0,77	1,16	1,55	1,94	2,32
0,4	0,28	0,404	1,09	2,19	3,29	4,39	5,48	6,58
0,6	0,48	0,624	2,01	4,03	6,05	8,06	10,08	12,10
0,8	0,67	0,823	3,10	6,21	9,31	12,42	15,52	18,63
1	0,86	1,037	4,34	8,68	13,02	17,36	21,7	26,04
1,2	1,05	1,25	5,70	11,41	17,11	22,82	28,52	34,23

Tableau N°III.42 : 3^{ème} étape de calcul.

H (m)	V _{moy} (m/s)	q Laminé (m ³ /s)	Débit m ³ /s					
			b=2m	b=4m	b=6m	b=8m	b=10m	b=12m
0,2	0,11	31,72	0,38	0,77	1,16	1,55	1,94	2,32
0,4	0,28	27,80	1,09	2,19	3,29	4,39	5,48	6,58
0,6	0,48	23,88	2,01	4,03	6,05	8,06	10,08	12,10
0,8	0,67	19,97	3,10	6,21	9,31	12,42	15,52	18,63
1	0,86	16,61	4,34	8,68	13,02	17,36	21,7	26,04
1,2	1,05	14,37	5,70	11,41	17,11	22,82	28,52	34,23

Figure III.16 : $q=f(H)$

Figure III.17 : $q=f(V_{forcé})$

Tab.III. 43 : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

b (m)	H (m)	NPHE (m)	q (m³/s)	$V_{forcé}$ (Mm³)
6	1.1	254.7	15.5	0.162
8	1	254.6	17.0	0.148
10	0.89	254.49	18.1	0.135
12	0.83	254.43	19.5	0.124

III.10.2) Etude d'optimisation :

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement.

Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

III.10.2.1) Calcul du coût approximatif de la digue :

On calcul en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût, Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \Sigma V_i \quad \text{Avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L$$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i $\left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right]$.

B_i : Largeur de base $[B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b]$

m_1, m_2 : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i $[H_i = NNR - C_f + R + h_{\text{dév}} + t]$.

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

III.10.2.1.1) Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g}$$

$$\text{Avec} \quad H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F}$$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre [$F = 0,5 \text{ km}$].

A.N :

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{0,5} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{0,5} = 0,75 \text{ m}$$

D'où :

$$V = 1.5 + 0.66 \cdot H = 1.5 + 0.66 \cdot 0.75 = 2 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0,75 \cdot 0,75 + \frac{2^2}{2,9,81} = 0,76 \text{ m}$$

b) Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g}$$

Avec $H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{F}$.

A.N :

$$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{0,5} = 0,73 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 0,66 \cdot H = 1,5 + 0,66 \cdot 0,73 = 1,98 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0,75 \cdot 0,73 + \frac{1,98^2}{2,9,81} = 0,74 \text{ m}$$

c) Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F}$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,5} = 1,21 \text{ m}$$

Conclusion :

On prend une valeur moyenne donc : $R = \frac{1,21 + 0,74 + 0,76}{3} = 0,9 \text{ m}$

III.10.2.1.2) Largeur en crête :

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

1) Formule de KNAPEN :

$$b_{cr} = 1,65 \cdot \sqrt{H_b}$$

2) Formule de F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1$$

3) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3$$

4) Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b}$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

$$H_b = C_{NNR} - C_f + h_{dév} + R + t = 253.6 - 239 + 0.89 + 0.9 + 0.5 = 16.9 \text{ m}$$

Tableau N°III.44 : récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule	b_{cr} (m)
KNAPPEN	6.8
EF PREECE	5.53
PRATIQUE	6.87
SIMPLIFIEE	6.25
Moyenne	6.36

On opte pour une largeur de crête égale à:

$$b_{cr} = 6.00 \text{ m}$$

III.10.2.1.3) Calcul du coût de la digue :

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

Tableau N°III.45 : coût de la digue.

Largeur déversant (m)	volume de la digue (m ³)	Coût de la digue(DA)
6	65280	26112000
8	64529	25811600
10	63729	25491600
12	63270	25308000

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5 mètre, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 400 DA

III.10.2.2) Calcul du coût de l'évacuateur de crues :III.10.2.2.1) Coût du déversoir :

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversant épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression...), pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant à la suite l'instabilité de l'ouvrage. Le coefficient de débit est $m = 0.49$

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversante à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H} \right)^{1,85}$$

Ou :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dév}} = S \cdot L$$

S : Section transversale (m²).

L : Largeur déversant (m).

En fixant le mètre cube du béton à vingt cinq mille dinars Algériens 25000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

Tableau N°III.46 : coût de déversoir.

largeur déversant (m)	volume du béton (m3)	Coût du déversoir (DA)
6	10.86	271500
8	14.48	362000
10	18.10	452500
12	21.72	543000

III.10.2.2.2) Calcul du coût du coursier :

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

La longueur approximative du coursier est 50 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}}$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale respectivement à 0,5 et 0,3 mètre et le coût des terrassements égale à 1000 DA.

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = (Q_{e,\text{max}})^{0,4}$$

Le volume du déblai est donné par :

$$V_{\text{déblai}} = \sum \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d$$

S_i, S_{i+1} : les section des coupes déterminer après la carte topographique.

d : la distance entre deux coupes.

Le Tableau (III.47) nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes.

Tableau N°III.47 : coût de coursier.

largeur déversant (m)	volume du béton (m³)	Coût de coursier (DA)
6	126	3150000
8	129	3225000
10	131	3275000
12	134	3350000

III.10.2.2.3) le coût total du barrage :

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

Tableau N°III.48 : coût Totale du barrage.

largeurs déversants (m)	coût de la digue (DA)	coût de l'évacuateur de crue (DA)		coût total (DA)
		déversoir	coursier	
6	26112000	271500	3150000	29533500
8	25811600	362000	3225000	29398600
10	25491600	452500	3275000	29219100
12	25308000	543000	3350000	29744000

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure (III.18), la largeur déversante donnant le coût minimum est **10 mètre**.

Donc la hauteur du barrage est :

$$H_b = 16.9 \text{ mètre}$$

Et le niveau de crête est :

$$\nabla \text{Crête} = 255.9 \text{ mètre}$$

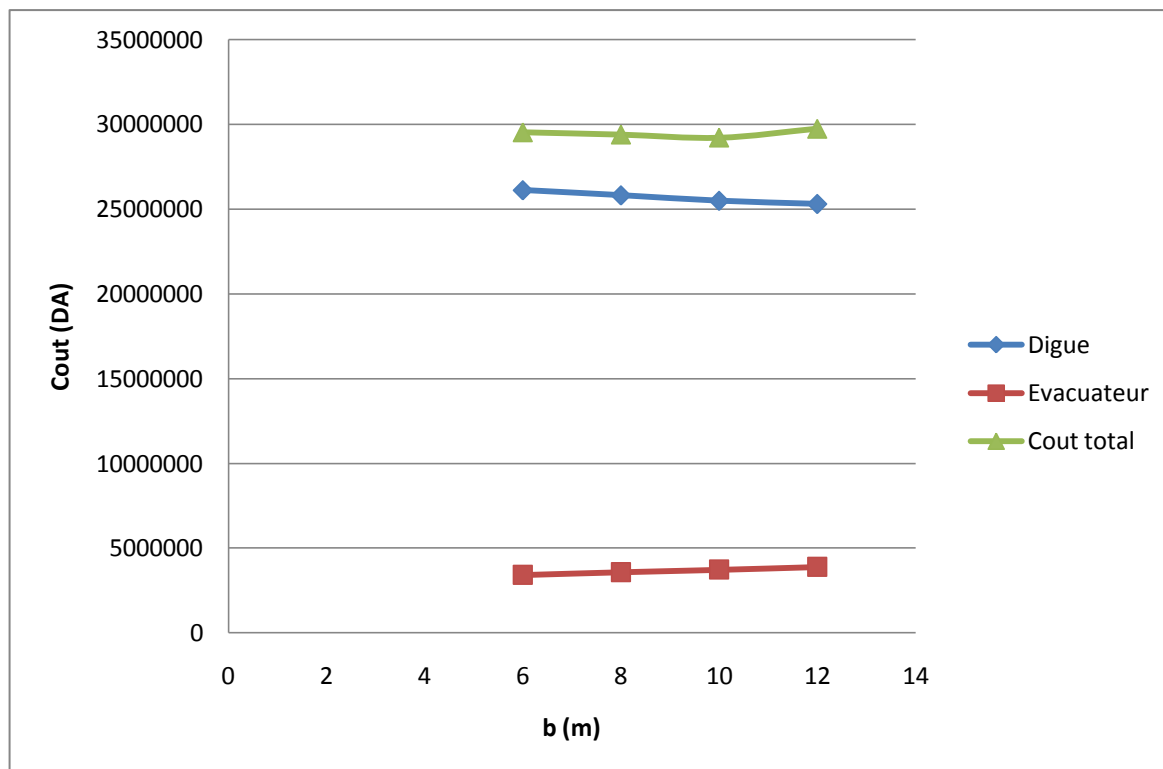


fig III.18 : courbe d'optimisation

Tableau N°III.49 : les caractéristiques du barrage.

Dénomination	Unité	Quantité
Volume mort	M.m ³	0,04
Volume utile	M.m ³	0.66
Volume au niveau normal de la retenue	M.m ³	0.7
Cote de fond (▽fond)	m	239,00
Cote au niveau mort (NVM)	m	242.5
Cote au niveau normal de retenue (NNR)	m	253.6
Cote de plus hautes eaux (NPHE)	m	254.50
Cote de la crête (crête)	m	255.9
Largeur de déversoir	m	10.00
La hauteur de charge déversée.	m	0,9
Le débit évacué	m ³ /s	18.2

IV.1) Généralités :

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristique très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochement dont les matériaux constitutifs restent contenus des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme "terre" couvre donc toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même, on utilise des roches altérées facilement compactables, tel que des latérites, des schistes et grès tendres.

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

La construction de la digue en matériaux disponibles aux environs du site de la retenue est un objet de première importance, la variante en béton est moins avantageuse du fait de la disponibilité des matériaux locaux à proximité du site, ainsi que le choix de la gorge qui nécessitera un volume en béton assez important.

IV.2) Choix du type de barrage:

Il existe trois schémas principaux de structure de barrage en terre :

- Barrage en terre homogène en argile.
- Barrage en terre zonée à noyau d'argile
- Barrage en enrochement à masque amont en béton.

IV.2.1) Barrage Homogène:

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

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

IV.2.2) Barrage à zones :

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone.

La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réaliser en matériaux argileux, qui pourra être placé en amont de la digue ou au centre de celle-ci.

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

Il peut aussi exister ; tandis que l'étanchéité est assurée par un masque de béton, ciment ou béton bitumineux posé sur l'ouvrage lui-même, côté amont, ce masque est facilement réparé en cas de défaillance, cette technique est récemment utilisée en Algérie que dans le monde car c'est une technique nouvelle

IV.3) Définition de profil général du barrage :IV.3.1) Hauteur de barrage :IV.3.1.1) Calcul de la revanche :

La revanche a été calculée préalablement dans l'étude d'optimisation par Plusieurs formules et elle est de 0.9 m ce qui fait que la hauteur du barrage est de 16.9 m.

Donc la cote en crête est :

$$\blacktriangledown \text{Crête} = 255.9 \text{ mètre}$$

$$H_b = C_{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t = 253.6 - 239 + 0.89 + 0.9 + 0.5 = 16.9 \text{ m}$$

On admet une valeur de $t = 0,5$ mètre pour le tassement du barrage.

IV.3.2) Largeur en crête :

La largeur en crête est calculée dans l'étude d'optimisation par différentes formules et elle est de 6m.

IV.3.3) La longueur en crête :

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à : $L=171 \text{ m}$

IV.3.4) pentes des talus :

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales.

Tableau IV.01 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

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

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage .on choisi pour les calculs les pentes:

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

Ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité.

IV.3.5) Les bermes

A) Talus amont :

Une berme est projetée au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, donc nous aurons une berme de largeur 3.5m à la cote 246 m NGA.

B) Talus aval :

la berme au talus aval sert à l'évacuation des eaux de ruissellement, de largeur 3.5m à la cote 246 m NGA.

IV.4) Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus :

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a donc en général de prévoir une protection des talus.

1) le talus aval : Pour les barrages en sol homogène la solution la plus répandue et la plus économique consiste à réaliser un enherbement sur une couche de terre végétale d'une épaisseur de 30 cm, ou bien une couche d'enrochement d'épaisseur de 30cm pour plus de sécurité.

Pour les barrages zonés la solution la plus appropriée est la protection des parements par des enrochements.

2) le talus amont : sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation V par la formule suivante :

$$e = C \cdot V^2$$

Où :

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

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

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

La valeur de C est donnée par le tableau suivant :

Tableau IV.02 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\theta = 2,50$	$\theta = 2,65$	$\theta = 2,80$
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e=0,25\text{m}$, mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à $0,40\text{m}$.

IV.4.1) Etanchéité du barrage :

A) Le Noyau :

L'étanchéité du barrage de la variante II est assurée par un noyau imperméable qui empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue limitant ainsi sensiblement le débit de fuite.

Il est impératif de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité. Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau.

La largeur en crête du noyau est de 4m .

Les pentes des talus du noyau préalable :

- Talus amont est $0,50$
- Talus aval est aussi $0,50$

La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges puis procéder à la vérification de la condition suivante:

$$I = \frac{\Delta H}{b_{\text{moy}}} \leq I_{\text{adm}}$$

I_{adm} : gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau.

b_{moy} : largeur moyenne du noyau.

ΔH : la charge d'eau.

Le tableau suivant nous permet de choisir les valeurs:

Tableau IV-3 : Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage.

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage appartient à la III^{ème} classe alors on prend $I_{\text{adm}}=1,8$.

La largeur en crête minimale du noyau est:

$$b_{\text{min}} = 1/6.H_b$$

$$b_{\text{min}} = 2.81\text{m}$$

Donc on adopte:

$$b_{\text{min}} = 3.0 \text{ m}$$

Le noyau est ancré dans la fondation d'une profondeur égale à 2.5 m La pente de la clé d'étanchéité est : $m = 1$.

De la hauteur du noyau on tire la largeur à la base du noyau, la hauteur du noyau est:

$$H_n = H_b - 1 = 15.9 \text{ m}$$

La largeur en base est:

$$b_{\text{base}} = 2.m_1.H_n + b_{\text{min}} = 18.9 \text{ m}$$

La profondeur du noyau dans la parafouille est de:

$$H_p = H_f + H_a$$

H_p : profondeur de la parafouille (en m).

H_f : profondeur de la fondation ($H_f = 4\text{m}$).

H_a : profondeur d'ancrage du noyau dans le substratum ($h_a = 0.5\text{m}$).

$$H_p = 4.5\text{m}.$$

La largeur à la base du noyau doit être vérifiée à la condition suivante:

$$I = \frac{\Delta H}{b_{\text{base}}} \leq I_{\text{adm}}$$

Ou :

ΔH : la charge d'eau: $\Delta H = H_1 - H_2$

H_1 : hauteur d'eau correspond au NPHE ($H_1 = 14.6\text{m}$).

H_2 : hauteur d'eau à l'aval du barrage ($H_2 = 0\text{m}$).

$$\Delta H = 14.6\text{m}$$

Le gradient admissible pour notre cas égal à 1,8.

À partir de la condition citée ci-dessus on tire $b_{\text{base adm}}$:

$$b_{\text{base adm}} > \Delta H / I_{\text{adm}}$$

$$b_{\text{base adm}} = 8.11 \text{ m}$$

Et comme pour notre cas b_{base} est supérieure à $b_{\text{base adm}}$, donc la condition est vérifiée.

$$b_{\text{base noyau}} > b_{\text{base admissible}}$$

$$18.9 > 8.11$$

La largeur moyenne du noyau est:

$$b_{\text{moy}} = (b_{\text{min}} + b_{\text{base}})/2 = 10.95\text{m}$$

$$I = 1.33 < I_{\text{adm}}$$

Condition vérifié.

B) Les drains :

Le choix du type de drain s'est fait sur la base de deux réalités :

- Un sol homogène imperméable marneux ou argileux pouvant renfermer des pressions interstitielles considérables.
- Le talus aval du barrage est toujours sous menace des déformations dues aux pressions (sous-pressions et pressions interstitielles), et aux infiltrations

Afin d'éviter le danger qui peut être causé par ces deux réalités, on prévoit un dispositif drainant qui permet à la fois de dissiper les pressions interstitielles renfermées par la fondation et les matériaux fins de la digue et d'intercepter le débit de fuite sans dégâts.

Les dispositifs drainant les plus appropriés pour remplir ces fonctions sont :

Variante I :

Un drain cheminé de fruit $m=0.35$ (pour protéger au maximum le talus aval contre les pressions interstitielles et les sous-pressions) peut être incorporé au centre de la digue homogène se compose de graviers d'une largeur égale à 2.0m et une transition de filtre. Le rôle du filtre est assuré par le géotextile de type tissu non tissé.

Ce drain cheminé est relié au caniveau situé au pied du talus aval par un drain horizontal (tapis drainant) identique au drain vertical de tous points de vue. Le caniveau est relié à la restitution (oued) par un drain prisme qui va participer à la stabilité de l'ouvrage. Le dispositif drainant du talus amont est constitué d'une couche de 20 cm en graviers et de par et d'autre par une transition de filtre.

Variante II :

Un drain prisme situé au pied du talus aval. Ce drain est constitué d'un massif de forme triangulaire en enrochements et d'une couche drainante de 20 cm en graviers de la cote intérieur concomitante à la recharge avale. Le noyau est protégé de par et d'autre par des zones de transition en sable d'une épaisseur égale à 1.0m. Le dispositif drainant du talus amont a les mêmes caractéristiques géotechniques que celui du drain de la digue. Ce talus est constitué en plus d'une couche de 30 cm en graviers.

B-1) Dimensionnement du Drain tapis:

$$L_d = 1/4 L_b$$

L_d : longueur du drain tapis en m

L_b : largeur transversale du barrage ($L_b=106m$)

On trouve $L_d = 26.5m$.

B-2) Dimensionnement de prisme:

Hauteur:

$$h_p = (0.15 \div 0.2) h_b$$

h_b : Hauteur du barrage ($h_b=16.9m$)

On prend $h_p = 0.2 h_b$

Ce qui nous donne: $h_p = 3.5m$

Largeur en crête:

$$b_p = (1/3 \div 1/4) h_{dr}$$

On prend : $b_p = 1/3 h_{dr}$

Ce qui donne: $b_p = 1 m$

Fruits des talus :

$$m_1 = (1 \div 1.75) \text{ on prend } m_1 = 1.00$$

$$m_2 = (1.5 \div 2.5) \text{ on prend } m_2 = 2.5$$

IV.5) Etude Technico-économique :

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, on détermine la hauteur de la digue à l'aide de la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi}$$

Où :

N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

N_{pi} : Côte du pied du barrage dans la section i.

L'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i" est déterminée ainsi :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \cdot H_{bi}$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

B_{pi} : Largeur du pied du barrage au droit de la section « i »

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) \cdot H_{bi}$$

Où

m_1, m_2 : Fruit du talus amont et aval.

Le volume total du barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i$$

Avec :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d$$

d : Distance horizontale séparant deux sections successives S_i et S_{i+1}

En effectuant le même calcul on aura le volume de chaque matériau de construction pour les trois variantes.

Sur la base du volume de différents matériaux utilisés pour la construction du barrage pour les différentes variantes, et les prix unitaires pratiqués pour l'agence nationale des barrages et transfert (ANBT), nous déterminons les coûts des différentes variantes.

IV.5.1) Barrage en terre homogène en argile avec drain vertical :

C'est une variante très économique et très étanche mais seulement, il faudrait disposer de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante de l'ordre de 1,5 à 2 fois le volume du remblai.

Nous pouvons dire que les argiles graveleuses brunâtre provenant de flanc nord de la cuvette, mêlée ou non à des argiles schisteuses provenant de flanc sud peuvent entrer dans la confection de remblais de la digue.

IV.5.1.1) Recharge (argile) :**Tableau IV.04 : volume de recharge (Argile).**

N°	$S_i \text{ (m}^2\text{)}$	$S_{\text{moy}} \text{ (m}^2\text{)}$	$d_i \text{ (m)}$	Volume (m ³)
0	0	67.5	14.85	1002
1	135			
2	556	345.5	33.76	11664
3	607	581.5	48.74	28342
4	405	506	21.52	10889
5	160	281.5	31.36	8828
6	0	80	20.45	1636
Volume Total				62361

IV.5.1.2) Protection en Rip-Rap :**Tableau IV.05 : volume de Rip-Rap.**

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	3.8	14.85	56.43
1	7.6		33.76	403.43
2	16.3	11.95	48.74	917.28
3	21.35	18.82	21.52	378.10
4	13.8	17.57	31.36	401.41
5	11.82	12.8	20.45	120.65
6	0,00	5.9		
Volume Total				2277

IV.5.1.3) Filtre et drains:**Tableau IV.06 : volume des filtres et drains.**

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	0,00	14.85	0,00
1	0,00		33.76	0,00
2	0,00	15.8	48.74	770
3	31.6	15.8	21.52	340
4	00,00	0,00	31.36	0,00
5	0,00	0,00	20.45	0,00
6	0,00			
Volume Total				1110

IV.5.2) Barrage en terre zonée à noyau d'argile :

L'inconvénient majeur de cette variante est la profondeur de substratum qui dépasse les 4 m. L'autre inconvénient est la distance entre le site de barrage et la zone d'emprunt des recharges qui dépasse les 4 Km. cela permet d'augmenter significativement les dépenses liées aux engins de transport pour l'acheminement des matériaux. Cependant la réalisation délicate des zones de transition et du filtre constitue une difficulté supplémentaire dans la conception de l'ouvrage.

IV.5.2.1) le Noyau :**Tableau IV.07 : volume du Noyau.**

N°	$S_i \text{ (m}^2\text{)}$	$S_{\text{moy}} \text{ (m}^2\text{)}$	$d_i \text{ (m)}$	Volume (m ³)
0	0,00	21	14.85	312
1	42		33.76	2707
2	118.4	80.2	48.74	8934
3	248.25	183.3	21.52	3732
4	98.61	173.43	31.36	2577
5	65.80	82.2	20.45	673
6	0,00	32.9		
Volume Total				18935

IV.5.2.2) Recharge :**Tableau IV.08 : volume des recharges**

N°	$S_i \text{ (m}^2\text{)}$	$S_{\text{moy}} \text{ (m}^2\text{)}$	$d_i \text{ (m)}$	Volume (m ³)
0	0,00	46.5	14.85	690
1	93		33.76	8956
2	437.6	265.3	48.74	19407
3	358.75	398.17	21.52	7158
4	306.4	332.6	31.36	6281
5	94.2	200.3	20.45	963
6	0,00	47.1		
Volume Total				43455

IV.5.2.3) Protection en Rip –Rap :**Tableau IV.09 : volume du Rip-Rap.**

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	3.8	14.85	56.43
1	7.6			
2	16.3	11.95	33.76	403.43
3	21.35	18.82	48.74	917.28
4	13.8	17.57	21.52	378.10
5	11.82	12.8	31.36	401.41
6	0,00	5.9	20.45	120.65
Volume Total				

IV.5.2.4) Filtre et drain :**Tableau IV.10 : volume de filtre et drain.**

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	0,00	14.85	0,00
1	0,00		33.76	0,00
2	0,00	15.8	48.74	770
3	31.6	15.8	21.52	340
4	00,00	0,00	31.36	0,00
5	0,00	0,00	20.45	0,00
6	0,00			
Volume Total				1110

IV.5.3) Barrage en enrochement avec masque en béton :

C'est un ouvrage dont la réalisation est généralement coûteuse suite aux différentes opérations de désagrégation mécaniques des roches, ainsi que la distance entre la zone d'emprunt et le site de la retenue qui dépasse les 4 Km.

Donc cette variante est trop cher on doit l'écarté.

IV.6) Estimation du coût des variantes :

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

Tableau IV.11 : les coûts des variantes étudiant.

variante	Matériaux	Quantité (m³)	Prix unit (DA)	Coût (DA)	Totale (DA)
homogène	Recharge (argil)	62361	300	18708300	22328700
	Rip-Rap	2277	1200	2732400	
	Filters et drains	1110	800	888000	
Noyau d'argile	Recharge	43455	320	13905600	26614800
	le Noyau	18935	480	9088800	
	Filters et drain	1110	800	888000	
	Rip –Rap	2277	1200	2732400	

IV.7) Comparaison financière des trois variantes :

A travers le tableau récapitulatif N°IV.11, il apparaît clairement que nous ne pouvons que nous orienter vers la 1 ère variante car elle est la plus économique possible et la plus facile à mettre en place techniquement, Mais avant tout rappelons que la 1 ère variante est celle du barrage homogène entièrement constitué d'argiles imperméables dont la zone d'emprunt d'après les normes de construction devra receler en matériaux d'au moins 1,5 à 2 fois le volume du remblai avec des qualités requises pour leur utilisation.

Or d'après l'analyse des résultats des puits de reconnaissance pour les matériaux de construction, il ressort que la quantité totale d'argile disponible est d'environ 119130 m³.

IV.8) Règles générales de dimensionnement des drains et filtres :

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

Elles s'énoncent comme suit :

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

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

A/ Dimensionnement du Drain tapis:

$$L_d = 1/4 L_b$$

L_d : longueur du drain tapis en m

L_b : largeur transversale du barrage ($L_b = 106$ m)

On trouve : $L_d = 26.5$ m

B/ Choix des granulats du tapis :

Afin de déterminer le fuseau des granulats du filtre, nous utilisons les règles établis à la suite des essais effectués initialement par Terzagui, puis ultérieurement par « le bureau of réclamation et » corps of ingénieur

- $5 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 10$
- $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5$
- $4 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 20$

Avec : D_{50} et D_{15} sont respectivement les diamètres du tamis laissant passer 50% et 15% du poids des grains les plus fins du filtre.

d_{85} , d_{50} et d_{15} sont respectivement diamètres du tamis laissant passer 85%, 50% et 15% des grains les plus fins constituant le matériau à protéger.

Un filtre ne doit ni se dégrader par entraînement de ses éléments, ni se colmater.

Alors il est conseillé d'utiliser des sables dont le coefficient d'uniformité :

$$\frac{D_{60}}{D_{10}} < 2$$

Avec la courbe granulométrique du matériau constituant chaque couche du filtre doit être à peu près parallèle à celle du matériau de la couche précédente, et l'épaisseur de chaque couche doit être au moins de 20 à 30cm (d'autre façon : >50 fois le diamètre D_{15}).

C/ Choix du drain de talus et de la tranchée drainant :

Pour éliminer les effets des affouillements, on a prévu un drain du talus en enrochement (type trapézoïdal) ; le long du talus aval, dans ce cas l'eau s'infiltrer à travers la digue passe par le filtre et sera contrôlé par le drain du talus pour pouvoir évacuer les eaux de fondation. On pourra drainer en aval en creusant une tranchée.

IV-8-1) Calcul des filtres :

Les filtres sont constitués de deux couches successives de matériaux perméables, de granulométrie de plus en plus fins depuis le drain vers le massif, assurant ainsi la transition entre le drain et les éléments fins des terrains drainés;

Dans un ensemble filtrant, chaque couche doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente dans le sens de l'écoulement de l'eau;

Un filtre ne doit ni se colmater ni se dégrader par entraînement de ses éléments.

On désigne par D_p et d_p les diamètres des grains du filtre et du matériau filtré.

- Selon la condition de TERZAGUI, une couche filtrant sous les pierres est indispensable si

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} > 4$$

$D_{15} = 25\text{mm}$: (Enrochement) Diamètre des particules à 15%

$d_{85} = 17,50\text{mm}$: (Gravier) Diamètre des particules à 85%

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{20}{17.5} = 1.42 < 4$$

La condition de TERZAGUI n'est pas vérifiée donc, une couche filtrante n'est pas nécessaire, malgré ça, on doit prévoir une couche de préparation, c'est à dire une couche de revêtement allégée d'un diamètre compris dans la fourchette (20 à 40) mm afin d'avoir une uniformité du talus amont, cette couche sera d'une épaisseur de 0,45m.

a) Vérification du contact remblai, recharge (gravier):

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} > 4$$

D_{15} : Diamètre des particules des recharges (gravier).

d₈₅ : Diamètre des particules du corps du remblai (argile).

D₁₅ = 0,4 mm

d₈₅ = 0,08 mm

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.4}{0.08} = 5 > 4 \text{ Donc il est nécessaire de prévoir un filtre}$$

inversé

b) Détermination de la granulométrie du filtre

$$D_{15}^1 = (3 - 4) d_{85} = (3 - 4) 0.08 = (0.24 - 0.32) \text{ mm}$$

D'après le fuseau granulométrique, on remarque une bonne satisfaction de la condition.

D₁₅ : varie entre 0,14 à 0,4mm

IV-9) Etude des infiltrations:

IV-9-1) Objectif de calcul d'infiltration :

L'objectif de cette partie est de déterminer :

- La zone submergée du corps de la digue.
- Les pressions interstitielles.
- Le tracé de la ligne de saturation.
- Le débit de fuite à travers le corps.

IV-9-2) Positionnement de la ligne de saturation:

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle, on l'appelle aussi « ligne phréatique ».

Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction, elle est déterminée sur la base de la parabole de Kozeny qui nous permet de délimiter la partie sèche où humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant ; la zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse.

Il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$$X = \frac{y^2 - y_0^2}{2 \cdot y_0}$$

Avec $y_0 = \sqrt{H^2 + d^2} - d$

Où : $Y = \sqrt{2XY_0 + Y_0^2}$

Avec :

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0,7b (d = 32.9m).

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont b=47.3m

(Déterminé graphiquement).

h : La hauteur d'eau en amont (h=14.6m).

On trouve $Y_0 = 3.1m$.

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

Tableau IV-12: Coordonnées de la parabole de KOZENY :

X(m)	0.0	1	2	3	5	8	10	12	14
Y(m)	3.1	3.97	4.69	5.3	6.37	7.69	8.46	9.16	9.81
X(m)	16	18	20	22	24	26	28	30	32
Y(m)	10.43	11	11.55	12.08	12.58	13.06	13.53	14	14.42

La parabole coupe le plan d'eau amont en un point A situé à une distance horizontale du talus : $AB = 0,3 b$.

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 talus amont en B et tangente à la parabole.

IV-9-3) Calcul du débit de fuite par infiltration :

a) La digue :

Nous appliquons la loi de Darcy pour le calcul du débit de fuite à travers le barrage.

$$q = K.I.A$$

Avec :

q : débit d'infiltration ($m^3/s/ml$);

I : gradient hydraulique;

K : Coefficient de perméabilité. ($K=10^{-7}$ m/s);

A : section d'infiltration par unité de longueur

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I = \frac{dy}{dx}$, $A = y \cdot 1$

Donc : $q = K \cdot y \cdot \frac{dy}{dx}$

Avec : $y \cdot \frac{dy}{dx} = y_0$

D'où : $q = K \cdot y_0$ ($m^3/s/ml$).

Le débit total à travers le barrage sera : $Q = q \cdot L$

On a : $a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha}$; ($\alpha = 180^\circ$, angle de tapis drainant)

AN:

$$a + \Delta a = \frac{3.1}{1 - \cos 180} = 1.55 \text{ m}$$

$$q = 10^{-7} \cdot 1.55 \text{ m}^3/s/ml$$

b) La Fondation :

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy :

$$q = K \cdot I \cdot A$$

Avec :

K : Coefficient de perméabilité. ($K=10^{-5}$ m/s);

I: gradient hydraulique.

$$I = H_e / L_b$$

(H_e = charge de la retenue, L_b = 106 m L'emprise du barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur. $A = T \cdot 1$ ($T = 4$ m Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où $q = K \cdot I \cdot T$

$$\text{AN: } q = 10^{-5} \cdot 0.13 \cdot 4 = 5.2 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/s/ml$$

Le débit total = débit de fondation + débit de la digue

$$Q_{\text{total}} = 5.2 \cdot 10^{-6} + 1.55 \cdot 10^{-7} = 5.35 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/s/ml$$

IV.10) Etude de stabilité :

IV.10.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir pour l'essentiel à la définition de la géométrie de l'ouvrage dont les pentes des talus

et des principes de drainage à appliquer. Il est évident qu'un barrage mal dimensionné est instable et porte d'une part préjudice à la sécurité des populations, aux exploitations agricoles et aménagements situés à l'aval et d'autre part entraînera sûrement des travaux d'entretien et de reconstruction dont le coût pourrait influencer d'une manière négative sur l'économie locale.

Schématiquement deux formes d'instabilité mécanique sont à signaler au niveau d'un barrage en remblai à savoir :

- Le glissement des talus ;
- L'instabilité mécanique en fondation peu probable car le remblai sollicité moins sa fondation.

L'analyse de la stabilité du barrage consistera en la détermination des actions, combinaisons dont on retient les plus défavorables vis-à-vis du mécanisme de rupture envisagé.

Ici nous étudierons la stabilité vis-à-vis du risque de glissement des talus.

IV.10.2. Stabilité des talus :

Il existe plusieurs méthodes de calcul de stabilité au glissement, les plus courantes sont les méthodes dites de calcul à la rupture dont la méthode de FELLENIUS, BISHOP, TAYLOR ...etc. nous utiliserons ici pour notre cas la méthode de FELLENIUS dite méthode suédoise car c'est la plus pessimiste.

Dans les calculs, nous considérerons les cas de sollicitation suivants :

- Cas01 : fin de construction ;
- Cas02 : fonctionnement normal ;
- Cas03 : Vidange rapide.

IV.10.3. Méthode de FELLENIUS

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique (Méthode de FELLENIUS) dite « méthode des tranches », qui est de calcul en rupture circulaire.

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

1/-soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixent et / ou déterminer à priori.

2/- Soit par une série de calculs dit dimensionnement, ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

- Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

a-1. Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

a-2. Glissement en cascade.

a-3. Glissement, puit renard :

Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la côte du plan d'eau amont.

- l'instabilité mécanique en fondation

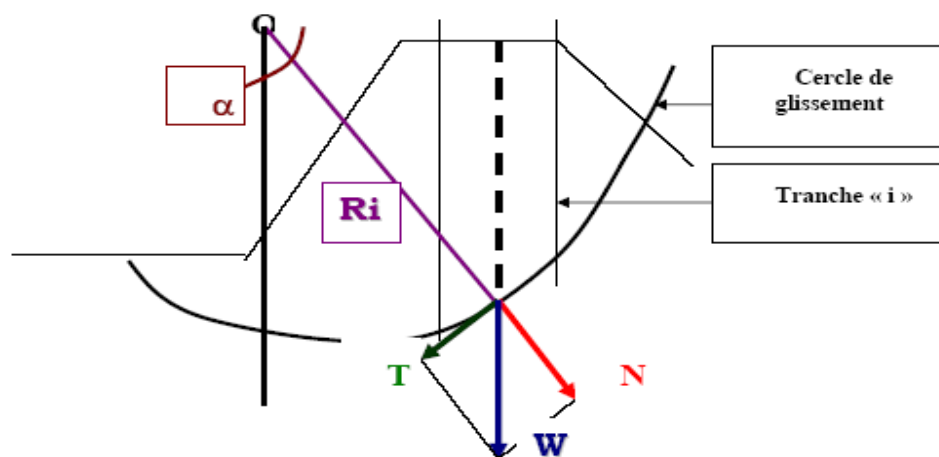


Figure IV.01 Forces exercées par une tranche de sol instable sur le cercle de glissement (O, Ri)

IV.10.4. Conséquences de l'instabilité des talus :

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau

- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (talus aval et talus amont).
- Fonctionnement normal (talus amont et talus aval).
- Lors d'une vidange rapide (talus amont).

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » déterminé d'après le tableau.

Tableau IV.13 : Coefficient de stabilité admissible des talus.

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

Notre barrage fait partie de la III classe, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,15 - 1,1$

- avec séisme : $K_{as,adm} = 1,1 - 1,05$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcul le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

IV10.5. Ordre de calcul (Méthode des tranches) :

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.

3. Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 H_b.$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b=16.9\text{m}$).

(K_1 - K_2) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau suivant :

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5.5

Pour notre cas :

talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont	3	1,0	2,3	16.9	38.87
Aval	2,5	0,875	2,025	14.78	34.22

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

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

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G_n \cos \alpha$

Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin \alpha$

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

IV.10.5. 1. Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

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

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit : $G_n = b (\gamma_1 .h_1 + \gamma_2 .h_2 + \gamma_3 .h_3)$.

h_1 , h_2 , h_3 : hauteurs des tranches.

γ_1 : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation.

γ_2 : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation.

γ_3 : densité de l'assise.

b : largeur de la tranche.

b)-Force de pression interstitielle :

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

$$P = U . dl = \gamma_w . h . dl.$$

U : pression interstitielle.

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

γ_w : poids volumique de l'eau $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$.

h : hauteur de la tranche.

c)-Forces de cohésion :

$$F_c = c . dl.$$

c : Cohésion du sol (Matériau).

d)-Forces dues au séisme :

$$T = a . G_n$$

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

IV.10.5. 2. Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

➤ **Les forces stabilisatrices :**

a. Force de frottement :

$$F_1 = N_n \operatorname{tg} \varphi - U \operatorname{dl} \operatorname{tg} \varphi.$$

φ : Angle de frottement.

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

b. Force de cohésion :

$$F_c = c \operatorname{dl}$$

Avec :
$$\operatorname{dl} = \frac{2.\pi.R.B_i}{360}$$

R : rayon de la courbe de glissement.

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

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

$$M_s = [(N_n - U \operatorname{dl}) \operatorname{tg} \varphi + c \operatorname{dl}] R.$$

➤ **Les forces motrices :**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique (N_t), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus. Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n$$

Remarque que :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro d'ordre de la section divisée}}{10}$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}.$$

IV.10.6.Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

Le coefficient «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

a) Retenue pleine :

$$K_{ss} = \frac{\sum (Nn - pi)tg\varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum GnSin\alpha_n} \geq K_{adm}$$

$$K_{as} = \frac{\sum (Nn - pi)tg\varphi_i + \sum Ci.dl}{(1/R)\sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm}$$

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme.

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

b) Retenue vide (fin de construction) :

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n}$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n}$$

c) Vidange rapide :

Le calcul se fait uniquement pour le talus amont, car la vidange rapide d'une retenue en terre peut lui causer des dégâts.

$$K_{ss} = \frac{\sum Nntg\varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i} \geq K_{adm}$$

$$K_{as} = \frac{\sum Nntg\varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i + (1/R)\sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm}$$

Les résultats de calcul de stabilité sont donnés par les tableaux dans l'Annexe

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau (IV.15)

Tableau IV.15 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation		Coefficients de sécurité	
		Sans séisme ($K_{ss,adm} = 1,15 - 1,1$)	Avec séisme ($K_{as,adm} = 1,1 - 1,05$)
Fin de Construction	<u>Talus aval</u>		
	R ₁ =31m	2,28	1,54
	R ₂ =36m	2,90	1,93
	R ₃ =40m	4,48	2,80
	<u>Talus amont</u>		
	R ₁ =37m	5,32	3,35
Fonctionnement Normal	R ₂ =39m	3,13	2,14
	R ₃ =45m	3,21	2,11
	<u>Talus aval</u>		
	R ₁ =28m	3,43	2,38
Vidange Rapide.	R ₂ =30m	3,09	2,15
	R ₃ =38m	3,29	2,29
	<u>Talus amont</u>		
	R ₁ =26m	3,93	2,63
	R ₂ =33m	3,55	2,37
	R ₃ =43m	4,20	2,79

Conclusion:

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme.

Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus amont et aval respectivement 3 et 2.5 de notre ouvrage.

INTRODUCTION:

Les barrages réservoirs sont souvent équipés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue sont :

- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- L'ouvrage de la dérivation provisoire.

Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre retenue.

V-1 L'évacuateur de crues:

La submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue est toujours un phénomène particulièrement dangereux.

Un barrage s'il retient l'écoulement, doit aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnelles, mais il faut que cette évacuation ait lieu sans que la lame d'eau ne le submerge.

On prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé évacuateur de crue.

V-1.1 Différents types d'évacuateurs de crue:

V-1.1.1 Evacuateur de crues en puit (tulipe) :

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puit coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- a) Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s.
- b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

- a) Problème de saturation (Débit supérieur à celui du dimensionnement, charriage)
- b) Problème de vibration.
- c) Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- d) Prévoir des protections antivortex (coût et entretien).
- e) Dissipation au pied de la digue.

V-1.1.2 Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral :

Ce type d'ouvrage est à écoulement libre, son critère de choix est purement topographique.

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

V-1.1.3 Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal :

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages :

- ⊕ Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- ⊕ Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- ⊕ Le coût élevé.
- ⊕ La difficulté de modification.

VI-1.1.4 Evacuateur de crues en siphon :

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, une fois posé sur le corps du barrage, il représente les avantages :

- ⊕ Aucune exigence topographique.
- ⊕ Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- ⊕ L'amorçage et le désamorçage.
- ⊕ Entretien indispensable.
- ⊕ Débit faible à évacuer.
- ⊕ Dispositif sur le corps de la digue.

V-1-2 Choix de l'évacuateur de crue:

Près de la moitié des cas de destruction des barrages en en terre provient des submersions dus à une insuffisance ou à une absence d'évacuateur de crue. Pour cela il faudra prendre plusieurs facteurs en considération

- a) **topographie** : l'oued présente des rives avec une pente plus ou moins douce alors que ce dernier se dirige vers la rive gauche en aval ainsi qu'il y a un talweg qui véhicule les eaux déversées vers ce dernier ce qui favorise l'implantation de l'axe de l'évacuateur de crues sur la rive gauche ceci va diminuer les travaux d'excavation ainsi que ces conditions nous permettent d'implanter un évacuateur latéral à entonnement frontal.
- b) **Géologie** : d'après les sondages implantés sur l'axe de la digue notamment sur la rive gauche de l'oued on remarque que la formation géologique de la dite rive pourra supporter un ouvrage en béton aussi qu'on remarque la présence des alluviants ainsi que l'absence des roches dans la fondation du barrage ce qui défavorise la réalisation d'un tunnel ou d'une galerie.
- c) **Fonctionnement** : au contraire de l'évacuateur tulipe l'évacuateur à ciel ouvert ne représente aucun danger lors de l'évacuation en plus il est plus facile à entretenir .
- d) **Réalisation** : dans notre cas le type le plus adapté du point de vue réalisation est l'évacuateur latéral.
- e) **Conclusion** :

Le type d'évacuateur choisi est un évacuateur latéral à entonnement frontal.

V-1-3 Dimensionnement de l'évacuateur de crue:

L'évacuateur de crues est constitué des éléments suivants :

- Un canal d'approche.
- Un déversoir.
- Un chenal.
- Un convergeant.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un canal de restitution.

a) Dimensionnement et calcul hydraulique des éléments constituant l'évacuateur de crue:

a-1. Canal d'approche:

D'après la topographie le canal d'approche peut être supprimé.

a-2. Le déversoir:

Le profil du seuil déversant est de type Creager, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression est égale à la pression atmosphérique, tout profil situé au dessus entraînera des dépressions donc des risques de décollement.

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante:

$$y = \frac{(x^{1.85})}{(2H^{0.85})}$$

H: la charge sur le déversoir.

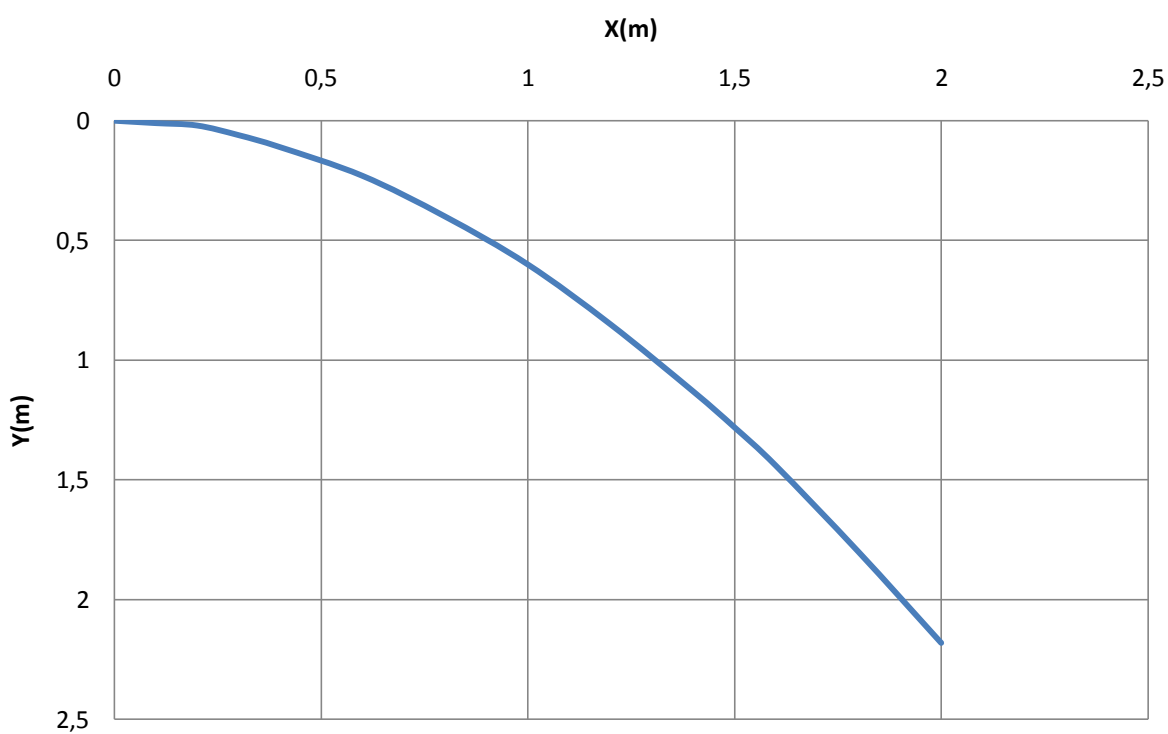
P: la pelle (P=1.5 m).

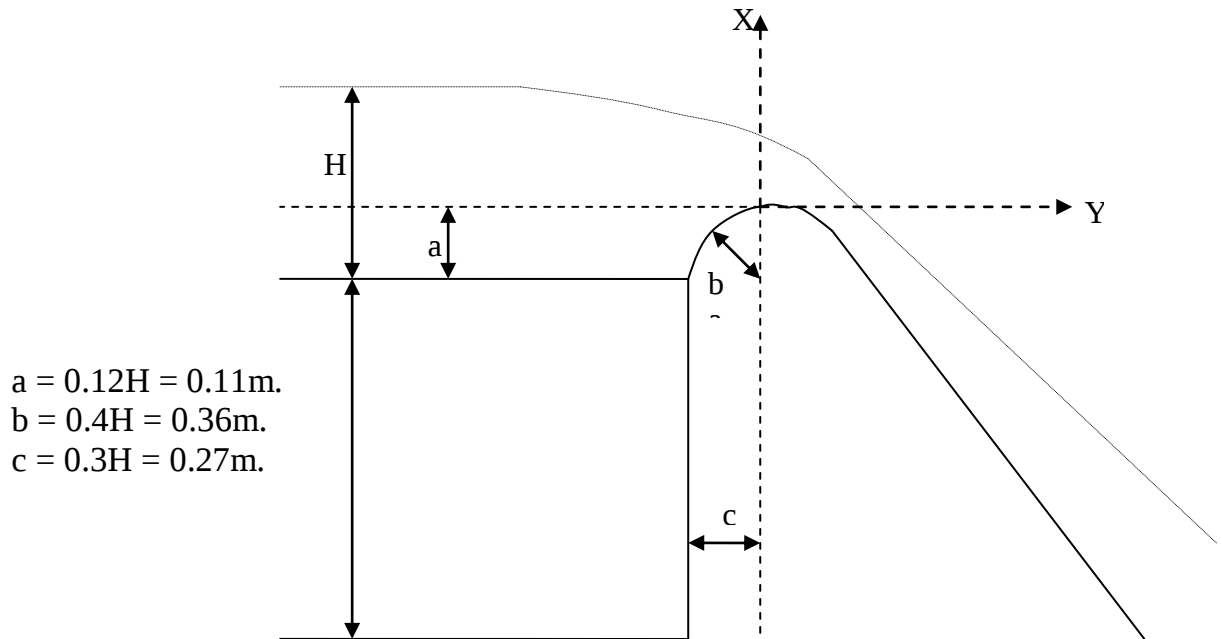
H: la charge d'eau sur le déversoir H= 0,9 m.

$$H + P = 2,4 \text{ m}$$

Tableau V-1: Coordonnées de la nappe déversante.

X	Y
0	0
0.1	0.01
0.2	0.02
0.3	0.06
0.4	0.11
0.6	0.23
0.8	0.40
1	0.60
1.2	0.85
1.4	1.13
1.5	1.28
1.6	1.44
1.8	1.80
2.0	2.18

Figure V.1:le profil du déversoir (type creager)

a-3. Chenal d'écoulement:**Fig.V-2** Dimensions du déversoir.

Le chenal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface, sa pente est suffisamment faible (inférieure à la pente critique) pour que le régime soit fluvial. Il est en général de section rectangulaire, sa longueur est rarement importante car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'aboutir au coursier.

La longueur du chenal est déterminée en fonction de la topographie elle est égale à 10m et une pente de 0,1%. On détermine la profondeur critique y_c pour un canal de forme rectangulaire:

$$y_c = \sqrt{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b} \right)^2}$$

Avec:

Q: débit de projet lamine ($Q = 18.2 \text{ m}^3/\text{s}$).

b: largeur du canal ($b = 10 \text{ m}$).

g: l'accélération de pesanteur ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$).

$$y_c = 0.60 \text{ m.}$$

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour ($h=h_{cr}$).

$$Q = K.S.R^{2/3}.I^{1/2}$$

Avec:

R: rayon hydraulique (en m).

I: la pente en (m/m).

S: section mouillée

K: coefficient de Manning-Strickler ($K=71$).

$I=0.1\%$

Pour une section rectangulaire:

$$I_{cr} = \left[\frac{Q.(b + y_c)^{2/3}}{K.(b.y_c)^{5/3}} \right]^2$$

AN : $I_{cr} = 0.38\%$

($0,1\% < 0,38\% \Rightarrow I < I_{cr}$), La condition est vérifiée.

a-4. Calcul du convergeant :

Le convergeant est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du 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.

La longueur du convergeant est estimée par la formule suivante :

$$L = 2,5 (l_1 - l_2)$$

Ou : l_1 : est la largeur au plafond du bief amont $l_1 = 10$ m

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle $l_2 = 3$ m

La longueur du convergent est de 17.5 m.

a-5. Le coursier :

En général, le coursier commence par un convergeant amenant à la section de contrôle (section où atteinte la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente, sa largeur est calculée est estimée à:

$$L_2 = 3 \text{ m}$$

a-5.1 La profondeur critique :

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} = 1.$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}}$$

B : est la largeur du coursier égale a 3 m.

A.N :

$$h_{cr}=1,55m$$

a-5.2La pente critique :

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique.

Pour calculer I_{cr} on associera donc la relation du régime uniforme

$$Q = Sc.C.\sqrt{R_c.I_{cr}}$$

Avec celle du régime critique.

$$\frac{Q^2.b}{g.S_c^3} = 1$$

L'élimination de Q entre les deux expressions pour une section rectangulaire ($S=h.b$) conduit à :

$$I_{cr} = \frac{g.h_c}{C_c^2.R_c}$$

Avec :

I_{cr} : pente critique ;

Sc : section critique $Sc=b.h_{cr}$;

R_c : rayon critique $R_c=Sc/P_c$;

P_c : périmètre critique $P_c = 2.h_{cr} + b$

C_c : coefficient de Chézy $C_c = R_c^{1/6} / n$

n : coefficient de rugosité $n = 0,014$ (revêtement en béton).

Ce qui donne :

- $S_c = 4.65 \text{ m}^2$;
- $P_c = 6.1 \text{ m}$;
- $R_c = 0.76 \text{ m}$;
- $C_c = 68.24$

La pente critique est:

$$I_{cr} = 0,43\%$$

a-5.3 Calcul de la profondeur normale :

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme (c'est-à-dire la section transversale et la pente de la surface libre sont constantes) elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy).

$$Q = S.C.\sqrt{R.I}$$

Avec : S : section du coursier $S = b.h_n$;

I : pente du coursier $I = 15\%$;

C_n : coefficient de Chézy $C_n = R^{1/6} / n$

$$R : \text{rayon hydraulique } R = \frac{S}{P} = \frac{b.h_n}{2.h_n + b} ;$$

En substituant De la même manière que pour le chenal d'écoulement, on aura:

$$Q = \frac{1}{n} . I^{1/2} . (b.h_n)^{5/2} . (2.h_n + b)^{-3/2}$$

$$\text{On aura : } h_n = 0.45 \text{ m}, V_n = \frac{Q}{b.h_n}, V_n = 13.4 \text{ m/s}$$

a-5.5 Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :

Le calcul de la ligne d'eau est effectué à l'aide d'un logiciel appelé « CANALP ».

Sur le tableau suivant on présente les différents paramètres de calcul suivant des sections distantes de 10m (le pas).

Les données de départ sont:

- Largeur du canal $b = 3$ m.
- Débit à évacuer: $Q = 18.2 \text{ m}^3/\text{s}$.
- La pente du coursier: $I = 0,15$
- La longueur du coursier: $L = 50$ m.

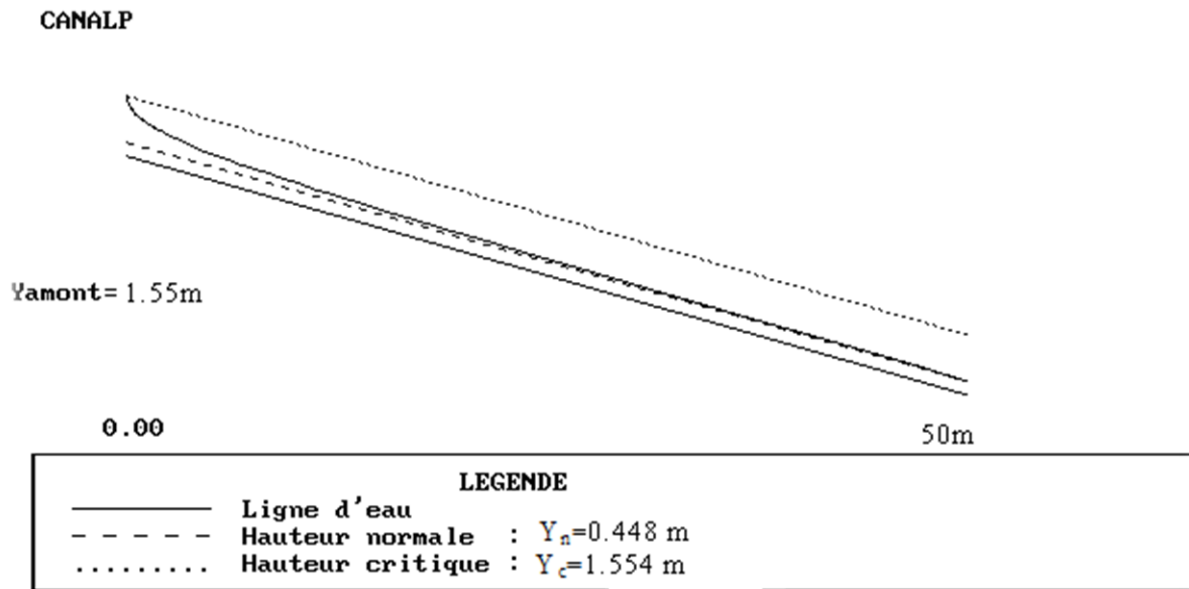
Coefficient de Strickler (71).

Q (m3/s)	Strickler	I (m/m)	$Y_n(\text{m})$	$Y_c(\text{m})$	L bief (m)
18.2	71	0,15	0,448	1.554	50.00

Les résultats de calculs sont illustrés dans le tableau VI-3:

Tableau V-3: Ligne d'eau à pas d'espace de 10 m.

Section	Abscisse	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)	J (m/m)
Amont	0.00	10.00	1.55	1.004	2.331	4.364
1	10.00	10.00	0.81	2.656	3.669	26.210
2	20.00	10.00	0.67	3.532	4.849	45.390
3	30.00	10.00	0.6	4.168	5.811	62.765
4	40.00	10.00	0.56	4.622	6.542	76.994
Aval	50.00	10.00	0.53	5.165	7.477	96.026



FigVI-3 La ligne d'eau dans le coursier

D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est : $y = 0,53\text{m}$.

La vitesse à la fin coursier est:

$$V = \frac{Q}{b \cdot y} = 11.45 \text{ m/s}$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gy}}$$

Donc : $F_r = \frac{V}{\sqrt{gy}} = 5.04$

$F_r = 5.04$

a-6 Dissipateur d'énergie :

Il permet de dissiper l'énergie des eaux de crue avant de les instituer à l'oued, la forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude d'après les tests réalisés par (USBR) "The bureau Of Réclamation" .

- ❖ $1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.
- ❖ $1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.
- ❖ $2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant.
- ❖ $4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

❖ $Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent)

Froude est supérieur à 4,5, donc il y'aura formation d'un ressaut stable.

Pour la dissipation de cette énergie on a opté pour un bassin à ressaut, la mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée est inférieure à 15m/s. Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes.

$V < 15\text{m/s}$ et $Fr > 4,5$ alors le bassin qui convient est de type II.

Détermination des caractéristiques du bassin :

On a $F = 5.04$, $y_1 = 0,53 \text{ m}$

Donc de l'abaque (Annexe) $\frac{y_2}{y_1} = 4$, d'où

$$y_2 = 2.12 \text{ m.}$$

y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m).

y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m).

Longueur du bassin On a; de l'abaque (Annexe) $\frac{L}{Y_2} = 2.3$

Donc : $L = 4.88\text{m}$. On prend : $L = 5 \text{ m}$.

a-6.1 Dimensionnement des blocs Chicanes :

- ◆ La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = Y_1 = 0,53 \text{ m}$.
- ◆ La largeur des blocs de chutes : $l_1 = Y_1 = 0,53 \text{ m}$.
- ◆ Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = Y_1 = 0,53 \text{ m}$.
- ◆ Hauteur du seuil denté : $h_2 = 0,2 Y_2 = 0,424 \text{ m}$.
- ◆ La largeur d'une dent : $l_2 = 0,15 Y_2 = 0,318 \text{ m}$.
- Espacement entre deux dents : $e_2 = 0,15 Y_2 = 0,318 \text{ m}$.

a-7 Canal de restitution :

Le canal de restitution a pour but d'acheminer les eaux évacuées vers le l'oued après la dissipation de son énergie; selon les conditions topographiques, cette partie est constituée par un tronçon de 10 m de longueur environ, de forme trapézoïdale avec un fruit de talus de 1/1, a une pente du canal de $I_c = 0,8 \%$ il est en enrochement.

a-7.1 La hauteur critique :

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcule par la formule suivante (Agraskine) :

$$h_{cr} = K(1 - \frac{Z'}{3} + 0,105Z'^2)$$

$$\text{Avec : } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.b^2}}$$

$$\text{Et } Z' = \frac{K.m}{b}$$

m : fruit des talus du canal de fuite m=1.

Ce qui donne : $K=1,94$, $Z' = 0,65$ d'où

$$h_{cr} = 1.60 \text{ m.}$$

a-7.2 La pente critique :

Elle est donnée par : $I_{cr} = \frac{g.h_c}{C^2.R_c}$

Avec : I_{cr} : pente critique ;

Sc : section critique $Sc = m.h_{cr}^2 + b.h_{cr}$;

R_c : rayon critique $R_c = Sc/P_c$;

P_c : périmètre critique $P_{cr} = b + 2.h_{cr}\sqrt{1+m^2}$

C_c : coefficient de Chezy $C_c = R_c^{1/6} / n$

n : coefficient de rugosité n=0,02

Ce qui donne :

$$\blacklozenge Sc = 7.36 \text{ m}^2;$$

$$\blacklozenge Pc = 7.52 \text{ m};$$

$$\blacklozenge Rc = 0.98 \text{ m};$$

$$\blacklozenge Cc = 49.33 \text{ m.}$$

La pente critique est :

$$I_{cr} = 0,66 \%$$

a-7.3 Profondeur normale dans le canal :

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S.C.\sqrt{R.I}$$

Pour la hauteur normale on a :

$$\blacklozenge Sc = m.h_n^2 + b.h_n$$

$$\diamond P_n = b + 2.h_n \sqrt{1 + m^2}$$

$$\diamond R = S_n / P_n$$

$$\diamond C_n = R^{1/6} / n$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} . I^{1/2} . (m h_n^2 + b . h_n)^{5/2} . (2 . h_n \sqrt{1 + m^2} + b)^{-3/2}$$

Le résultat du calcul par itération donne :

$$h_n = 1,57 \text{ m}$$

a-7.4. Vitesse dans le canal :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m . h_n^2 + b . h_n} \quad \text{D'où}$$

$$V = 2,54$$

b) Hauteurs des murs bajoyers:

b.1. Canal d'approche et chenal d'écoulement :

Sur le long du chenal d'écoulement les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue.

b.2. Le coursier :

Pour des raisons d'ordre économiques et compte tenu de la ligne d'eau présentée, on partage le coursier en deux tronçons dont les hauteurs des murs bajoyers diffèrent.

- le 1^{er} tronçon à l'amont.
- le 2^{ème} tronçon à l'aval

b.2.1. Hauteur au début du 1^{er} tronçon :

$$H_m = h_e + r, \text{ Ou :}$$

hm : hauteur du mur bajoyer ;

he : hauteur d'eau $h_e = 1,55 \text{ m}$;

r : revanche de sécurité donnée par : $r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$

V : la vitesse ou niveau de la section de contrôle $V = 2,54 \text{ m/s}$;

Ce qui donne : $r = 0,80 \text{ m}$, $H_m = 2,35 \text{ m}$

b.2.2. Hauteur à la fin du 1^{er} tronçon :

On procède de même manière que précédemment.

$h_e = 0,70\text{m}$ on aura $V = 7.03\text{ m/s}$, $r = 0.88$, $H_m = 1.58\text{m}$

b.2.3. Hauteur à la fin de 2^{ème} tronçon :

$h_e = 0,65\text{m}$ on aura $V = 7.68\text{m/s}$, $r = 0.89\text{ m}$, $H_m = 1.54\text{m}$

Pour des raisons constructives et de sécurité on prend les hauteurs suivantes :

Premier tronçon : $H_m = 2\text{ m}$

Deuxième tronçon : $H_m = 2\text{m}$

b.3. Le bassin de dissipation :

Il aura les mêmes hauteurs que les murs bajoyers du canal de restitution

b.4. Le canal de restitution :

Il aura les mêmes hauteurs que les murs bajoyers du bassin de dissipation)

Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :**Vagues roulantes :**

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé.

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$b/h < (10 \div 12) \text{ et } Fr^2 < 40.$$

Avec : b : largeur du coursier, Fr : Nombre de Froude $Fr^2 = \frac{V^2}{g.h}$.

h : profondeur d'eau minimale dans le coursier

$$b/h = 5.66F \quad \text{et} \quad Fr^2 = 35.5F$$

Les conditions sont vérifiées alors on ne risque pas d'avoir des vagues roulantes.

V-2 Ouvrage de vidange:

Afin d'édifier le barrage à l'abri de l'eau courante dans l'oued ou d'une éventuelle crue, il est nécessaire de prévoir un chemin d'écoulement au débit quel que soit leur provenance. Ce chemin d'écoulement ne doit pas entraver ni gêner les travaux de construction de la digue et des ouvrages annexes.

Destination de la vidange de fond :

- Assurer de l'eau pour les besoins d'irrigation.

- Vidange de la retenue en cas de défaillance dans le corps du barrage (glissement du talus, Renards) ou pour entretien.
- Evacuer la crue de chantier dans certains cas.

Le débit de projet est déterminé en fonction :

- De la condition de la vidange du volume utile durant 7-90 jours
- De la condition d'amenée d'eau pour l'irrigation suivant la condition de la vidange.

La vidange de fond qui est une conduite en charge .

On a prévu une protection amont pour cette conduite contre le colmatage, on l'a équipé aussi de vannes ; à l'amont d'une vanne batardeau et une autre à l'aval.

Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r$$

Où:

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (pris égal au débit moyen annuel).

V : volume utile ($V=0.66 \text{ Mm}^3$).

T : temps de vidange ($10 < T < 15$) égal 10 jours = 864000 secondes

$$Q_{vf} = \frac{0,66 \cdot 10^6}{864000} + \frac{1,04 \cdot 10^6}{31,53 \cdot 10^6} = 0,79 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{vf} = 0,79 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur du débit de projet.

Dans notre cas la meilleure des solutions est une vidange de fond en acier.

V-2.1. Calcul hydraulique :

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ}$$

Q_{vf} : débit de vidange (en m^3/s).

μ : coefficient de débit.

S : section de la conduite (en m^2).

Z : différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval (en m).

Alors que:

$$S = \frac{Qvf}{\mu \cdot \sqrt{2gZ}} = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$$

Avec: $Z = 15 \text{ m}$

Préalablement on prend: $\mu = 0,7$.

On trouve : $S = 0,066 \text{ m}^2$.

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

D'où: $d = 0,29 \text{ m}$.

On prend un diamètre normalisé de:

$$d = 300 \text{ mm}$$

Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}}$$

$\sum \xi_s$: somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor} + \xi_{grille}$$

$$\xi_{va} = 0,5$$

$$\xi_{ent} = 0,1$$

$$\xi_{sor} = 1$$

$$\xi_{grille} = 0,25$$

Donc:

$$\sum \xi_s = 1,85$$

$\sum \xi_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda L}{d}$$

L: longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 130 m.

d: diamètre de la conduite de vidange 300mm.

λ : Coefficient de frottement calculé par la formule de Strickler:

$$\lambda = \frac{124,6n^2}{d^{1/3}}$$

n: rugosité de la conduite en acier ($n=0,013$).

On trouve: $\lambda = 0.031 \Rightarrow \sum \xi_L = 13.43$

Ce qui nous donne: $\mu = 0,24$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à $d = 494.39 \text{ mm}$

On adopte la valeur de: $D_{vf} = 500 \text{ mm}$.

La conduite étant en acier d'un diamètre de 500mm. Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes: $V_s = Q_{vf} / S_{con}$

Ca donne $V_s = 4.02 \text{ m/s}$

V-3 La prise d'eau:

Le but de cet ouvrage est d'assurer un débit exigé à l'aval mais aussi une eau qui soit compatible à sa destination (de qualité).

La variante choisie pour la prise d'eau est celle prise d'eau et vidange de fond dont une seule conduite.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande en aval (consommation maximale en aval), de temps de prise et de la charge d'eau minimale.

La consommation maximale est en mois de juillet : $V_{max} = 213000 \text{ m}^3$.

Donc : $Q_{max} = \frac{V_{max}}{T}$ avec : T : temps de prise (T=31 jours).

D'où : $Q_{max} = 0,079 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$Q = \mu S \sqrt{2g.H} \quad (\text{m}^3/\text{s}).$$

μ : coefficient de débit $\mu = 0,3$.

S : section de la conduite en m^2 .

H : charge d'eau minimale $H = 8 \text{ m}$.

On trouve : $S = 0,021 \text{ m}^2$ le diamètre de la prise d'eau sera égal à $d = 163.55 \text{ mm}$

Donc : $d = 200 \text{ mm}$

V-3.1. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

On a: $V=Q/S$

$V= 2.5 \text{ m/s.}$

CONCLUSION:

Finalement la conduite de prise d'eau aura un diamètre de 200 mm, elle est équipée d'une vanne papillon qui sera groupée avec les vannes de vidange au pied aval du barrage.

INTRODUCTION :

Le présent dossier s'attache à évaluer les effets positifs et négatifs de ce projet sur son environnement naturel et humain et à proposer des modalités de réalisation, de fonctionnement ou d'accompagnement susceptibles de réduire significativement les effets négatifs.

.

VI.1 LE CHAMP D'APPLICATION DE L'EVALUATION :

Les impacts prévisibles du projet de la retenue Oued Nachouf sur l'environnement sont liés aux différentes phases de réalisation du projet. En effet, on distingue des effets en relation avec :

- les chantiers de construction des ouvrages, y compris zones d'emprunts.
- la création de la retenue de stockage d'eau,
- les usages de l'eau, c'est-à-dire l'utilisation de la ressource.

Certains effets sont essentiellement temporaires : il s'agit des impacts des chantiers dont la plupart prendront fin avec l'achèvement des ouvrages, par exemple : les nuisances pour les utilisateurs de la RW48.

D'autres effets sont permanents et définitifs : par exemple la disparition d'un espace utilisé par l'agriculture du fait de la mise en eau de la cuvette, la transformation des sites et du paysage.

Enfin, certains effets sont qualifiés de permanents mais ils sont réversibles ou adaptables : il s'agit par exemple de la modification des débits à l'aval de la retenue de Oued Nachouf.

L'autre caractéristique amène à différencier :

- les impacts positifs
- les impacts négatifs

Certaines actions ou situations pouvant d'ailleurs renfermer en même temps des aspects négatifs et des aspects positifs.

VI.2 LES IMPACTS EN PHASE « REALISATION »

Il s'agit avant tout des effets des chantiers. Ils concernent aussi bien le secteur du barrage et zones d'emprunts.

VI.2.1 Faune et flore :

Les travaux nécessaires à la réalisation des pistes de chantiers, à la création des ouvrages, et à l'implantation temporaire des installations de chantiers vont détruire des végétaux, des groupements d'espèces et des habitats pour les espèces animales qui fréquentent les espaces correspondants. Ceci est principalement vrai pour les travaux du barrage, situé dans un environnement resté très naturel et fortement boisé.

Il en sera de même lors des défrichements nécessaires aux reconnaissance et implantations des ouvrages et lors de la mise en eau de la cuvette.

La destruction de ces espaces naturels correspond pour la faune à une destruction d'habitats, c'est-à-dire à des zones de refuge, de nourrissage et/ou de reproduction.

En parallèle, la submersion des quelques surfaces de terres cultivées aura le même type de conséquences pour les espèces qui leur sont liées.

La présence d'une masse d'eau (lac) peut également créer un effet de coupure dans les dynamiques de déplacement des espèces animales.

Il n'existe pas d'alternative à cette situation. Par contre, on peut considérer que la présence de la retenue va entraîner la création de nouveaux biotopes et favoriser l'installation d'espèces inféodées à l'eau et adaptées aux conditions de fluctuation du niveau de la retenue. Il y aura donc transformation des conditions de milieux et des écosystèmes locaux associés.

Les chantiers provoqueront en outre des dérangements pour la faune : bruit, poussière, va et vient, vibration... Ces nuisances pousseront les animaux qui le peuvent à se déplacer et à rechercher de nouveaux espaces d'accueil aux environs de la retenue.

Ceci ne sera possible que dans la mesure où ils retrouveront le même type d'habitat pour les espèces les plus spécialisées – ou les moins opportunistes – et dans la limite des phénomènes de territoires.

En tout état de cause, cet impact s'avère limité dans le cas du notre projet dans la mesure où :

- aucune espèce rare n'a été détectée sur le site à aménager ;
- l'Oued Nachouf se situe dans un massif boisé et étendu, offrant ainsi de vastes zones de substitution aux espèces animales ;
- la surface de la retenue Oued Nachouf occupera environ 10 ha (niveau normal des eaux – cote 253,6 NGA).donc pas de grand influence sur la faune et flore

VI.2.2 Déplacement de population et foncier :

VI.2.2.1 Déplacement de population :

La zone d'emprise de la cuvette de la retenue n'est pas habitée. L'enquête parcellaire n'a pas identifié le nombre de personnes résidant de façon permanente dans la zone de la future retenue.

VI.2.3 Equipements et infrastructures :

VI.2.3.1 Zone du barrage :

Au niveau du barrage, la retenue va interrompre les routes qui empruntent la cuvette et desservent les localités éparses. Ainsi, elle va noyer une piste qui longe l'Oued Nachouf en direction du nord.

Le trafic camion nécessaire aux approvisionnements des chantiers du barrage entraînera inévitablement des dégradations de chaussées. On notera toutefois que l'essentiel des agrégats nécessaires à la construction de la digue sera extrait dans la cuvette, soit depuis la

carrière et central a béton située en aval du barrage, ce qui réduira d'autant les rotations de camions provenant de l'extérieur.

A la fin des chantiers, l'accès au barrage sera remis en état de façon à assurer la desserte des ouvrages pour leur exploitation.

VI.2.3.2 Activités productives :

Les effets potentiels dans ce domaine concernent essentiellement les environs du barrage.

Trois types d'effets peuvent être identifiés :

1. sur les activités de carrières existantes

Le prélèvement dans la cuvette de la retenue limitera l'impact paysager puisque les zones d'emprunt exploitées, proches de la digue, se trouveront noyées dans la retenue

2. sur l'agriculture

Deux effets négatifs peuvent être imputés au projet :

- d'une part la **disparition des terres agricoles** correspondant à l'emprise de la cuvette de la retenue. D'après le levé topographique de la cuvette, on peut l'estimer à environ 10 hectares
- d'autre part, la **réduction de la disponibilité en eau d'irrigation** pour les terres cultivées à l'aval de la future retenue Oued Nachouf.

Cet effet va être particulièrement sensible pendant toute la période de remplissage du réservoir, puisque l'essentiel du débit va être stocké. Mais cet effet sera également sensible en période de fonctionnement normal de la retenue « impacts en phase exploitation ».

3. sur l'activité économique liée aux chantiers

Les travaux de construction des ouvrages constituent une source potentielle importante :

- d'emplois locaux. Les entreprises en charge des travaux devraient vraisemblablement faire appel à de la main d'œuvre locale,
- d'activité économique induite, par exemple pour l'hébergement et la restauration des équipes des chantiers,
- de débouchés pour les ressources naturelles locales en complément des matériaux extraits dans la cuvette du barrage.

Les compétences nécessaires à la réalisation des ouvrages vont être recherchées aussi bien sur place qu'à l'extérieur de la région pour les emplois les plus spécialisés ou pour l'encadrement.

Les personnels non résidant dans la région seront à l'origine de dépenses de type hébergement, restauration, transports qui seront injectées dans l'économie locale. Or l'ensemble des travaux est prévu pour durer environ 10 mois.

Il s'agit donc ici d'un **effet positif**.

VI.2.4 Nuisances pour les riverains :

Comme tout chantier de construction, ceux-ci vont entraîner des nuisances pour les riverains :

- bruit
- poussière et pollution atmosphérique
- encombrement sur les routes d'accès
- modification des conditions de circulation
- interdiction d'accès à certaines zones
- etc.

Des dispositions relatives à l'organisation des travaux et à l'information de la population contribueront à réduire les effets négatifs.

1/ Le bruit :

Les principales sources de bruit provenant des chantiers sont

- les travaux de défrichage de la zone de la cuvette
- les travaux de terrassements nécessaires à l'édification de plates-formes.
- le flux de trafic routier pour l'approvisionnement des chantiers, l'évacuation des déblais,

le transport des ouvriers.

En matière de bruit, on peut signaler les caractéristiques suivantes :

- niveaux sonores de certains engins de chantier :
- une pelle mécanique émet généralement des niveaux sonores de l'ordre de 100 dB à 7 m, qui s'atténuent progressivement pour atteindre 82 dB à 30 m ;

- le passage d'un camion en charge mesuré à 30 m représente une puissance acoustique de 80 dB

- les niveaux sonores d'engins de terrassement peut atteindre 100 dB à la source.

- la propagation du bruit se fait essentiellement par voie aérienne et son intensité décroît progressivement en fonction de la distance entre le point d'émission et les points de réception. On admet une atténuation de 6 dB chaque fois que la distance double (si le bruit s'échappe dans toutes les directions en même temps). Mais le vent, la topographie, la végétation... modifient cette propagation. le bruit peut entraîner, pour les personnes qui y sont exposées, stress, troubles divers tels que perturbation du sommeil, fatigue, palpitations, agressivité, repli sur soi... . La dangerosité proprement dite n'est toutefois pas avérée pour les valeurs inférieures à 85dB

L'OMS a donné les indications suivantes sur le bruit ambiant :

Tableau VI.1 : indications sur le bruit ambiant (organisation mondial de santé)

Nombre dB	Sensation auditive	Bruit extérieur
40 à 50	Assez calme	Bruits minimaux dans une rue
50 à 60	Bruits courants	Rue tranquille, résidentielle
65 à 75	Bruyant mais supportables	Circulation importante (70 dB)
85 à 95	Pénible à entendre	Circulation intense
120	Seuil de douleur	Moteur d'avion à quelques mètres

Dans le cas des chantiers du barrage, les nuisances sonores seront essentiellement liées au trafic des camions dans la traversée de slala. Le site du barrage est plus proche des agglomérations.

2/ Poussière et pollution atmosphérique :

Le passage des engins sur les pistes de chantiers ou dans les terrains, la manipulation des déblais/remblais, ... seront à l'origine d'émission de poussières dans l'atmosphère, surtout lors d'intervention en conditions climatiques sèches. La direction et l'intensité du vent

joueront un rôle dans la propagation et la dispersion de ces poussières. Ces poussières peuvent créer des gênes et nuisances aux habitants telles que

- poudrage des végétaux et jardins - avec effets induits sur les productions maraîchères familiales ou agricoles.
- poudrage des véhicules – effets induits sur la circulation, les transports ;
- inhalation des particules – effets induits sur la santé.

L'intensification du trafic peut être à l'origine d'une élévation du niveau de pollution atmosphérique de même que l'utilisation d'engins de chantier mal réglés, émetteurs de gaz d'échappement indésirables.

Cette intensification du trafic est liée :

- au transport quotidien des personnels sur les chantiers.
- aux transports courants des approvisionnements des chantiers en matériaux et en matériels. Les rotations moyennes sont estimées à une dizaine par jour.
- aux transports exceptionnels nécessaires à l'acheminement et au repliement des installations et des matériels les plus importants.

3/ Santé publique :

Les effets potentiels de la phase de réalisation des ouvrages sur la santé publique sont à mettre en relation avec les nuisances, telles que décrites ci-dessus, que vont occasionner les chantiers aux riverains.

Les chantiers peuvent également être à l'origine :

- d'accroissement des risques d'accidents de la circulation, à la fois à cause de :
- l'augmentation du trafic camions ;
- les salissures de chaussées provoquées par les camions, qui peuvent rendre les routes glissantes ;
- les modifications temporaires des conditions de circulation, notamment sur la route RW 48 circulation alternée, sortie des camions sur la route,

La maîtrise de ces nuisances et les dispositions prises pour assurer la sécurité des personnes limiteront les risques et les effets négatifs.

4/ Paysages : Les travaux, installations de chantiers, présence d'engins... vont modifier considérablement le paysage local dans la cuvette du barrage

Cette modification va être progressive, au fur et à mesure de l'avancement de l'implantation

VI.3 LES IMPACTS EN PHASE « EXPLOITATION » :

VI.3.1 Erosion :

En conséquence, le projet de barrage n'aura pas d'effet aggravant sur les phénomènes d'érosion existants.

Par rapport à l'aval, une retenue a toujours un effet de stockage d'une partie du transport solide apporté par les eaux. Ceci a pour conséquence :

- de réduire la capacité utile de la retenue,
- d'envisager éventuellement à terme une phase de vidange,

VI.4 RECAPITULATIF DES IMPACTS PRINCIPAUX :

NB : il s'agit d'effets possibles négatifs en l'absence de mesures de précaution. Les effets positifs sont signalés comme tels.

Tableau VI.2 : récapitulation des principaux impacts :

Domaine	En phase travaux	En phase exploitation
Faune - flore	Faible	Faible
Déplacement de population	0 famille dans la zone d'emprise	Néant
Activité agricole	Faible Disparition de 10 ha dans l'emprise de la cuvette	Positif disponibilité en eau pour l'irrigation de 213 h
Activité économique globale	Positif présence des personnels aux chantiers consommant de l'hébergement et de la restauration, contrats pour les entreprises	Positif Renforcé l'alimentation en eau potable de la ville de KADIRIA a partir des forages dans le périmètre irrigable

VI.5 MESURES POUR MINIMISER LES IMPACTS NEGATIFS EVENTUELS :

VI.5.1 PRESENTATION :

Les effets potentiellement négatifs découlant de la réalisation et de l'exploitation du retenue Oued Nachouf sont liés aux problèmes suivants :

- nuisances de voisinage liées aux chantiers.
- modification des paysages locaux par les pistes.
- réduction du débit transitant en aval des ouvrages en phase de remplissage.

Certains effets ou l'apparition des risques peuvent être réduits par la mise en œuvre de mesures de précautions, qui sont décrites et recommandées ci-dessous.

VI.5.2 NUISANCES AU VOISINAGE DES CHANTIERS :

La recommandation principale pour pallier ces nuisances consiste à organiser le fonctionnement des chantiers en tenant compte des habitudes de vie et des contraintes des habitants proches des sites à aménager et à faire une information ciblée auprès de la population.

On rappelle que peu de population permanente est susceptible de subir les nuisances de type bruit, poussière, pollution atmosphérique due aux chantiers. Les plus concernés par le trafic camion sont les habitants de SLALA.

Pour limiter les nuisances sonores, il est recommandé :

- de retenir des horaires de chantier diurnes et pour les jours ouvrés exclusivement dans les secteurs à proximité des habitations, les nuisances sonores étant mieux supportées en période d'activité de jour qu'en période nocturne de repos. Les horaires habituels sont 8h-12h et 13h-17h.
- de localiser les plates-formes "bases de vie", parc de matériels, zones de stockage des matériaux à l'écart des lieux habités.
- d'utiliser des engins qui répondent aux normes en vigueur en matière de limitation des émissions sonores.
- d'informer la population sur les travaux et leur avancement.

- d'étudier des plans de circulation qui permettent de maintenir des accès pour les habitants.
- d'adopter des horaires qui permettent de décaler les utilisations de voies d'accès si nécessaire.
- de procéder à des nettoyages de chaussée en cas de risque de chaussée rendue glissante ;
- de remettre en état les chaussées dégradées, à la fin des travaux ;
- d'informer la population sur les plans de circulation, par exemple par voie d'affichage dans les lieux habités et sur les voies d'accès ;

VI.5.3 PAYSAGES :

En matière de paysages, il conviendra de veiller au nettoyage des zones de chantiers à la fin des travaux de façon à ne pas laisser sur place des matériaux, vieux matériels, etc.... susceptibles d'être assimilés à des déchets ou rebuts.

VI.5.4 Adapter la gestion de la retenue :

La gestion de la retenue doit être conduite de façon à éviter l'alimentation par la prise d'eau en période de crues, pour limiter les apports en matières en suspension,

VI.6 Précautions lors des travaux :

VI.6.1 Précautions vis-à-vis des personnels :

Les précautions à prendre pour assurer la sécurité des ouvriers seront conformes aux dispositifs réglementaires en vigueur et imposées aux entreprises.

L'intervention d'un coordonnateur - ou d'une cellule de coordination - pourra améliorer la sécurité générale. Ce coordonnateur sera en mesure de proposer des adaptations en fonction d'évolution de la situation ou d'événements imprévisibles

VI.6.2 Précautions pendant la phase chantier :

Diverses dispositions seront prises et imposées aux entreprises pendant les travaux pour limiter les risques de pollution des cours d'eau pendant les chantiers de construction. Dans tous les cas les entreprises auront l'obligation d'assurer (ou de faire procéder) le stockage provisoire, le transport et l'élimination des déchets selon les règles en vigueur (des

dispositions différentes pourront être retenues selon la nature des déchets produits) et, **dans tous les cas**, d'éloigner ces déchets des cours d'eau.

De même, les entreprises auront l'obligation de procéder à une vérification périodique des matériels tant au niveau des émissions de gaz d'échappement que des niveaux sonores et de l'étanchéité des réservoirs d'huile et de carburant.

VI.6.3 Précautions par rapport au risque de rupture du barrage :

Toutes les précautions seront prises pour réduire le risque de rupture de la retenue d'Oued Nachouf à une probabilité infinitésimale.

Pour éviter qu'une telle catastrophe ne se produise, les moyens à mettre en œuvre interviennent à plusieurs stades de la vie du projet : lors des études, de la construction, de l'exploitation.

1/ au stade des études :

- Le dimensionnement du barrage doit être effectué dans les règles de l'art ; l'étude de stabilité est un point clef du dimensionnement pour laquelle les différents cas de charges normaux et extrêmes (prise en compte du risque sismique) doivent être examinés ;

- Les études d'exécution doivent être menées rigoureusement en adaptant si nécessaire le projet compte tenu des conditions géologiques réelles rencontrées. Dans le cas de Oued Nachouf, la bonne qualité de la fondation est un élément favorable indéniable ;

2/ au stade des travaux :

S'assurer que l'ouvrage est construit conformément aux spécifications techniques du marché de travaux et acter de toutes les modifications apportées au cours de l'exécution.

A ce titre l'établissement des plans « conformes » à exécution et d'une monographie exhaustive de la construction (Rapport de Travaux) est l'assurance de pouvoir comprendre après coup l'origine de tout incident qui surviendrait ;

S'assurer que le dispositif d'auscultation préconisé est effectivement mis en place et opérationnel de suite ;

Suivre et analyser la phase critique de première mise en eau, qui est toujours très révélatrice de désordres cachés, en respectant les paliers de mise en eau recommandés

3/ au stade de l'exploitation :

Surveiller régulièrement le comportement du barrage et le fonctionnement des ouvrages annexes (évacuateur de crues, vidange de fond), par le biais des dispositifs d'auscultation et de visites et fonctionnements périodiques des dispositifs de vannage.

Avant l'annonce d'une crue, dans les situations critiques au cours desquelles le barrage pourrait déverser, il est primordial d'assurer une gestion anticipée du réservoir mettre en œuvre, à l'aval du barrage, un dispositif d'alarme, destiné à prévenir les populations à l'aval, en cas de risque majeur. Cela suppose la mise en œuvre d'un plan global de sensibilisation du public et d'évacuation.

VI.7. COMPOSANTE HUMAINE DE LA COMMUNE :

TABLEAU : VI.3 Répartition de la population par classe d'activité

Classes d'activité	agriculture	Industrie B.T.P	Commerce	Artisanat	Autre service administrative	Sans activité	Total
nombre	1034	898	1289	45	2711	3766	9743
taux	4.66	4.05	5.81	0.2	12.23	17	43.9

(Source Daira de Kadiria)

L'analyse de la composante humaine fait ressortir que le monde agricole occupe un pourcentage assez faible (4,66%) par rapport à la surface agricole de la commune (62% de la surface totale). Ceci s'explique par la faiblesse des cultures intensives qui demandent beaucoup de main-d'œuvre. Par contre, nous constatons que le taux de chômage est assez élevé (17%), ce qui constitue un réservoir potentiel de main-d'œuvre.



Fig.VI.1/ photo sur l'aval de la future retenue Oued Nachouf



Fig.VI.2/ photo sur la plaine de Kadiria

Conclusion général

En conclusion on peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude de faisabilité et d'exécution d'un petit barrage et ces ouvrages annexes.

On peut aussi citer que la construction de la retenue collinaire Oued Nachouf va t'être influencé positivement sur l'économie de la commune de Kadiria.

La région va bénéficier de l'eau pour l'irrigation qui aidera les gents à augmenté la surface irrigable notamment pour les cultures maraichères, les agrumes...etc.

La création de l'emploi en phase construction et exploitation pour diminué le taux de chômage très élevé estimé a 17%.

Exploitation de la nappe sera limitée en présence de l'eau de surface.

En fin on souhaite que se travail représente vraiment les efforts qu'on a mis en disposition pour l'effectuer.

Annexes

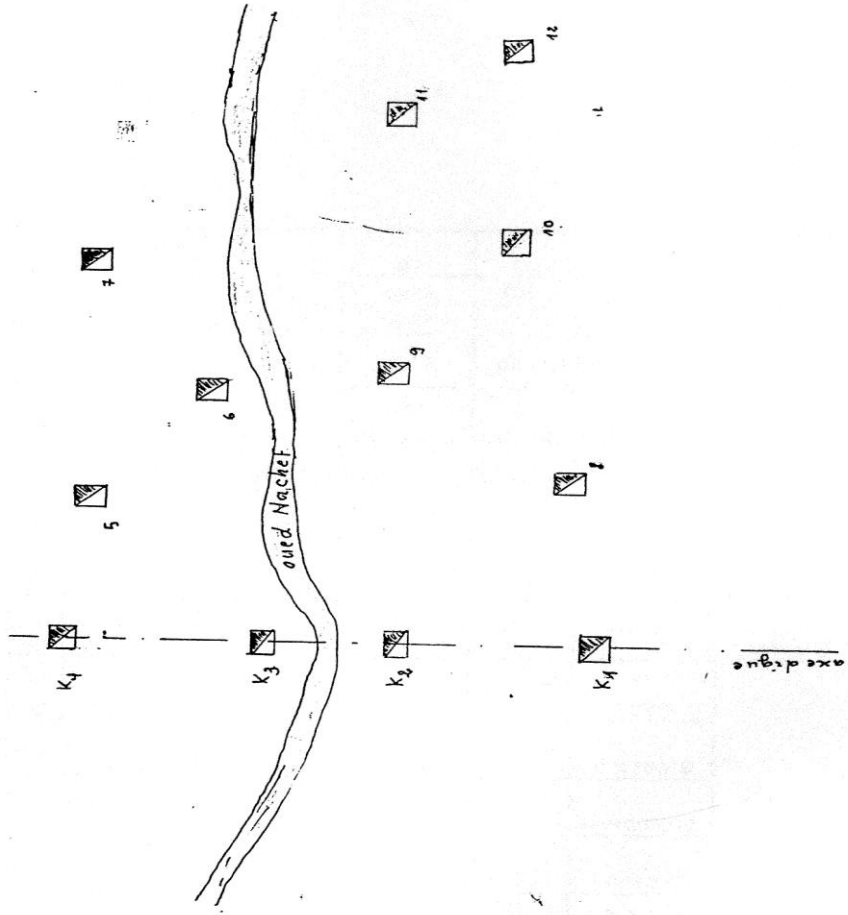
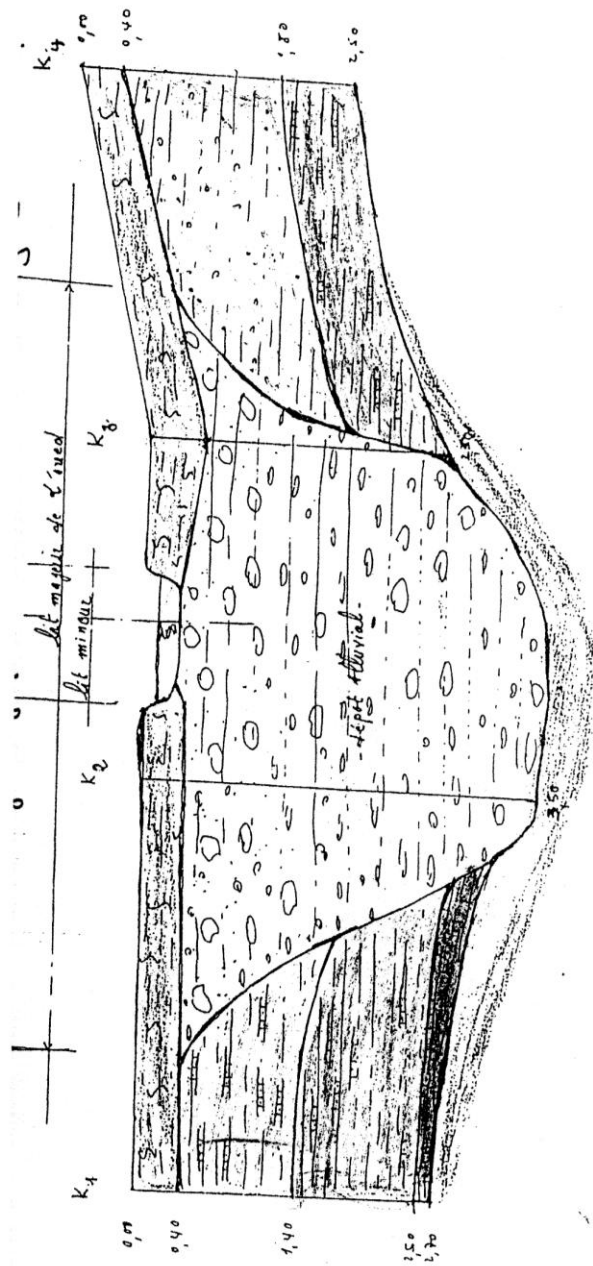


Schéma d'implantation des sondages et puits sur l'axe
de barrage et la cuvette (zone d'emprunt)

Sol de fondation

Puit N°			01	01	04	05	06
Profondeur en mm			0,40/ 1,40	1,40- 1,80	0,40- 1,80	0,20-1,80	0,50- 1,30
Teneur en eau naturelle w		%	16,5	10,80	13,70	11,70	13,40
Granulometrie	>2mm		0	14	 29	03	33
	2à0 02mm		32	33	42	26	29
	0.02à2 µ		41	14	06	21	08
	<0,08 mm		27	39	23	50	22
Perméabilité		m/s					
Limites D'Aterberg		WL	03	48	52	56	51
		Tp	32	18	23	21	19
Matières organiques		Mo					
Oedometre	Pc	Bars	1,39	2,51	0,910	0,970	0,689
	Ct	-	0,147	0,138	0,166	0,158	0,154
	Cg	---	0,035	0,037	0,059	0,059	0,044
Proctor Normal	Wopt	%	11,7	10	10,70	9,7	11,2
	γ_{dmax}	/m³	1,90	1,93	1,89	1,93	1,94
Cisaillement Rectiligne	W%		14,6/18,1	11,7/17,2	13,8/19,7	11,9/18,7	13,9/19,8
	am	Bars	0,80	0,86	0,20	1,0	0,42
	φ	°C	10	15	15	9	17

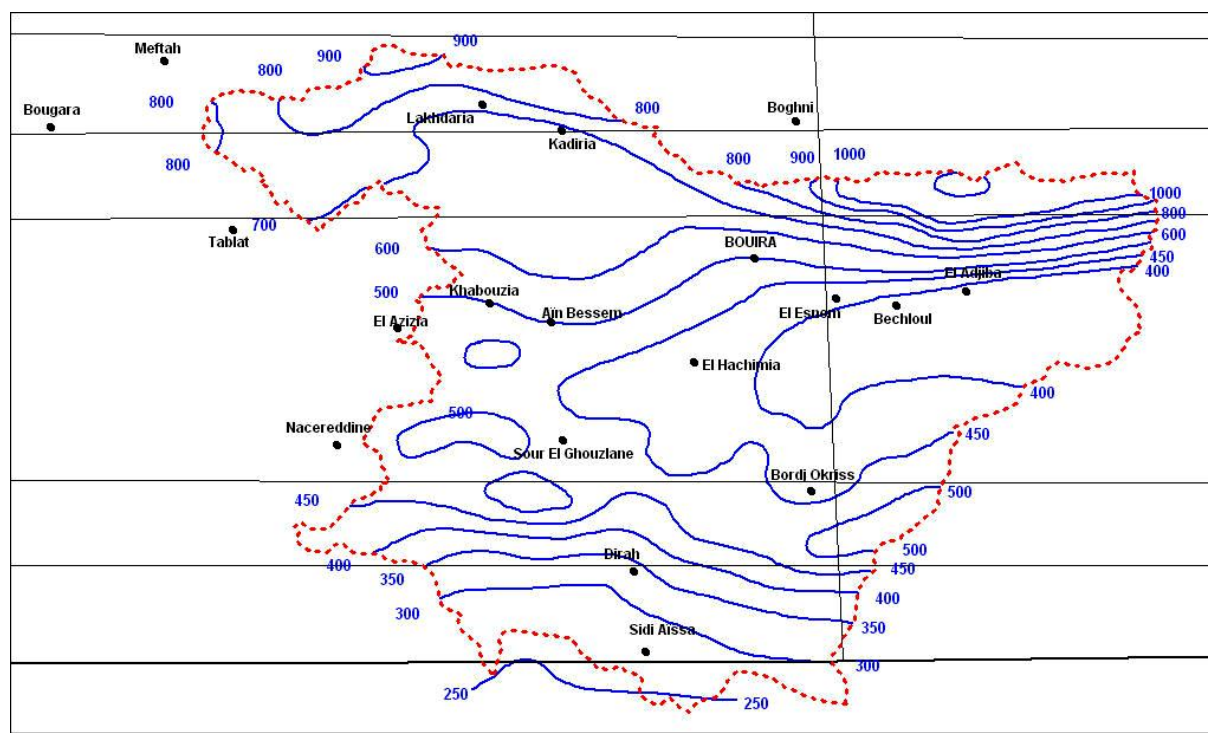


-  alluvium brunâtre à racines végétales
-  cailloux et graviers dans une matrice argileuse (Ténacité alluviale)
-  argiles schisteuses
-  schiste indurés
-  argile granitique brunâtre

Coupe géologique selon l'axe de la digue

ANNEXE

CARTE DES PLUIES MOYENNES DE LA WILAYA DE BOUIRA



Répartition mensuelle des pluies

(donnée de l'ANRH)

Code station : 090502

Nom station : LAKHDARIA

GORGES

X : 579.3

Y : 370

Z : 50

mois	sep	oct	nov	dec	janv	fév	mars	avril	mai	jun	juil	aout	total
1968	0,7	0	98,7	171,7	51	88,9	78	134,3	17	27,2	0	5,8	673,3
1969	47,6	118,8	52,4	296,2	53,7	41,4	81,5	149,1	91,6	9,2	0	0	941,5
1970	0	95,2	16,6	145	149	22,2	94,4	50,3	16,9	5,1	1,5	0	596,2
1971	78,6	9,8	254,1	106,5	279,2	100,5	85,9	82,2	85,9	29,2	0	15,1	1127
1972	50,4	64,2	33,2	245,6	147,1	311,5	140	53,5	0	52,2	0	0	1097,7
1973	135,3	12	33,7	191,4	28,3	208,5	328,3	92,3	0	19	0	12,9	1061,7
1974	8,6	38,2	100,6	17,2	41,8	120,3	149,2	25,1	92,2	36,7	0	0	629,9
1975	30,1	18,8	271,7	66,4	79,6	180,9	45,3	80	55,2	15,7	31,3	0	875
1976	10,8	74,7	110,9	144,6	65,1	23,7	15,6	94,4	30,9	4	0	3,5	578,2
1977	5,3	6	96,1	9,9	134,1	40,8	82	139,5	109,7	5	0	0	628,4
1978	6,8	65,9	93,2	43,8	62,8	189,4	133,5	48,7	9,6	4,3	0	14,3	672,3
1979	53,1	86,3	135,2	72,6	133	42	97,7	146,8	34,5	2,5	0,8	0	804,5
1980	10,1	45,6	94,5	241,5	45,7	101,4	54,9	75,1	58,7	9,5	0	18,9	755,9
1981	4,6	47	28,4	97,6	182	147,9	28,8	16	54,3	19	0	2,7	628,3
1982	61,3	83,5	172	131,1	96	65,3	33,8	18,8	3,4	0	5,6	44,8	715,6
1983	0	28,9	76,1	44,8	105	187,2	65	42,5	110,5	13,6	0	0	673,6
1984	24,1	113,7	43,4	135	109,9	50,6	227,1	6,6	136,7	0	0	0	847,1
1985	54,4	32,9	47,1	52,2	60,5	110,4	213,7	65,3	1	43,1	17,5	2,3	700,4
1986	22,7	58,5	75,2	206,8	93,5	203,3	27,5	3,8	10	10,1	0	2,8	714,2
1987	30,7	63,1	103,3	49,6	36,6	53,1	84,1	40,1	55,2	45,5	0	0	561,3
1988	52	0,6	62,8	117	53	20,9	28,2	99,9	9,2	7,9	0,6	5,8	457,9
1989	14,9	30,8	39,4	18,6	71,6	0	32,4	45,8	77,5	8,6	48,6	0	388,2
1990	2,6	15,1	41,9	161,5	84,1	108,1	79,4	35,3	30,5	2	0	9,5	570
1991	28,9	157,7	60,1	7,1	172	30,9	94,1	165,5	79,4	25,2	5,6	0	826,5
1992	22,4	63	119,3	160,9	29,1	80,2	33,7	77,3	36,8	0	0,4	5	628,1
1993	36,9	68,8	73,2	87,3	89,1	51,7	0	92	10,1	3,6	0	0	512,7
1994	68	48,8	35,4	116,7	243,4	36,5	126,6	23,5	3,3	10,1	0	8,3	720,6
1995	5,9	14,5	49,8	50,1	106,9	240,4	46,5	130,1	41,3	48	5,2	0	738,7
1996	33,2	62,8	42,1	63,9	20,4	14,3	15,7	66	16,6	3,9	1,2	6,8	346,9
1997	48,9	88,5	148,7	111,7	47,6	101,5	70	128,1	185,5	6	0	3,1	939,6
1998	33,8	89,5	120,8	89,3	113,3	50,9	81,4	18,7	5,6	0	0	2,5	605,8
1999	12,3	13,4	106,6	211,2	7,7	6,5	8,4	34	71,7	0	0,6	1,3	473,7
2000	11,9	49,2	74,8	49,9	218,4	79,4	0,4	41,4	24,5	0	0	0	549,9
2001	12,9	0	31,6	49,9	56,3	24,9	21,2	48,3	36,8	9,8	5,7	45,1	342,5
2002	16,6	42,3	221,9	315,6	234,3	163,7	31,2	150,4	9,1	0,5	0	3,6	1189,2
2003	23,3	44,5	54	103,1	111,2	62,5	55,6	71,9	126,2	0	2	0	654,3
2004	11,7	32,6	92,5	227,2	123,6	128,9	46,4	72	3	1	1,3	2,5	742,7
2005	6,5	47	72,8	97,3	120,6	114	57,8	18,2	0	0,8	2,1	2,8	539,9
2006	28,9	8,6	13	231,5	5,7	54,4	262	142,7	32,6	2	2,4	3,7	787,5
2007	105,7	303,6	183,3	93,8	5,2	24,3	131,9	43,9	80,9	8,8	9,2	0	990,6
2008	35,6	57,9	151,2	96,8	180,7	33,5	69,1	115,8	73,4	0,4	0	2	816,4
2009	124,5	50,7	134,4	123,8	86,4	90	89,4	41,6	34,4	8,6	0	18,6	802,4
Moy	32.68	56	92.04	120.3	98.44	90.63	82.08	72.06	46.7	11.85	3.37	5.8	712
%	4.57	7.84	12.88	16.84	13.78	12.68	11.49	10.08	6.53	1.66	0.47	0.82	100

Répartition des pluies maximales journalières

(donnée de l'ANRH)

Code station : 090502

Nom station :
LAKHDARIA GORGES

X : 579.3

Y : 370

Z : 50

mois	sep	oct	nov	dec	janv	fév	mars	avril	mai	jun	juil	aout	P max j
1968	0,7	0	37,2	56,5	20,1	24,5	14,9	68,5	5,9	22	0	3	68,5
1969	13,7	60	22,5	71,4	14,3	23	22,7	66,2	45,2	9,2	0	0	71,4
1970	0	64,4	14,9	50,7	62,3	16,5	23,6	28,8	11,2	3,3	1,5	0	64,4
1971	36,1	4,1	112,3	40,4	100	46	17,4	15,2	37	13	0	12,6	112,3
1972	24,8	15	14,5	104	42,8	57,2	30,6	38,1	0	34,3	0	0	104
1973	90,5	10,1	22,1	50	19,7	41,5	112	28,2	0	18,8	0	12,9	112
1974	8,4	15	49,5	5,5	21,1	61,3	50,2	8	22,5	26	0	0	61,3
1975	15	9	59,8	31,1	34,5	36,8	10,8	12,7	16,8	9,6	13	0	59,8
1976	8,2	10,8	34,8	52,5	13,5	8,7	12,3	38,6	15,2	4	0	2,6	52,5
1977	4	6	38,1	2,5	37,9	11,8	28	37,1	39,3	3	0	0	39,3
1978	6,8	19,5	39,8	18,6	20,8	48,4	65,9	11,7	5,5	3,4	0	11,8	65,9
1979	26,3	22,9	20,1	53,1	45	31,3	43,1	48	14	2,5	0,8	0	53,1
1980	9,4	14,3	21,2	53,4	14,6	21	16,6	22,3	40,7	5	0	18,9	53,4
1981	3,8	15,9	16,9	25,7	46,8	29,5	7,5	6,8	17	19	0	2,7	46,8
1982	38	36,6	28,5	26	0	19,9	17,8	10,2	2,3	0	3,2	44,5	44,5
1983	0	15,3	39	15	44,2	59,6	21,3	16,8	21,9	13,6	0	0	59,6
1984	13,6	22,7	20,5	31,8	26,8	21,5	45,4	3,6	50	0	0	0	50
1985	27,4	12	28,4	16,1	15,6	55,8	73,7	21,5	1	26,1	16,6	2,3	73,3
1986	10	27,2	17,6	51,2	30,5	55,6	9,6	3,8	4,5	8	0	1,8	55,6
1987	24,6	24	37,7	38	20,9	10,3	49,7	20	42,2	23,5	0	0	49,7
1988	24,7	0,4	31,1	37	22,6	8,6	17,2	26,5	5	4,6	0,6	5,3	37
1989	9,2	21,5	11,3	13,1	22	0	11,3	19,5	16	7	34	0	34
1990	1,4	4,9	24,1	42,2	37,6	39	19,3	11,7	22,9	1,5	0	4	42,2
1991	16,1	54,5	32,5	4	84,2	17	20,5	56,7	32,4	13	3,8	0	84,2
1992	16,3	33,1	67,5	59,9	9,5	34,5	12,1	16,2	24,1	0	0,4	4	67,7
1993	23,3	46	28,6	20,1	34,4	18,1	0	21,7	4,9	3,6	0	0	46
1994	23,7	18,1	20,1	41	60,2	20,6	27	10,1	2,3	4,1	0	8,3	60,2
1995	2,7	10,2	10,2	25,5	31,1	57,6	16	45,2	11,1	36,3	2,6	0	57,6
1996	27,7	15,3	17,5	16,4	9	11,7	11,1	18	6	3,5	1,2	2,6	27,7
1997	20,4	41,6	48	29,2	21,6	57,6	14,6	51,7	48,5	3,5	0	2,7	57,6
1998	11,4	64,6	21,1	25	30	16,5	19,3	10,1	3,4	0	0	1,2	64,6
1999	6,2	6,7	30	54	3	6,5	5,3	11,3	30,5	0	0,6	1,3	54
2000	6	10,8	29	18,7	71,3	14,6	0,4	14,3	6,3	0	0	0	71,3
2001	6,2	0	16,4	15,1	22,5	5,9	12,8	12,1	18,4	5,4	2,6	24,5	24,5
2002	15,4	26,7	42,5	112,8	32,3	34,3	11	51,4	5	0,5	0	3,6	112,8
2003	9,6	18,4	29	30,1	38,2	18,2	27,7	32,4	42,4	0	1,3	0	42,4
2004	3,9	21,6	31,9	40,5	35,6	23,3	14,4	25	3	1	1,1	1,5	40,5
2005	4	20	16,5	31,3	30,8	36,9	29,3	8,5		0,8	2,1	1,8	36,9
2006	15,2	4,7	11,9	69,5	3,5	15,4	92,8	39,3	15	2	2,4	3,7	92,8
2007	55,1	117,4	77,8	23,5	2,5	7	40,1	39,9	24,3	3,6	6,2	0	117,4
2008	15,3	18,4	39,4	21,3	29,6	17,4	20,2	42,4	56	0,4	0	2	56
2009	58	16,7	34	34,4	25,5	27	41,8	14,4	14,2	5,3	0	12,7	58

a= 0,15 tangø= 0,27
 R 31
 C= 8,6
 γ1 1,92
 γ2 1,83
 r 24,17

Stabilité pour le cas de fin de construction Aval

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-5	2	0,43	0	-0,5	0,86603	1,6512	-0,8256	1,4299811	2,29	19,694	0,27	0,386095	0,884	17,4126	4,70140057	24,17	5,98643
-4	3,1	3,14	0	-0,4	0,91652	18,689	-7,475712	17,129008	3,38	29,068	0,27	4,624832	15,63	454,389	122,685036	24,17	67,758
-3	3,1	4,3	1,15	-0,3	0,95394	32,118	-9,635265	30,63819	3,25	27,95	0,27	8,272311	4,3	13,975	3,77325	24,17	116,442
-2	3,1	5,44	1,95	-0,2	0,9798	43,441	-8,688246	42,563539	3,16	27,176	0,27	11,49216	5,44	17,1904	4,641408	24,17	157,496
-1	3,1	6,58	2,42	-0,1	0,99499	52,893	-5,289282	52,627691	3,12	26,832	0,27	14,20948	6,58	20,5296	5,542992	24,17	191,763
0	3,1	7,73	2,58	0	1	60,645	0	60,6453	2,89	24,854	0,27	16,37423	7,73	22,3397	6,031719	24,17	219,87
1	3,1	8,87	2,42	0,1	0,99499	66,523	6,65229	66,18945	3,12	26,832	0,27	17,87115	8,87	27,6744	7,472088	24,17	241,179
2	3,1	10,02	1,95	0,2	0,9798	70,701	14,140278	69,272932	3,16	27,176	0,27	18,70369	10,02	31,6632	8,549064	24,17	256,328
3	3,1	11,16	1,15	0,3	0,95394	72,948	21,884481	69,588214	3,25	27,95	0,27	18,78882	11,16	36,27	9,7929	24,17	264,474
4	3,1	12,29	0	0,4	0,91652	73,15	29,260032	67,043156	3,38	29,068	0,27	18,10165	12,29	41,5402	11,215854	24,17	265,206
5	3,1	11,87	0	0,5	0,86603	70,65	35,32512	61,184903	3,58	30,788	0,27	16,51992	11,87	42,4946	11,473542	24,17	256,142
6	3,1	11	0	0,6	0,8	65,472	39,2832	52,3776	3,88	33,368	0,27	14,14195	11	42,68	11,5236	24,17	237,369
7	3,1	9,45	0	0,7	0,71414	56,246	39,37248	40,167964	4,35	37,41	0,27	10,84535	9,45	41,1075	11,099025	24,17	203,921
8	3,1	7,06	0	0,8	0,6	42,021	33,616896	25,212672	5,2	44,72	0,27	6,807421	7,06	36,712	9,91224	24,17	152,348
9	2,11	1,99	0	0,9	0,43589	8,0619	7,2556992	3,5140955	5,45	46,87	0,27	0,948806	1,99	10,8455	2,928285	24,17	29,2284
somme							178,37045			459,756		178,0879			231,342403		2665,51

Kss	2,27897311
Kas	1,5377126

a= 0,15 tangø= 0,27
 R 36
 C= 8,6
 γ¹ 1,92
 γ² 1,83
 r 28,77

Stabilité pour le cas de fin de construction Aval

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	2,76	1,03	1,33	-0,4	0,91652	12,176	-4,870296	11,15925	4,98	42,828	0,27	3,012998	1,03	5,1294	1,384938	28,77	52,5444
-3	3,6	2,36	2,68	-0,3	0,95394	33,968	-10,19045	32,403559	3,77	32,422	0,27	8,748961	2,36	8,8972	2,402244	28,77	146,59
-2	3,6	3,69	3,61	-0,2	0,9798	49,288	-9,857592	48,292141	3,67	31,562	0,27	13,03888	3,69	13,5423	3,656421	28,77	212,702
-1	3,6	5,02	4,16	-0,1	0,99499	62,104	-6,210432	61,793018	3,62	31,132	0,27	16,68411	5,02	18,1724	4,906548	28,77	268,011
0	3,6	6,35	4,34	0	1	72,483	0	72,48312	3,6	30,96	0,27	19,57044	6,35	22,86	6,1722	28,77	312,801
1	3,6	7,68	4,16	0,1	0,99499	80,49	8,049024	80,086778	3,62	31,132	0,27	21,62343	7,68	27,8016	7,506432	28,77	347,356
2	3,6	9	3,61	0,2	0,9798	85,991	17,198136	84,253315	3,67	31,562	0,27	22,7484	9	33,03	8,9181	28,77	371,093
3	3,6	10,33	2,68	0,3	0,95394	89,057	26,71704	84,954773	3,77	32,422	0,27	22,93779	10,33	38,9441	10,514907	28,77	384,325
4	3,6	11,66	1,33	0,4	0,91652	89,356	35,742384	81,89609	3,93	33,798	0,27	22,11194	11,66	45,8238	12,372426	28,77	385,616
5	3,6	12,51	0	0,5	0,86603	86,469	43,23456	74,884455	4,16	35,776	0,27	20,2188	12,51	52,0416	14,051232	28,77	373,157
6	3,6	11,46	0	0,6	0,8	79,212	47,526912	63,369216	4,5	38,7	0,27	17,10969	11,46	51,57	13,9239	28,77	341,837
7	3,6	9,7	0	0,7	0,71414	67,046	46,93248	47,880707	5,05	43,43	0,27	12,92779	9,7	48,985	13,22595	28,77	289,339
8	3,6	9,86	0	0,8	0,6	68,152	54,521856	40,891392	6,04	51,944	0,27	11,04068	9,86	59,5544	16,079688	28,77	294,111
9	2,24	0,93	0	0,9	0,43589	3,9997	3,5997696	1,743448	4,76	40,936	0,27	0,470731	0,93	4,4268	1,195236	28,77	17,2609
somme							208,06199			508,604		212,2446			116,310222		3796,74

Kss	2,90556882
Kas	1,92818577

a= 0,15 tangø= 0,27
 R 37
 C= 8,6
 γ₁ 1,92
 γ₂ 1,83
 r 33,39

Stabilité pour le cas de fin de construction Amont

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	4,6	1,53	0	-0,2	0,9798	13,513	-2,702592	13,239943	4,71	40,506	0,27	3,574785	1,53	7,2063	1,945701	33,39	67,6797
-1	3,7	3,23	0	-0,1	0,99499	22,946	-2,294592	22,830902	3,71	31,906	0,27	6,164344	3,23	11,9833	3,235491	33,39	114,925
0	3,7	4,57	0	0	1	32,465	0	32,46528	3,69	31,734	0,27	8,765626	4,57	16,8633	4,553091	33,39	162,602
1	3,7	5,54	0	0,1	0,99499	39,356	3,935616	39,158885	3,71	31,906	0,27	10,5729	5,54	20,5534	5,549418	33,39	197,115
2	3,7	6,18	0	0,2	0,9798	43,903	8,780544	43,015705	3,77	32,422	0,27	11,61424	6,18	23,2986	6,290622	33,39	219,887
3	3,7	6,33	0	0,3	0,95394	44,968	13,490496	42,897043	3,87	33,282	0,27	11,5822	6,33	24,4971	6,614217	33,39	225,224
4	3,7	6,1	0	0,4	0,91652	43,334	17,33376	39,716634	3,96	34,056	0,27	10,72349	6,1	24,156	6,52212	33,39	217,04
5	3,7	5,39	0	0,5	0,86603	38,291	19,14528	33,160598	4,36	37,496	0,27	8,953361	5,39	23,5004	6,345108	33,39	191,778
6	3,7	4,11	0	0,6	0,8	29,197	17,518464	23,357952	4,62	39,732	0,27	6,306647	4,11	18,9882	5,126814	33,39	146,235
7	4,8	1,96		0,7	0,71414	18,063	12,644352	12,899819	6,42	55,212	0,27	3,482951	1,96	12,5832	3,397464	33,39	90,4703
somme							75,206976			368,252		81,74055			49,580046		1632,96

Kss	5,3241404
Kas	3,35519795

a= 0,15 tangø= 0,27
 R 39
 C= 8,6
 γ1 1,92
 γ2 1,83
 r 33,95

Stabilité pour le cas de fin de construction Aval

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	2,69	0,51	0	-0,3	0,95394	2,634	-0,790214	2,5127216	2,81	24,166	0,27	0,678435	0,51	1,4331	0,386937	33,95	13,4139
-2	3,9	2,96	0	-0,2	0,9798	22,164	-4,432896	21,716667	3,98	34,228	0,27	5,8635	2,96	11,7808	3,180816	33,95	112,873
-1	3,9	4,99	0	-0,1	0,99499	37,365	-3,736512	37,177825	3,92	33,712	0,27	10,03801	4,99	19,5608	5,281416	33,95	190,282
0	3,9	6,63	0	0	1	49,645	0	49,64544	3,9	33,54	0,27	13,40427	6,63	25,857	6,98139	33,95	252,819
1	3,9	8,02	0	0,1	0,99499	60,054	6,005376	59,752737	3,92	33,712	0,27	16,13324	8,02	31,4384	8,488368	33,95	305,824
2	3,9	8,72	0	0,2	0,9798	65,295	13,059072	63,976126	3,98	34,228	0,27	17,27355	8,72	34,7056	9,370512	33,95	332,517
3	3,9	9,18	0	0,3	0,95394	68,74	20,621952	65,573628	4,09	35,174	0,27	17,70488	9,18	37,5462	10,137474	33,95	350,058
4	3,9	9,13	0	0,4	0,91652	68,365	27,346176	62,657961	4,26	36,636	0,27	16,91765	9,13	38,8938	10,501326	33,95	348,151
5	3,9	8,6	0	0,5	0,86603	64,397	32,1984	55,769265	4,61	39,646	0,27	15,0577	8,6	39,646	10,70442	33,95	327,941
6	3,9	7,46	0	0,6	0,8	55,86	33,516288	44,688384	4,74	40,764	0,27	12,06586	7,46	35,3604	9,547308	33,95	284,469
7	3,9	5	0	0,7	0,71414	37,44	26,208	26,737508	5,57	47,902	0,27	7,219127	5	27,85	7,5195	33,95	190,663
8	2,35	0,54	0	0,8	0,6	2,4365	1,949184	1,461888	3,66	31,476	0,27	0,39471	0,54	1,9764	0,533628	33,95	12,4078
somme							151,94483			425,184		132,7509			82,633095		2721,42

Kss	3,1281213
Kas	2,14365692

a= 0,15 tangø= 0,27
 R 40
 C= 8,6
 γ¹ 1,92
 γ² 1,83
 r 35,27

Stabilité pour le cas de fin de construction Amont

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	3,27	0,82	0	-0,3	0,95394	5,1483	-1,544486	4,9111537	3,42	29,412	0,27	1,326012	0,82	2,8044	0,757188	35,27	27,237
-2	4	3,07	0	-0,2	0,9798	23,578	-4,71552	23,101236	4,09	35,174	0,27	6,237334	3,07	12,5563	3,390201	35,27	124,737
-1	4	4,96	0	-0,1	0,99499	38,093	-3,80928	37,901857	4,02	34,572	0,27	10,2335	4,96	19,9392	5,383584	35,27	201,53
0	4	6,4	0	0	1	49,152	0	49,152	4	34,4	0,27	13,27104	6,4	25,6	6,912	35,27	260,039
1	4	7,45	0	0,1	0,99499	57,216	5,7216	56,929201	4,02	34,572	0,27	15,37088	7,45	29,949	8,08623	35,27	302,701
2	4	8,09	0	0,2	0,9798	62,131	12,42624	60,875895	4,08	35,088	0,27	16,43649	8,09	33,0072	8,911944	35,27	328,705
3	4	8,3	0	0,3	0,95394	63,744	19,1232	60,8079	4,19	36,034	0,27	16,41813	8,3	34,777	9,38979	35,27	337,238
4	4	8,05	0	0,4	0,91652	61,824	24,7296	56,662632	4,37	37,582	0,27	15,29891	8,05	35,1785	9,498195	35,27	327,08
5	4	7,28	0	0,5	0,86603	55,91	27,9552	48,419827	4,62	39,732	0,27	13,07335	7,28	33,6336	9,081072	35,27	295,794
6	4	5,89	0	0,6	0,8	45,235	27,14112	36,18816	5,01	43,086	0,27	9,770803	5,89	29,5089	7,967403	35,27	239,317
7	4	3,7	0	0,7	0,71414	28,416	19,8912	20,293083	5,55	47,73	0,27	5,479132	3,7	20,535	5,54445	35,27	150,335
8	2,37	0,38	0	0,8	0,6	1,7292	1,3833216	1,0374912	3,6	30,96	0,27	0,280123	0,38	1,368	0,36936	35,27	9,14808
somme							108,411			438,342		123,1957			75,291417		2603,86

Kss	4,48521204
Kas	2,80245107

a= 0,15 tangø= 0,27
 R 45
 C= 8,6
 γ¹ 1,92
 γ² 1,83
 r 39,3

Stabilité pour le cas de fin de construction Amont

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	3,61	1,72	0	-0,3	0,95394	11,922	-3,576499	11,372543	5,1	43,86	0,27	3,070587	1,72	8,772	2,36844	39,3	70,2782
-2	4,5	4,26	0	-0,2	0,9798	36,806	-7,36128	36,06276	4,59	39,474	0,27	9,736945	4,26	19,5534	5,279418	39,3	216,974
-1	4,5	6,28	0	-0,1	0,99499	54,259	-5,42592	53,987222	4,52	38,872	0,27	14,57655	6,28	28,3856	7,664112	39,3	319,858
0	4,5	8,06	0	0	1	69,638	0	69,6384	4,5	38,7	0,27	18,80237	8,06	36,27	9,7929	39,3	410,518
1	4,5	9,19	0	0,1	0,99499	79,402	7,94016	79,003594	4,52	38,872	0,27	21,33097	9,19	41,5388	11,215476	39,3	468,072
2	4,5	9,93	0	0,2	0,9798	85,795	17,15904	84,061785	4,59	39,474	0,27	22,69668	9,93	45,5787	12,306249	39,3	505,763
3	4,5	10,14	0	0,3	0,95394	87,61	26,28288	83,574232	4,72	40,592	0,27	22,56504	10,14	47,8608	12,922416	39,3	516,459
4	4,5	9,86	0	0,4	0,91652	85,19	34,07616	78,078291	4,91	42,226	0,27	21,08114	9,86	48,4126	13,071402	39,3	502,197
5	4,5	8,99	0	0,5	0,86603	77,674	38,8368	67,267311	5,2	44,72	0,27	18,16217	8,99	46,748	12,62196	39,3	457,886
6	4,5	7,42	0	0,6	0,8	64,109	38,46528	51,28704	5,63	48,418	0,27	13,8475	7,42	41,7746	11,279142	39,3	377,921
7	4,52	4,36	0	0,7	0,71414	37,838	26,486477	27,021611	8,89	76,454	0,27	7,295835	4,36	38,7604	10,465308	39,3	223,054
somme							172,8831			491,662		173,1658			108,986823		4068,98

Kss	3,21512616
Kas	2,11101651