

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET :

**ETUDE D'UNE RETENUE COLLINAIRE
SUR OUED BOUKERKAR COMMUNE DE M'GHILA
(W.TIARET)**

PRESENTE PAR :

MABROUKI TAKI EDDINE

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
B.BENLAOUKLI	Maître de conférences (A)	Président
M.D. BENSALAH	Maître Assistante (A)	Examineur
N.SAIL	Maître Assistant (A)	Examinatrice
A.ZEROUAL	Maître Assistante (A)	Examineur
A.ADDOU	Maître Assistante (A)	Promotrice

juin - 2016

Remerciement

*Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont apportés
un soutien pour l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude,
particulièrement ma famille*

*Toute ma gratitude pour mon promotrice M^{me} ADDOU ·A pour
ses judicieux conseils ainsi que ses disponibilités tout au long de
l'élaboration de ce travail*

*Mon respect s'adresse aux membres de jury qui me feront
l'honneur d'apprécier ce travail*

*Je tiens à présenter par occasion tout mon respect à tous les
enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire
jusqu'au cycle universitaire*

*Je n'oublie pas non plus tous mes amis qui m'aiment et les
membres de ma famille qui m'ont toujours encouragé pour
atteindre mes objectifs.*

T·MABROUKI

Dédicace

Je dédie ce travail :

*Avant tout à mes chers parents, qui
m'ont soutenue durant toutes ces
années de formation.*

*A toute les meilleures personnes qui m'aiment et
qui m'aident dans ma vie*

A mes frère KHALIL et AMINE.

*A tous mes amies et toute ma famille de
l'E.N.S.H.*

*Et a toute la promotion 2015/2016
de l'hydraulique*

T.MABROUKI

ملخص:

مع تزايد طلب المياه الصالحة لسقي الأراضي الزراعية، رأت الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات ضرورة إنشاء السدود والتي تعتبر من أكبر خزانات المياه التي تستعمل في هذا الميدان. من بين هذه السدود سد واد بوكركر ولاية تيارت حيث قمنا في هذا العمل بدراسة هذا الواد دراسة تقنية شاملة (دراسة جيولوجية و هيدرولوجية ...). هذه الدراسة مكنتنا من تصميم السد الذي يبلغ ارتفاعه 14.29 متر ذو سعة تقدر بـ 0.123 مليون متر مكعب من أجل سقي ما يقارب 39 هكتار من الأراضي الفلاحية.

Résumé :

Vu la demande des eaux potables pour irriguer les terres agricoles l'Agence Nationale des Barrages et des transferts a pensé à construire des Barrage qui représentent les grands réservoirs utilisés dans ce domaine.

Parmi ces barrages, citons le Barrage d'oued Boukerkar (w. TIARET) dont nous avons étudié à travers ce travail du point de vue technique (étude Géologique et hydrologique ...). Cette étude nous a permis de dimensionner ce barrage avec une hauteur de 14.29 m et une capacité de 0.123 Mm³ afin d'irriguer 39 ha des terres agricoles voisines.

Abstract :

With the increasing potable water demand for irrigation of agricultural land , which is the National Agency for dams and transfers the need for the construction of dams and one of the largest water tanks in Algerian .

Among these dams dam of ravine boukerkar (S. TIARET) that we have studied in this work this ravine comprehensive technical study (study of geological and hydrological.....).

This enabled us to study the design of the dam with a height of 14.29 meters with a capacity estimated at 0.123 million cubic meters for watering nearly 39 hectares of agricultural land.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : ETUDE TOPOGRAPHIQUE

I. Introduction.....	1
I.1. Condition de choix du site d'un barrage.....	1
I.2. Choix de l'axe du barrage.....	2
I.3. Situation géographique.....	5
I.4. Climat.....	5
I.5. Conclusion.....	5

Chapitre II: ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

II. Introduction.....	6
II.1. Etude géologique.....	6
II.1.1. Introduction géologique	6
II.1.2. Géomorphologie.....	6
II.1.3. Analyse lithostratigraphique.....	7
II.1.4. Stratigraphie.....	7
II.1.5. Géologie du site.....	9
II.1.5.1. Formations du site de la retenue.....	9
II.1.5.2. Stabilité des terrains de site de la retenue.....	10
II.1.6. Matériaux de construction.....	10
II.1.7. Sismicité de la région.....	11
II.1.7.1. Classification des zones sismiques.....	11
II.1.7.1.2. Coefficient d'accélération de la zone d'étude.....	12
II.2. Etude géotechnique.....	13
II.2.1. Travaux de reconnaissance.....	13
II.2.2. Au niveau du site de la retenue.....	14
II.2.3. Essais de laboratoire.....	14
II.2.4. Résultats des essais de laboratoire et leurs interprétations.....	15
II.2.5. La granulométrie	17

II.2.6.Conclusion	19
-------------------------	----

Chapitre III : ETUDE HYDROLOGIQUE

III.Introduction.....	20
III.1. Le complexe du bassin versant.....	20
III.1.1. Caractéristiques morphologiques du bassin versant étudié.....	20
III.1.2.Caractéristiques hydrographiques de bassin versant.....	29
III.1.3 Calcul du temps de concentration du bassin versant.....	31
III.2.Caractéristiques climatiques du bassin versant.....	34
III.2.1.Températures.....	34
III.2.2. Humidité de l'air	35
III.2.3.L'évaporation.....	36
III.3.Etude des précipitations.....	36
III.3.1 Les précipitations maximales journalières	37
III.3.2.Etude des pluies de courtes durées et leurs intensités.....	40
III.3.3 Evaluation des apports.....	44
III.3.3.1. Apports moyens interannuels.....	44
III.3.4. Caractéristiques de l'écoulement.....	45
III.3.5. Répartition mensuelle de l'apport 80 % :.....	46
III.3.6.Apports solides et l'estimation du volume mort.....	47
III.4. Etude des crues	48
III.4.1. Détermination des débits maximaux fréquentiels par les formules empiriques.....	48
III.4.2. Détermination des hydrogrammes de crues probables par les méthodes de Sokolovski.....	50
III.4.3.Choix de la crue de projet	54
III.4.4 Calcule du volume de la crue	54
III.4.5 Régularisation de l'écoulement.....	56
III.4.5.1.Courbes caractéristiques de la retenue	56
III.4.5.2 Détermination de la garantie de la restitution :.....	60
III.4.5.3 Détermination des besoins :.....	60
III.4.5.4 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	60
III.4.5.5 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)	61
III.4.6.Conclusion.....	63

III.5 Laminage des crues :.....	63
III.5.1. Etude d'optimisation :.....	68
III.5.2.Calcul de la revanche	68
III.5.3 Largeur en crête :.....	69
III.5.4.Calcul des coûts.....	70
III.5.4.1.Calcul du coût approximatif de la digue	70
III.5.4.2. Calcul du coût de l'évacuateur de crues	71
III.6.Conclusion :.....	74
III.9.4 Laminage pour un déversoir de largeur $b=24m$	75
III.10.Conclusion.....	77

Chapitre IV : ETUDE DES VARIANTES

IV. Introduction	78
IV.1.a Avantages des digues en terre	78
IV.1b Inconvénients des digues en terre	78
IV.2. Le choix du site de la retenue.....	78
IV.3. Le choix du type de barrage	78
IV.4. Les variantes à choisir	79
IV.5.Fixation du choix définitif du type de barrage.....	81
IV.5.1.Etude comparative	82
IV.5.2- Cote en crête du barrage	82
IV.6. Conception de la digue.....	82
IV.6.1.Largeur en crête.....	82
IV.6.2. Pente des talus.....	82
IV.6.3.Volume du corps du barrage.....	83
IV.6.4. Protection des talus.....	83
IV.6.5. Protection de la crête	86
IV.6.6. Le noyau pour la deuxième variante.....	86
IV.6.7. Clé d'étanchéité	86
IV.6.8. Etanchéité de la fondation.....	87
IV.6.9.le drainage du barrage.....	87
IV.7.Evaluation du prix total des différents matériaux.....	88

IV.8.Conclusion.....	90
----------------------	----

Chapitre V : ETUDE LA VARIANTE DE LA RETENUE

V. Introduction.....	91
V.1. Dimensionnement	91
V.1.1. la revanche du barrage.....	91
V.1.2. largeur en crête	91
V.1.3. Pentes des talus.....	91
IV.1.4. Etanchéité de la fondation.....	92
V.1.5. les drains et les filtres	92
V.2. Dimensionnement de prisme	97
V.2.1. Dimensionnement du drain tapis	97
V.2.2. Epaisseur du drain.....	97
V.3. Etude des infiltrations.....	98
V.3.1.Objectif de calcul d'infiltration	98
V.3.2. Positionnement de la ligne de saturation.....	98
V.3.3. Calcul du débit de fuite par infiltration.....	99
V.3.4. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage.....	101
V.4. Etude de stabilité.....	103
V.4.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus).....	103
V.4.2. Stabilité des talus	103
V.4.3. Méthode de FELLENIUS.....	104
V.4.4. Conséquences de l'instabilité des talus	105
V.4.5. Ordre de calcul (Méthode des tranches)	105
V.4.7.Calcul des forces appliquées à chaque tranche.....	107
V.4.9.Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement	109
V.5.Conclusion	110

CHAPITRE VI : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

VI.Introduction.....	111
VI-2- Les évacuateurs de crues	111
VI-2-1- Critères de choix de l'évacuateur de crue	111
VI-2-2- Différents types des évacuateurs de crues.	111
VI-2-3 Choix de la variante	113
VI-2-4 Dimensionnement de l'évacuateur de crue:	113
VI.3 Ouvrage de vidange:	124
VI.3.1. Calcul hydraulique :	125
VI.4. La prise d'eau:	127
CONCLUSION.....	128

CHAPITRE VII : ORGANISATION DU CHANTIER

VII. Introduction	129
VII.1. Installation de chantier.....	129
VII.2. Ordre d'exécution des travaux	130
VII.3. Successions des opérations du chantier	130
VII.4. Besoins mécaniques des principaux travaux	130
VII.5 Planification	133
VII.5.1 Définition :	133
VII.5.2 Techniques de la planification :	133
VII.5.2.1 Méthodes basées sur le réseau :	133
VII.5.2.1.1 Définition du réseau :	133
VII.5.2.1.2 Construction du réseau :	134
VII.5.2.1.3 Différentes méthodes basées sur le réseau :	134
VII.5.2.1.3.1 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :	134
VII.5.2.1.3.2 Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technic):	134
VII.5.2.1.3.3 Methode P.D.M (Procedure Diagram Method):	134
VII.5.2.2 Méthodes basées sur le graphique :	135
VII.5.2.2.1 Méthode linéaire (ligne of balance technico):	135
VII.5.2.2.2 Methode à barre :	135

VII.5.2.3 les étapes de la planification	135
VII.5.2.3.1 la collecte d'informations	135
VII.5.2.3.2 la décomposition du projet	135
VII.5.2.3.3 relations entre les tâches	135
VII.5.2.3.4 choix de la méthode de calcul	135
VII.5.3 les paramètres de la méthode C.P.M	135
VI.5.3.1) Chemin critique (C.C) :.....	136
VII.5.3.2 Attribution des durées de chaque opération	136
VII.5.4 Les plannings :.....	136
VII.5.4.1 Plan de travail au plus tôt	136
VII.5.4.2 Plan de travail au plus tard (PTPP).....	136
VII.5.4.3 Plan de travail intermédiaire	137
VII.6 Délai de construction et programme des travaux	137
VII.7 Symboles des différentes opérations :.....	137
VII.Conclusion:	140

CHAPITRE VIII : PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

VIII. Introduction	143
VIII.1. Conditions dangereuses dans le chantier	143
VIII.2. Actions dangereuses	144
VIII.3. Cause des accidents de travail	144
VIII.3.1. Causes humaines	144
VIII.3.2. Causes techniques	144
VIII.4. Causes des maladies professionnelles	144
VIII.5. Mesures préventives	145
VIII.6. Méthode et moyens de prévention	145
VIII.7. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation	146
VIII .5. Conclusion.....	147

CONCLUSION GENERALE

Liste des Tableaux

Tableau.II.1: Coefficients d'accélération du séisme.....	12
Tableau.II.3: Tableau récapitulatif des résultats des essais de compressibilité.....	16
Tableau.II.4: récapitulatif des résultats des essais de consolidation et perméabilité	16
Tableau.II.5: les calculs des courbes granulométriques pour n=0.25.....	18
Tableau.II.6: les calculs des courbes granulométriques pour n=0.4.....	18
Tableau III.1 : Répartition de la courbe hypsométrique du bassin versant.....	25
Tableau III.1 : Répartition de la courbe hypsométrique du bassin versant.....	26
Tableau III.2. Détermination de la pente de Roche Ip.....	28
Tableau III.3 : Récapitulatif de mesures des longueurs des courbes de niveaux.....	29
Tableau III.4: Classification du relief.....	29
Tableau III.5 : Résultats de calcul du temps de concentration.....	33
Tableau III.6 : Récapitulatif des caractéristiques physiographiques du bassin versant.....	34
Tableau III.7: Températures minimales moyennes mensuelles (1990-2008).....	34
Tableau III.8: Humidité relatives moyennes mensuelles (Station : Tiaret).....	35
Tableau III.9 : Valeurs moyennes de l'évaporation mensuelle (Evaporomètre :Colorado)...	36
Tableau III.10: Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL.....	38
Tableau III.11: Récapitulatif des résultats.....	38
Tableau III.12: Résultat de l'ajustement à la loi de log normal.....	39
Tableau III.13: Récapitulatif des résultats.....	40
Tableau III.14 : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence.....	41
Tableau III.15 : les pluies de courte durées et l'intensité de différentes fréquences	42
Tableau III.16 : l'Apport moyenne interannuelle.....	44
Tableau III.17: Tableau récapitulatif des caractéristiques de l'écoulement.....	45
Tableau III.18 : Caractéristiques de l'écoulement.....	45
Tableau III.19 : l'Apport fréquentielle.....	46
Tableau III.20 : Moyennes mensuelles des apports de fréquence 80%.....	46
Tableau III.21 : Calcul du volume mort.....	47
Tableau III.22: récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.....	48
Tableau III.23 : Récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.....	49
Tableau III.24 : Récapitulatif des résultats de la formule de D'ALEXEEV.....	49
Tableau III.25 : Récapitulatif des résultats de la formule Terraza.....	50

Tableau III.26 : Récapitulatif des résultats de débit de crue.....	50
Tableau III.27 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ	51
Tableau III.28 : Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour.....	52
Tableau III.29 : Caractéristiques topographiques de la retenue.....	57
Tableau III.30 : Estimation des besoins mensuels pour l'irrigation :.....	60
Tableau III.31 : Calcul de volume utile sans tenir compte des pertes.....	61
Tableau III.32 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.....	62
Tableau III.33 : Données initiales.....	65
Tableau III.34 : Données de base pour la méthode de Kotcherine.....	65
Tableau III.35 : Calcul de laminage de crue par la méthode de Kotcherine.....	66
Tableau III.36 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue.....	67
Tableau II.37 : Résultat Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.....	67
Tableau III.38 : Calcul de la hauteur de la retenue.....	69
Tableau III.39 : Calcul de largeur en crête.....	69
Tableau III.40 : coût de la digue.....	70
Tableau III.41 :Les calcule est dans le tableau suivant :.....	71
Tableau III.42 : coût de déversoir.....	72
Tableau III.43 : coût de coursier.....	72
Tableau III.44 : coût totale du barrage.....	73
Tableau III.45 : Caractéristiques du barrage.....	74
Tableau III.46 : Les volumes et les débits déversants.....	75
Tableau III.47 : Laminage de crue (b =24 m).....	76
Tableau IV.1 : Valeurs indicatives des pentes des talus.	82
Tableau .IV.2 :L'épaisseur min de la couche d'enrochement.....	87
Tableau IV.4 : Caractéristiques du noyau.....	86
Tableau IV.5 : Coût de la digue (1ère variante) :.....	89
Tableau IV.6 : Coût de la digue (2ème variante) :.....	89
Tableau IV.7 : Coût de la digue (3ème variante) :.....	90
Tableau V.1 : Valeurs de D5, D17, n0 et n.....	96
Tableau .V.2 : épaisseur minimal de drain (Gérard DEGOUTTE ,1997).....	97
Tableau. V.3 : Coordonnées de la parabole de KOZENY	99
Tableau .V.4 : Classification des barrages	101
Tableau .V.5 : Gradient admissible à travers le remblai terreux.....	101
Tableau .V.6 : Gradient admissible pour les fondations d'un remblai :.....	102

Tableau .V.7 : Détermination de coefficient de sécurité.....	102
Tableau .V.8: Coefficient de stabilité admissible des talus.....	105
Tableau .V.9: les différentes valeurs de K_1 ET K_2	106
Tableau .V.10: Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	110
Tableau VI.1: Coordonnées de la nappe déversante.....	115
Tableau VI.2: Les données de départ.....	119
Tableau VI.3: Ligne d'eau à pas d'espace de 5 m.....	120
Tableau VI.4 : Le temps de vidange.....	125
Tableau VII.1 : symboles des opérations.....	137
Tableau VII.2 : devis estimatif.....	139
Tableau VIII.1 : Plan de sécurité.....	147

Liste des figures

Figure I.1 : choix de l'axe de la digue.....	2
Figure I.2 : Localisation de la zone d'étude sur la carte d'Etat-major a 1/50000.....	3
Figure I.3 : Localisation de bassin versant et la retenue collinaire(google earth).....	3
Figure I.4 : localisation de la commune M'GHILA (établie par ARC-GIS).....	4
Figure.II.1 : Carte Géologique à échelle 1:500000. Wilaya de Tiaret.....	11
Figure II. 2 : Le zonage sismique (Région hydrographique Cheliff Zahrez).....	12
Figure III.1 : Le bassin versant.....	21
Figure III.2 : Rectangle équivalent du bassin étudié (établi par Autocad).....	24
Figure III.3 : Carte des reliefs du bassin versant oued boukerkar (établi par ArcGis).....	24
Figure.III.4 : Délimitation du bassin versant.....	25
Figure III.5 : Courbe hypsométrique du bassin.....	26
Figure III.6 : Carte de la Ponte (établi par ArcGis).....	27
Figure III.7 : Réseau hydrographique du bassin versant.....	30
Figure III.8 : Répartition mensuelle de la température de l'air.....	35
Figure III.9 : Variation mensuelle d'humidité.....	35
Figure III.10 : Répartition mensuelle de l'évaporation.....	36
Figure.III.11 .Ajustement a la loi de GUMBEL.....	36
FIGURE.III.12 .Ajustement a la loi de log normal.....	40
Figure III.13 : intensité différentes fréquences.....	43
Figure III.14 : La courbe des pluies de courte durée.....	43
Figure III.15 : Répartition mensuelle des apports de fréquence 80%.....	47
Figure.III.16 : Hydrogrammes des crues pour déférentes périodes de retour.....	53
Figure III.17 : Hydrogramme synthétique de la crue centennale.....	55
Figure III.18 : Courbe Capacité Hauteur	58
Figure III.19 : Courbe Surface hauteur	59
Figure III.20 : Laminage de crue de projet par la méthode de Kotcherine.....	66
Figure.III.21 : variation des déférents couts en fonction de largeur de déversoir.....	73
Figure III.22 : Courbe des débits déversant.....	75
Figure III.23 : Hydrogramme des débits entrants et sortants.....	77

Figure IV.01 : barrage en terre homogène	80
Figure IV.02 : barrage en terre zoné	80
Figure V.1 : Schéma de calcul de la ligne de saturation	99
Figure V.02 Forces exercées par une tranche de sol.....	104
Figure V.3 : Zone du centre du cercle critique selon principe de Fondeev.....	106
Figure.VI.1 .Profil de deversoir.....	116
Figure.VI.2 :La ligne d'eau dans la coursier.....	120

Liste des planches

Planche n°1 : Vue en plan de l'aménagement sur oued boukerkar (w.tiaret).

Planche n°2 : coupes types de la digue pour les trois variantes.

Planche n°3 : Schéma de calcul de stabilité de la digue

Planche n°4 : coupe géologique suivant l'axe de la digue sur oued boukerkar W.TIARET

Planche n°5 : profil en long de l'évacuateur de crues de la digue d'un retenue collinaire sur oued boukerkar (w.tiaret)

Planche n°6 : Plannings des travaux d'exécution

Introduction générale

L'eau est une ressource rare et précieuse, indispensable pour tout développement économique, agricole ou industriel, elle est la source de la vie, sa demande est en croissance permanente.

En Algérie, les ressources en eau sont insuffisantes et mal réparties. Dans ce cas, il est indispensable de mobiliser cette ressource afin de la réutiliser durant les périodes sèches. L'irrigation des terres agricoles reste le secteur le plus consommateur en eau.

C'est dans ce contexte que l'Algérie a lancé dans le cadre de la PMH (Petite et Moyenne Hydraulique) un programme de retenues collinaires visant la réalisation de plus de 300 retenues dans le Nord de l'Algérie. Ce programme ambitieux aura un impact positif sur l'agriculture, puisqu'il vise en premier lieu l'irrigation des terres agricoles dans les zones reculées.

La wilaya de TIARET est reconnue pour ses terres agricoles très riches, cependant, par manque d'ouvrages de mobilisation, l'irrigation n'est pas pratiquée dans ces régions.

Dans ce cas, la Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de TIARET a bénéficié d'un nombre de projets de réalisation d'aménagements hydrauliques, parmi lesquels la réalisation de retenues collinaires destinées à l'irrigation.

C'est dans ce contexte que s'inscrit ce mémoire de fin d'étude, où on détaillera l'étude de la retenue d'oued boukerkar dans la commune de m'ghila.

Le mémoire est axé sur :

- 1 - Une synthèse topographique qui permet de connaître le relief de zone d'étude
- 2 - Une synthèse géologique et géotechnique assez poussée pour caractériser la faisabilité du site du point de vue stabilité géologique et propriétés du sol.
- 3- Une étude hydrologique pour quantifier les apports et estimer la capacité de l'ouvrage.
- 4- Le chapitre suivant sera consacré à l'étude des variantes nécessaires pour optimiser les dimensions de la retenue, en particulier l'évacuateur de crues.
- 5- On consacrera un chapitre pour l'analyse des variantes de la digue ainsi que les calculs détaillés des filtres et de stabilité.
- 5- On détaillera les ouvrages annexes ainsi que leurs caractéristiques et les variantes choisies.

En fin, dans le dernier chapitre, on abordera la problématique de l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux et un chapitre pour la sécurité de travail durant le projet .

CHAPITRE I
ETUDE
TOPOGRAPHIQUE

Chapitre I : Etude Topographique

I. Introduction

Pour la réalisation d'une retenue collinaire, il est nécessaire avant tout de bien examiner les objectifs qui en découlent pour les caractéristiques de l'ouvrage à concevoir et son implantation, en tenant compte de la bonne connaissance des conditions géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

L'étude nous impose plusieurs variantes de choix des axes de l'implantation du barrage, on devra choisir la meilleure solution de point de vue économique et technique.

I.1. Condition de choix du site d'un barrage

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

- Garantir la quantité d'eau qui sera piégée dans la retenue ;
- Bonne géologie pour l'emplacement du barrage et de la retenue ;
- Un resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite, d'où le Volume du barrage sera minimum.
- Choisir l'emplacement rapproché et facile des zones d'accès existantes, afin d'éviter La création d'autres voies pour les engins et la main d'œuvre.
- Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.
- Eviter des fortes pentes pour satisfaire la capacité de la retenue et surtout la respecter.
- L'axe de la retenue, comme verrou topographique majeur, délimitera à l'aval, une retenue qui sera entièrement contenue dans la large vallée creusée par l'érosion fluviale, Cet encaissement et la faible pente de Boukerkar ainsi une extension plus linéaire que latérale des aires qui sont inondables au futur, Ce qui est avantageux.

I.2. Choix de l'axe du barrage

Cette retenue fait partie des sites classés potentiellement à travers la wilaya.

L'Oued Boukerkar reçoit principalement ses eaux des versants Nord et Sud respectivement à partir du Djebel Guedel (1092m) au Nord et Djebel El Harrouch (863m) à l'Est.

L'altitude moyenne et minimale sont respectivement de l'ordre de : (778.20 et 480) m, les réseaux hydrographiques sont importants avec deux principaux oueds (oued Boufares et oued Achouchi).

L'axe de la digue est implanté dans un resserrement de vallée favorisant ainsi une longueur en crête appréciable.



Figure I.1 : choix de l'axe de la digue

La cuvette est sillonnée par un oued principal dénommé Oued Boukerkar caractérisé par réseau hydrographique assez dense sillonnant tout le territoire de la commune de M'Ghila dans lequel se jettent différents cours d'eau.

La retenue a pour objet la mobilisation des eaux de surface entrant dans le cadre de l'irrigation des terres agricoles très fertiles avoisinantes, l'écoulement est quant à lui temporaire en provenance des sources réparties le long du cours d'eau principal.

L'ouvrage se situe dans les coordonnées Lambert :
($X=385.463$ km; $Y=258.680$ km ; $Z=581.37$ m), extrait de la carte d'état-major à l'échelle (1/50000), éloigné à environ de 3 kilomètres à l'Est du chef-lieu de la commune.

Pour l'étude de faisabilité d'une retenue collinaire, un premier diagnostic permet la mise en évidence des facteurs et paramètres géographiques et physiques contribuant à la formation du ruissellement.

On se contente de traiter dans ce chapitre des conditions physiques et morphologiques les plus importantes dans les limites du bassin versant considéré.

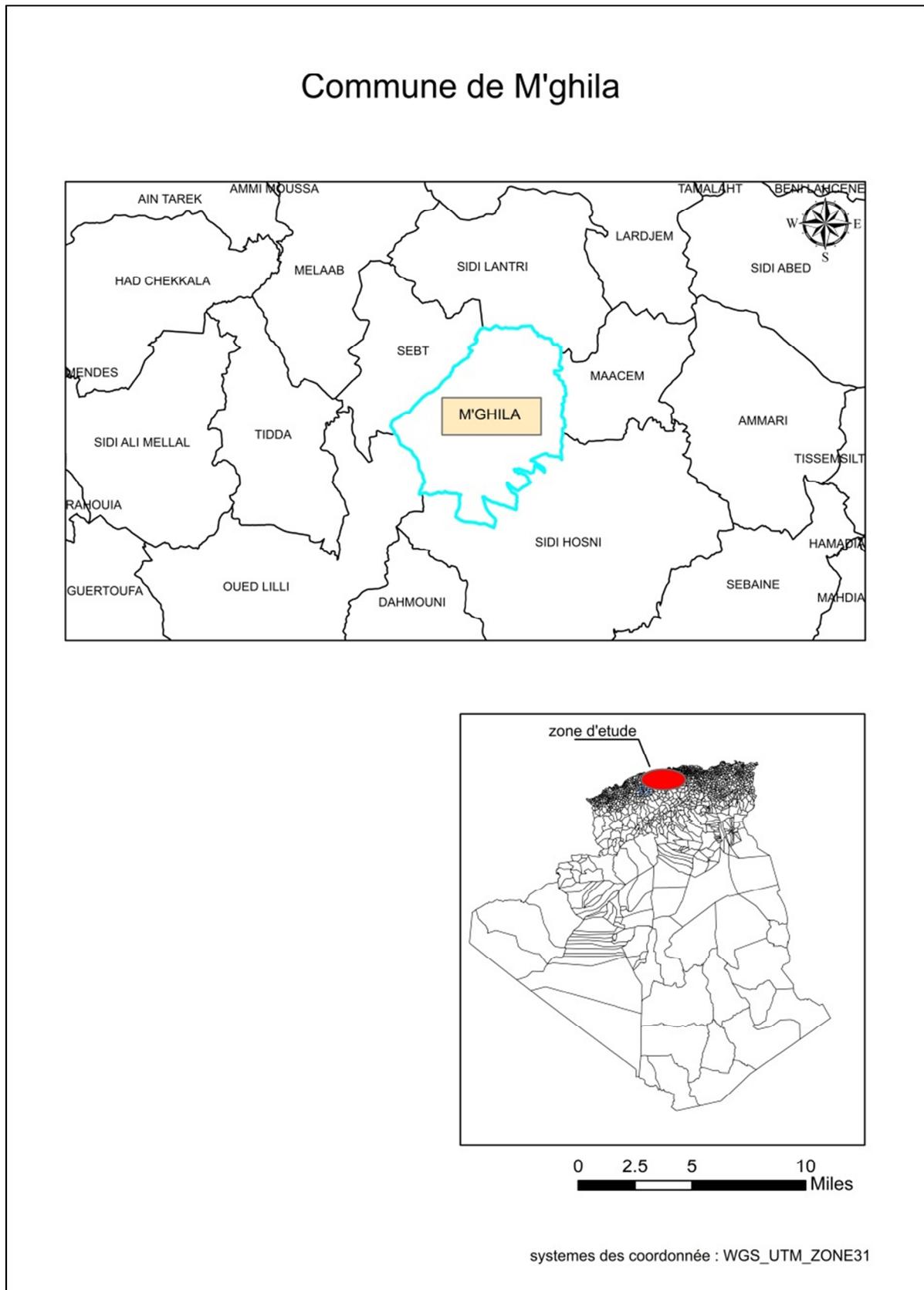


Figure I.4 : localisation de la commune M'GHILA (établie par ARC-GIS)

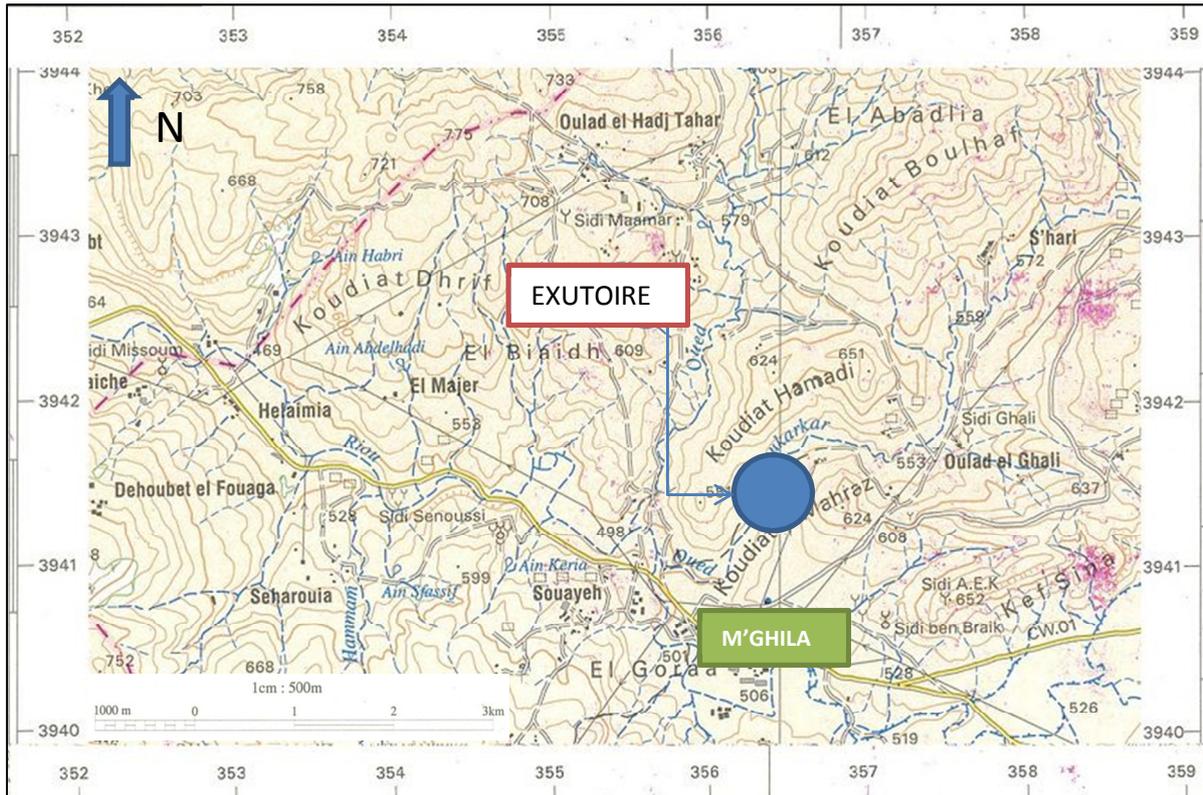


Figure I.2 : Localisation de la zone d'étude sur la carte d'Etat-major a 1/50000

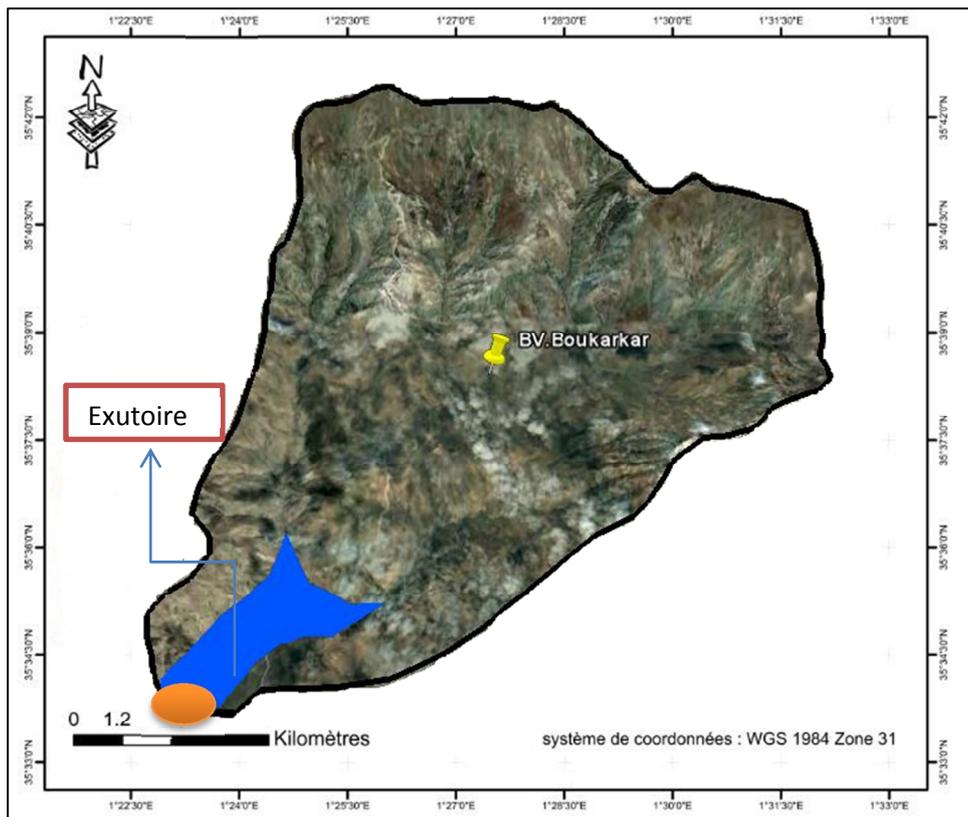


Figure I.3 : Localisation de bassin versant et la retenue collinaire(google earth)

I.3. Situation géographique

Le site de la retenue collinaire se situe sur l'Oued boukerkar dans la commune d'MGHILA, qu'elle est limitée administrativement comme suit :

- ✓ Au Nord, la commune de SIDI LANTRI ;
- ✓ Au Sud, la commune de SIDI HOSNI ;
- ✓ A l'Est, la commune de MAACEM ;
- ✓ A l'Ouest, la commune SEBT ;

I.4. Climat

Le climat dans la région est du type méditerranéen continental spécifique aux monts de l'Ouarsenis par des hivers rigoureux, pluvieux et des étés chauds et secs.

La moyenne des précipitations annuelles sur la dépression centrale tourne autour de 350 à 400 mm. Son climat est chaud et sec en été, froid et pluvieux en hiver.

Les températures varient entre 16°C et 20°C de Mai à Septembre et de 6°C à 9°C de Janvier à Mars.

I.5. Conclusion

D'après la morphologie du site et les paramètres topographiques, Oued Boukerkar peut dans son lit contenir un ouvrage de retenue collinaire.

Chapitre II

Etude géologique et géotechnique

II. Introduction

Les études géologiques et géotechniques établies sur le site de la digue nous permettent de recommander les types des ouvrages les mieux adaptés à implanter en fonction de la nature du sol et de ses caractéristiques, ainsi la disposition en qualités et en quantités des matériaux de construction au voisinage du site.

Dans ce qui suit, seront présentées les principales données de base qui sur le plan géologique, sont relevées à travers une analyse des données cartographiques disponibles et une reconnaissance visuelle in situ dans l'aire d'étude qui s'étend sur une bonne partie de la vallée successivement seront présentées de manière sommaire.

II.1. Etude géologique

II.1. Introduction géologique

La région dans lequel se situe la retenue collinaire sur Oued Boukerkar appartient à la partie du Tell méridional qui est limité au Nord par la dépression du Chéelif et au sud par les hauts plateaux. Il s'agit plus précisément d'une portion méridionale et à forte élévation transversale du Tell où apparaissent entre les dépôts miocènes du Chéelif, plio-quadernaires des hautes plaines. Les terrains tertiaires et crétacés très tectonisés n'apparaissent pas encore au bouclier africain mais à la frange méridionale du bourrelet liminaire qui le limite dans le nord. Dans cette région subsiste une faible couverture végétale qui disparaît brutalement au sud pour laisser place aux régions subarides de la bordure sud-tellienne. Quelques belles forêts s'accrochent encore aux hauts reliefs qui créent un pays montagneux d'accès difficile et pauvre. Du point de vue tectonique, la région des massifs de L'Ouarsenis occidental présente une structure en écailles et même la nappe extrêmement complexe. Les phases de leurs structures aux chaînes telliennes s'échelonnent depuis le début de l'Eocène supérieur jusqu'au Miocène moyen.

II.2. Géomorphologie

L'ensemble du bassin versant de la retenue sur Oued Boukerkar est caractérisé par un relief montagneux édifié dans des terrains de l'Oligocène, Eocène inférieur et Crétacé supérieur. L'Oued Boukerkar suit sensiblement les directions principales des accidents tectoniques, ceux-ci manifestés par des terrains du Crétacé supérieur sur ceux de l'Oligocène et de l'Eocène inférieur. Le bassin versant est parcouru par de très nombreuses chaabets avec un écoulement des eaux de régime torrentiel à la faveur de pentes fortes favorisant ainsi l'apport solide des produits de démantèlement des reliefs au niveau du cours d'eau principal. L'Oued Boukerkar reçoit principalement ses eaux des versants Nord et Sud respectivement à partir du Djebel Guedel (1184m.) et Djebel El Harrouche.

- **II.3.Stratigraphie**

- **Quaternaire (q_v)** : Quaternaire Villafranchien, Sables dunaires.
- **Quaternaire Continental (q_c)** : Alluvions et dépôts de pente, limons, limons sableux,
- **Crétacé (C_s)**: Crétacé supérieur marin Schistes argileux, marnes, calcaires marneux
- **Paléogène (E_i)** : Eocène inférieur marin composé d'argiles et marnes avec des lames de calcaires de faible épaisseur, bentonites et silice.
avec des lames de calcaires durs et des quartzites en quantité subordonnée.
Sa puissance est supérieure à 200 m.
- **Miocène (m_p)** : Argiles carbonatées et sableuses, sables argileux et grès.
- **Miocène (m_m)**: moyen marin, Calcaires blancs organogènes, calcaires marneux, marnes, argiles avec de rares lames de grès micacés, des bentonites et cinérites.
- **Miocène (m_i)** : Miocène Inférieur Marin, Argile et marnes gris foncée et brunes, très
- **Crétacé moyen marin (C_m)** : Marnes schisteuses, lamellaires, dures grises alternant avec des couches de calcaires, des argilites nodulaires marneuses, des grès stratifiés quartzifères et plus rarement avec des calcaires blancs. Sa puissance est supérieure à 200 m.
- **Crétacé inférieur marin (C_i)** : Marnes et argilites grises bleuâtres, schisteuses avec des couches de grès contenant des nodules ferrugineux. En bas, une série de marnes alternées avec des couches de calcaires gris foncés, durs à grains fins. Puissance supérieure à 200 m.
sables argileux, poudingues, dépôts pétris.
- **Néogène (p_c)** :Pliocène continental. Limons sableux avec des pierres, grès à gros éléments, sable argileux, poudingues, conglomérats.
- plastiques, grès et conglomérats solides avec un ciment calcaire. **Jurassique (J_s)**:
Jurassique supérieur Est représenté par des intercalations de calcaires marneux gris , des dolomies et de gros éléments gréseux, calcaires très clairs, de couleur crème ou blanche, calcaires bleu à jaune. Vers le sommet les grès sont séparés par des passées de calcaires marneux, grès quartzeux, à grains fins friables. blanc- jaunâtres.
- **Jurassique moyen (J_m)** : Marnes à fossiles alternant avec des bancs de calcaires durs, foncés, localement, des calcaires gréseux, dolomités de puissance de 200m.
- **Jurassique inférieur (J_i)** : Calcaires massifs, gris ou bleuâtres, dolomies puissantes, calcaires blanc de porcelaine, calcaires gris foncés. La puissance est de 300 m.

II.5. Géologie du site

Toute la fondation du futur ouvrage est constituée de sédiments alluviaux récents, ils sont représentés par des fragments de roches et des graviers dans une matrice sablo argileuse de couleur caramel. Ces derniers ont une épaisseur moyenne de 3.00 mètres qui doivent être totalement excavés pour que la clé d'ancrage se repose sur les roches mères qui se trouvent au-dessous de ces sédiments, et qui sont beaucoup plus stables que ces derniers et qui sont pratiquement imperméable représentées par des argiles marneuses et des marnes de couleur vert jaunâtre. Dans la rive droite on observe des intercalations de couches de sédiments alluviaux de couleur différente et sont constitués d'argiles sableuses. Ces sédiments couvrent les argiles qui apparaissent au-dessus des marnes qui lui donnent son origine. Ces argiles pourraient être utilisées comme des matériaux de construction de l'axe de l'ouvrage. La séquence décrite précédemment se répète dans toute la rive gauche de l'ouvrage et dans la cuvette. Vers la rive droite, on observe des roches dépourvues de couverture et dans le cas de les obtenir, ces dernières ont une épaisseur moyenne de 50 centimètres.

II.5.1. Formations du site de la retenue

Selon les résultats de prospections géotechniques (puits et fouilles), les formations géologiques au niveau de l'emprise de la digue se présentent comme suit :

La rive droite

commence au fond de la vallée par une pente plus ou moins douce sur une longueur d'environ 10m, représentée par une couche de terre végétale limoneuse sous laquelle se trouve une couche d'une matrice argileuse (marne verte peu saturée) d'une épaisseur de 2.10 m, sous laquelle une autre couche de marne jaune compacte et imperméable d'une puissance de 2 m (voir coupe géologique : Axe de la digue)

La rive gauche

présente une pente douce avec la continuité du terrain du fond de la vallée (argiles) couvert par une très faible couverture de terre végétale ne pouvant dépasser 0.4m d'épaisseur constitué d'argile marneuse noire plus ou moins saturée à compacte.

Au niveau de l'axe de la digue

le terrain de fond présente une couche de 0.9 m de des dépôts caillouteux et d'oued de nature calcaire reposant sur une couche argile marneuse noire compacte.

Lors de la prospection et prélèvement d'échantillonnage, une nappe phréatique a été localisée de nature eau souterraine et de sources d'eau douce au niveau du lit d'oued ce qui justifie son

utilité pour l'irrigation.

II.5.2. Stabilité des terrains de site de la retenue

L'ensemble des terrains site et de la cuvette de la future retenue collinaire Boukerkar est formé de terrains, présentent dans l'ensemble de pentes faibles à moyennes et ne peuvent être sujets à un phénomène de glissement de terrain pouvant endommager la digue ou ses ouvrages annexes lors de la mise à eau de la retenue.

II.6. Matériaux de construction

Durant les travaux de terrain réalisés, il a été possible de localiser dans la surface une zone propice pour l'obtention des matériaux argileux nécessaires pour la construction du petit barrage. Cette zone se situe à 150 mètres en amont de l'axe dans la rive droite. Pour les matériaux d'enrochement pour la protection des talus amont et aval de la digue, ils seront extraits au niveau du lit d'oued (blocs rocheux), à défaut d'insuffisance de ceux-ci, des affleurements observés dans les crêtes des élévations situés dans la rive droite pourraient être extraits.

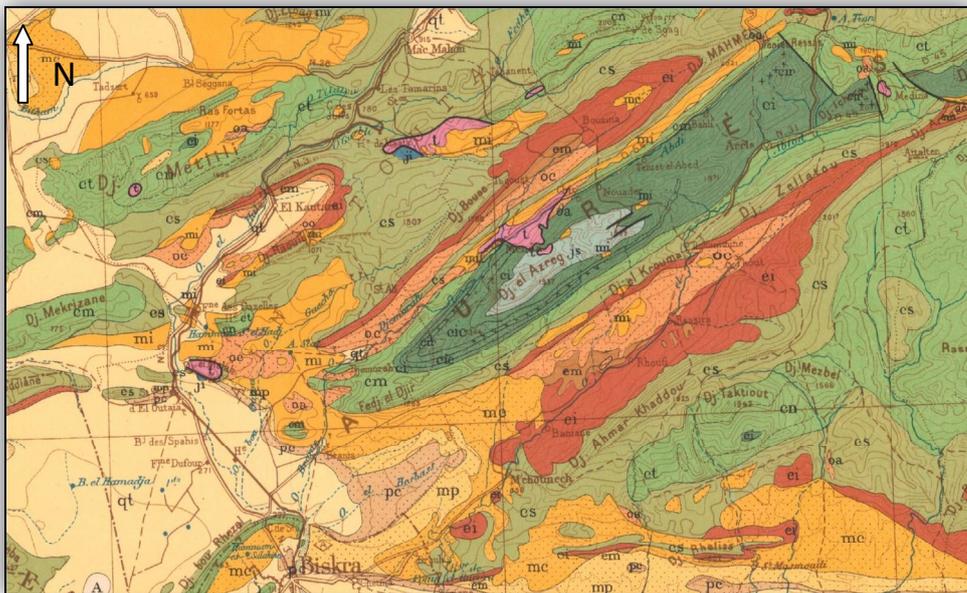


Figure.II.1: Carte Géologique à échelle 1:500000. Wilaya de Tiaret.



Extrait de la légende de la carte géologique de l'est de l'Algérie au 1/500.000

II.7.Sismicite de la région

Le risque sismique auquel est exposé tout ouvrage hydrotechnique doit être bien évalué durant la conception et la construction, notamment s'il s'agit de la conception des petits barrages et des retenues collinaires ; lesquels peuvent engendrer de grands dommages en cas d'échec. C'est pour cela que pendant la conception de ces ouvrages, on doit prendre les mesures nécessaires pour atténuer ce risque.

II.7.1.Classification des zones sismiques

En fonction de l'intensité sismique, TIARET est décomposée en trois zones sismiques.

- ✓ Zone 0- Sismicité négligeable
- ✓ Zone I - Faible sismicité
- ✓ Zone II -a- Moyenne sismicité
- ✓ Zone II -b- Moyenne à forte sismicité
- ✓ Zone III - Forte sismicité

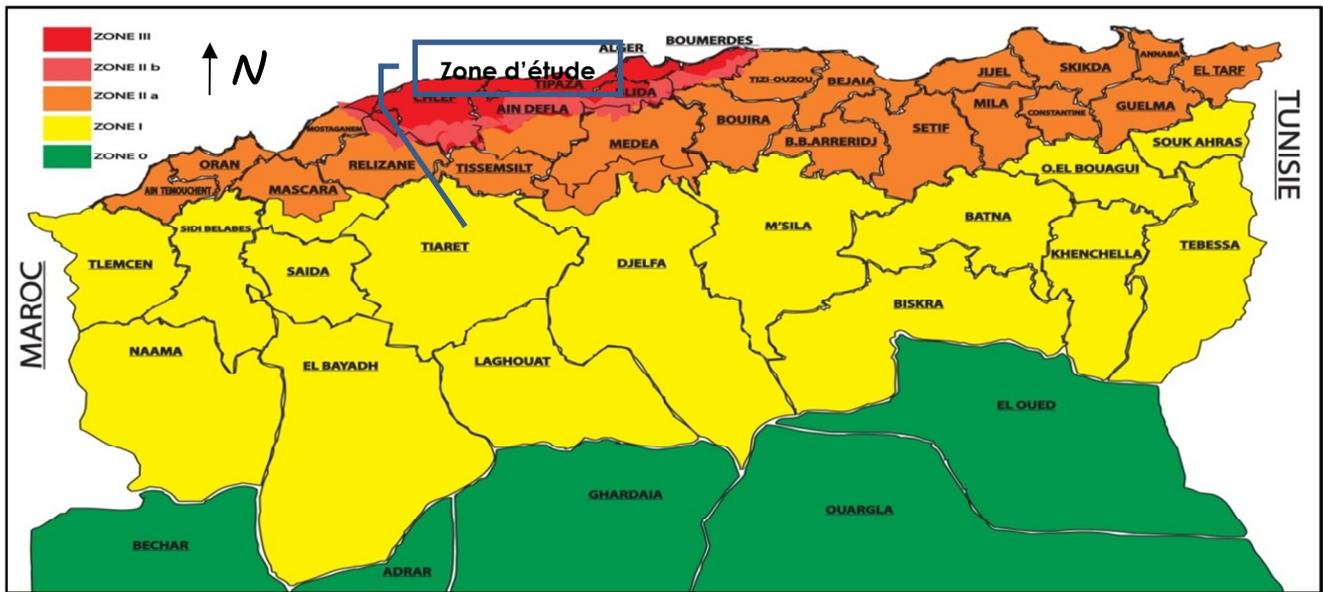


Figure II. 2 : Le zonage sismique (Région hydrographique Cheliff Zahrez).

II.7.1.2. Coefficient d'accélération de la zone d'étude

Le coefficient sismique noté A définissant la fraction de l'accélération de la pesanteur utilisée dans le calcul de stabilité des digues de barrages ou retenues collinaires peut être déterminé en fonction de la zone sismique et du degré d'usage de la structure. Il est donné à partir du tableau ci-après.

Tableau.II.1: Coefficients d'accélération du séisme.

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

Dans notre cas (Zone II-b et groupe d'usage), le coefficient d'accélération $A = 0.25g$.

II.2. Etude géotechnique

II.2.1. Travaux de reconnaissance

Les sols de fondation de la digue de la retenue Boukerkar et les matériaux nécessaires pour sa construction font l'objet de la présente étude afin de déterminer leurs caractéristiques physicomécaniques. Cette reconnaissance a nécessité une prospection directe des terrains par la réalisation d'un ensemble de fouilles à la pelle mécanique.

- Visite de site en vue de reconnaître les conditions morphologiques du terrain;
- Exécution de six puits à l'aide d'un hydrochargeur, menés à des profondeurs allant à 4.55 mètre ;
- Levé de coupes lithologiques des sous-sols rencontrés avec le prélèvement d'échantillons représentatifs pour des fins d'analyse ;
- Réalisation d'analyse et d'essais de laboratoire en vue de déterminer les caractéristiques géotechniques des couches susceptibles de contenir les fondations projetées ;
- Synthèse des résultats obtenus et rédaction du présent rapport.

II.2.2 Au niveau du site de la retenue

Afin de connaître les terrains de fondation de la digue et ouvrages annexes, les matériaux de construction de la digue, ont été réalisés les travaux suivants :

a. Au niveau de l'emprise de la digue

Ont été réalisés 03 puits P04, P05 et P06, allant de (03 à 4.5 m) de profondeur avec prélèvement d'échantillons de sols pour subir des essais géotechniques de laboratoire. (Voir coupe lithologique et levé géologique du site et de la cuvette). Les échantillons de différents types de sols ont subi des analyses au laboratoire pour déterminer leurs caractéristiques physico- mécaniques.

b. Au niveau des zones d'emprunt

La recherche des matériaux convenables pour la construction de la digue a nécessité la prospection d'une zone d'emprunt pour exploitation et une autre pour réserves. Nous avons réalisé dans ces terrains 03 puits de reconnaissances (P01, P02 et P03) à la pelle mécanique avec prise d'échantillons pour essais et analyse au laboratoire afin de déterminer leurs caractéristiques physico mécaniques.

II.2.3.Essais de laboratoire

Types d'essais et mode opératoire

Les essais d'identification et de classification ont été réalisés selon les normes NF P 94-056 du Labo Atlas Ksel qui découlent des normes ASTM :

a. Axe de la digue et ouvrages annexes

Pour les essais de laboratoire :

- Teneur en eau.
- Densité sèche.
- Degré de saturation.
- Teneur en eau de saturation.
- Limite de liquidité.
- Indice de plasticité.
- Granulométrie – sédimentométrie.

Essais mécaniques

- Essais de cisaillement à la boîte type UU
- Essais de compressibilité à l'odomètre

Analyses chimiques

- Teneur en carbonates
- Teneur en sulfates
- Teneur en matière organique

a. Zone d'emprunt

Il y'aura lieu de prospecter par fouilles à la pelle mécanique aux endroits proches du site pour les matériaux du remblai aux environs proches du site et prélèvement des échantillons pour essais de laboratoire selon le volume du remblai nécessaire pour la digue.

Les essais de laboratoire consistent en :

- Limite de liquidité.
- Indice de plasticité.
- Granulométrie – sédimentométrie.

Essais mécaniques

- Essais de cisaillement à la boîte type UU.
- Essais de compressibilité à l'odomètre.
- Essais Proctor normaux.
- Essais de perméabilité à l'odomètre.

Analyses chimiques

- Teneur en carbonates.
- Teneur en sulfates .
- Teneur en matière organique.

II.2.4. Résultats des essais de laboratoire et leurs interprétation

a. Terrains de fondation de la digue.

Selon les résultats de prospections géotechniques au niveau du site de la retenue, on a :

- Le terrain de fond est constitué d'argiles marneuses vertes à noires.
- Sur la rive gauche, ces argiles sont couvertes par une très faible épaisseur de terre végétale (voir coupe géologique) : Axe de la digue dans la partie amont.
- Sur la rive droite présente un terrain de couverture pour les argiles différentes de celle de gauche avec la présence de colluvions (galets hétérogènes à matrice argileuse) surmontés par une couche de terre végétale à cailloux et graviers.

Selon les résultats des essais géotechniques de laboratoire, ces sols appartiennent selon la classification U.S.C.S au groupe (argiles plastiques) et sont consolidés, moyennement gonflants, de bonne résistance au cisaillement Compactées.

Au vu des résultats ci-dessous, le terrain de fond de fondation de la digue présente un sol fin, dense de faible résistance au cisaillement Au compactage ce matériau présente une imperméabilité très faible

❖ Matériaux de Fondation

Densité sèche (γ_d).....	1.63 T /m3
Densité humide (γ_h).....	1.89 T /m3
Densité de saturation (γ_{sat}).....	2.04 T /m3
Angle de frottement total (ϕ_u).....	18.7(°)
Cohésion totale (C_u)	76.4 KN/m2
Angle de frottement effectif (ϕ_{ef}).....	24(°)
Cohésion totale (C_{ef})	20 KN/m2
Coefficient de perméabilité (K).....	$0.1 \cdot 10^{-6}$ m/s

❖ L'essai de compressibilité :

La valeur du coefficient de compressibilité (C_{moy} (moyen)=0.28) montre un sol assez fortement compressible.

La valeur du coefficient de gonflement ($C_g = 0.033$) montre un sol non gonflant .

Quant à la valeur de la pression de préconsolidation (P_c (moyen)=1.68 bar),elle est inférieure à la pression in situ .

Tableau.II.3: Tableau récapitulatif des résultats des essais de compressibilité

Puits	Ech	P_c	C_c	C_g
P04	E1	1.1	0.296	0.037
P05	E2	1.87	0.285	0.046
P06	E3	2.06	0.250	0.017
Moy		1.68	0.28	0.033

❖ Consolidation et perméabilité

Tableau.II.4: récapitulatif des résultats des essais de consolidation et perméabilité

Puits	Ech	M oedometrique(bar)	C_v (cm ² /s)	Perméabilité K (cm/s)
P1	E1	10.067	$21 \cdot 10^{-4}$	
P2	E2	10.877	$11 \cdot 10^{-4}$	
P3	E3	11.280	$4 \cdot 10^{-4}$	
Moy		10.742	$8.7 \cdot 10^{-4}$	

b. Matériaux de construction de la digue

L'étude géologique du bassin versant et celles des terrains concernés par la future retenue collinaire de Boukerkar ont permis de localiser deux zones d'emprunt, une destinée pour l'endiguement et une autre pour secours. Tous les essais nécessaires appliqués sur ces matériaux ont donné satisfaction.

La zone d'emprunt située au niveau du versant droit de la retenue, qui consiste en argiles. Les résultats des essais géotechniques de laboratoire se présentent comme suit :

Les résultats d'analyse de laboratoire pour les matériaux d'emprunt indiquent un sol fin appartenant au groupe CL (argile de faible plasticité) moyennement dense, de faible résistance au cisaillement. Compactées, ces argiles sont de très faible perméabilité et sont convenable pour le remblai de la digue et sont en quantité suffisante au niveau de la cuvette.

Les résultats obtenus indiquent un sol de moyenne humidité et de moyenne à forte compacité

❖ Classification des matériaux d'après Casagrande :

Limite de liquidité (W_L).....moyenne de 30%

Limite de plasticité (W_P).....15.45 à 29.73 %

Indice de consistance (I_c).....1.45 à 1.75 %

Ce sont des matériaux argileux, inorganiques, **très plastiques** et appartenant selon la classification de Casagrande à la classe CH.

❖ Matériaux de construction de la digue

Densité sèche optimale (γ_{opt}).....1.83 t/m³

Densité de construction (γ_{const}).....2.09 t/m³

Densité de saturation (γ_{sat}).....2.15 t/m³

Angle de frottement total (ϕ_u).....19.88(°)

Cohésion totale (C_u).....74.6 KN/m²

Angle de frottement effectif (ϕ_{ef}).....25(°)

Cohésion totale (C_{ef})22 KN/m²

Coefficient de perméabilité (K)..... $0.847 \cdot 10^{-7}$ m/s

II.2.5.La granulométrie

Selon la classification USCR, le le fuseau granulométrique montre que les sols sont constitués de :

- Plus de 70% de passant à 2mm.

- Plus 35% de passent à 0.100 mm

Ce qui signifie un sol régi par la fraction fine.

Nous retiendrons également que le diamètre maximum est de 5 mm

Granulométrie et perméabilité

La granulométrie idéale permettant d'obtenir un mélange compact de densité maximale est

$$P = \left(\frac{d}{D} \right)^n \text{ remblai}$$

donnée par la relation de Talbot

P : pourcentage des grains passant à un tamis donné dont l'écartement des mailles est connu ou de diamètre équivalent.

d : diamètre équivalent

D : diamètre maximal des grains

n : 0.25 à 0.40 (pour les matériaux terreux)

Application :

Le diamètre maximal des grains pour notre argile est $D_{\max}=5\text{mm}$;

Alors les calculs des courbes granulométriques sont récapitulés dans les tableaux suivants :

1-pour $n=0.25$:

Tableau.II.5: les calculs des courbes granulométriques pour $n=0.25$.

D	5	3	2	1	0.4	0.2	0.1	0.08	0.027	0.014	0.004	0.002	0.001
P	100	88	80	67	53	45	38	36	27	23	17	14	12

2-Pour $n=0.40$

Tableau.II.6: les calculs des courbes granulométriques pour $n=0.4$

D	5	3	2	1	0.4	0.2	0.1	0.08	0.027	0.014	0.004	0.002	0.001
P	100	82	69	53	36	28	21	19	12	10	6	4	3

La figure montre que le fuseau granulométrique s'écarte du fuseau idéal, mais il contient plus de 80% d'éléments inférieurs à 0.05 mm .

- Matériaux pour filtres, transitions et drains un filtre est constitué par une couche de granulométrie appropriée, devant remplir simultanément deux conditions :
 - être notablement plus perméable que le sol à protéger
 - avoir des pores suffisamment petits pour que les grains fins du sol à protéger ne puissent y passer.

A la suite des essais effectués initialement par Terzaghi puis ultérieurement par le ‘‘Corps of Engineers’’ américain des formules simples et pratiques, ont pu être établies .elles s’écrivent :

$$\frac{d_{15}^{\text{Filtre}}}{d_{85}^{\text{à protéger}}} \leq 5 \quad \frac{d_{15}^{\text{Filtre}}}{d_{15}^{\text{à protéger}}} \leq 40 \quad \frac{d_{50}^{\text{Filtre}}}{d_{50}^{\text{à protéger}}} \leq 58$$

Avec :

- d^{Filtre} : diamètre des matériaux pour le filtre.
- d^{S} : diamètre de sol protéger.

II.2.6.Conclusion

Après analyses de toutes les données géotechniques de terrain et de laboratoire effectuées sur les différents faciès évoqués ci-dessus, que ce soit au droit du site de la présente retenue collinaire (assise de fondation de la digue et ses ouvrages annexes) ou au niveau de la cuvette et ses proximités (zones d’emprunt pour la construction du barrage collinaire), On peut conclure que toutes les conditions géotechniques sont favorables pour la réalisation d’une retenue collinaire sur Oued Boukerkar commune de M’ghila-Wilaya de TIARET.

CHAPITRE III

Etude hydrologique

Chapitre III : Etude hydrologique**III.Introduction**

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle de l'eau, qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines (Roche, 1963). C'est une science particulière, car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et a pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau. L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement que sur celui de l'exploitation des systèmes.

Les études hydrologiques donc sont très indispensables. Elles permettent de connaître les potentialités et la capacité du bassin versant pour produire des écoulements, ainsi qu'évaluer, en première approximation, les paramètres pour le dimensionnement des différents objets des ouvrages annexes, leurs coûts, principalement leur capacité de stockage et les caractéristiques des ouvrages d'évacuation de crues (évacuateur de crues, etc.).

III.1. Le complexe du bassin versant

Le bassin versant d'un oued au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval (Laborde, 2009). Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. On commence par l'exutoire, et on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire.

III.1.1. Caractéristiques morphologiques du bassin versant étudié

Le site d'étude concerne le bassin versant de oued boukerkar dans la commune de M'ghila, dans la wilaya de TIARET. Les paramètres physiographiques ont été estimés en se basant sur les cartes d'état-major : RAHOUIA à échelle (1/50000). La superficie, le périmètre et la longueur des thalwegs du bassin versant ont été déterminés à l'aide du logiciel AutoCad, après numérisation de la carte d'état-major et délimitation du contour du bassin versant.

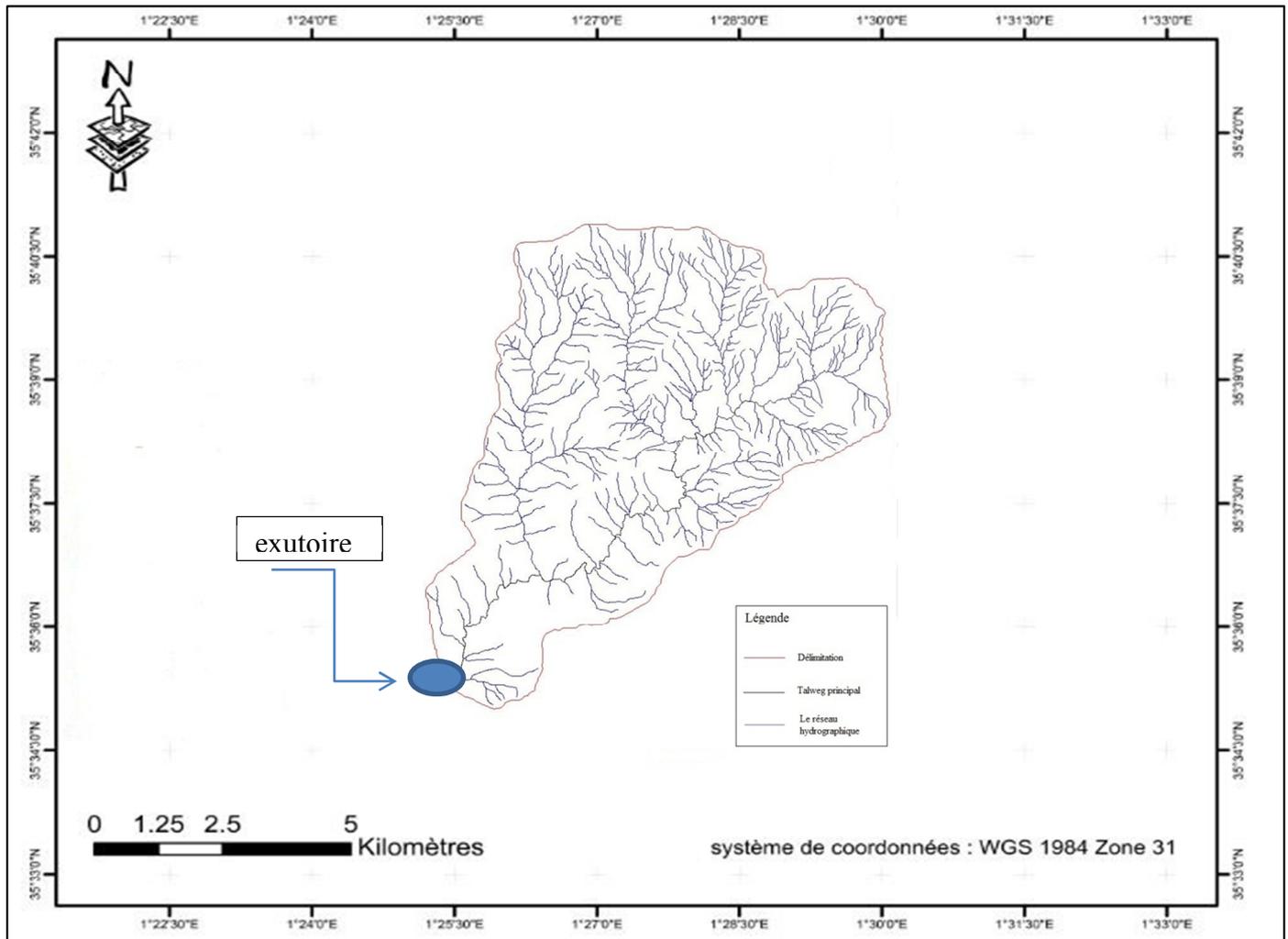


Figure III.1 : Le bassin versant de oued boukerkar

La figure III.1 illustre Le bassin versant du site sur l'Oued Boukerkar avec le réseau hydrographique de ses nombreux affluents. Le bassin versant est parcouru par deux principaux oueds (Oued Boufares et Oued Achouchi) avec un écoulement des eaux de régime torrentiel à la faveur de pentes fortes favorisant ainsi l'apport solide des produits de démantèlement des reliefs au niveau du cours d'eau principal.

L'Oued Boukerkar reçoit principalement ses eaux des versants Nord et Sud respectivement à partir du Djebel Guedel (1092 m) au Nord et Djebel El Harrouche (863 m) à l'Est.

L'ensemble des drains convergent et forment l'Oued Boukerkar sur lequel sera projetée la future retenue collinaire.

a) Caractéristiques physiographiques du bassin versant

Les paramètres physiographiques étudiés du bassin versant sont définis comme suit :

❖ **Surface du bassin versant**

La superficie du bassin de l'oued a été obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant :

$$S = 28.34 \text{ Km}^2$$

❖ **Périmètre du bassin versant**

Le périmètre du bassin versant mesuré est de :

$$P=24.95 \text{ km}$$

❖ **Longueur du talweg principal**

La longueur du thalweg principal a pour valeur :

$$L= 9.454 \text{ km}$$

b) Caractéristiques physiographiques❖ **Indice de compacité de Gravelius "Kc"**

Cet indice caractérise la forme du bassin versant. Il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface, il est calculé comme suit :

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots(III.1)$$

Avec : K_C : indice de Gravelius ;

P : Périmètre du bassin versant (Km) ;

S : surface du bassin versant (Km²).

Dans notre cas, on trouve $K_C=1,31$.

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

-si $K_C = 1 \Rightarrow$ bassin parfaitement circularisé

-si $K_C = 1.128 \Rightarrow$ bassin ramassé

-si $K_C > 1.128 \Rightarrow$ bassin allongé

Selon la valeur de $K_C = 1,31$ on pourra dire que notre bassin est de **forme allongée**.

❖ **Coefficient d'allongement "C_a" :**

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$C_a = L^2/S \dots\dots\dots (III.2)$$

Où L : la longueur du talweg principal

S : la superficie du bassin versant.

$$C_a = 3.15.$$

❖ **Rectangle équivalent**

Le rectangle équivalent est défini comme le rectangle de longueur (L) et de largeur (l) qui a la même surface (S), même périmètre (P), même indice de compacité (Kc) et même répartition hypsométrique que le bassin versant étudié (**Roche, 1963**).

Ce périmètre permet la comparaison facile des bassins entre eux du point de vue de l'influence de leurs caractéristiques sur la courbe ; d'où les dimensions du rectangle équivalent qui sont :

$$S = L.l$$

Où :

L : longueur de rectangle équivalent.

$$P/2 = L+l$$

l : largeur de rectangle équivalent.

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \Rightarrow P = K_c \frac{\sqrt{S}}{0,28} \dots\dots\dots (III.3)$$

La résolution du système d'équation à deux inconnues montre que L et l sont solutions de l'équation :

$$X^2 - P/2.X + S = 0$$

$$\Delta = \frac{P^2}{4} - 4S = K_c^2 \frac{S}{0,28^2 \cdot 4} - 4S$$

Avec: $\Delta \geq 0$ puisque $K_c > 1.12$.

$$\text{Donc: } L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (III.4)$$

$$\text{Et } l = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (III.5)$$

AN :

$$L_r = 9.33 \text{ km} ; l_r = 3.04 \text{ km}$$

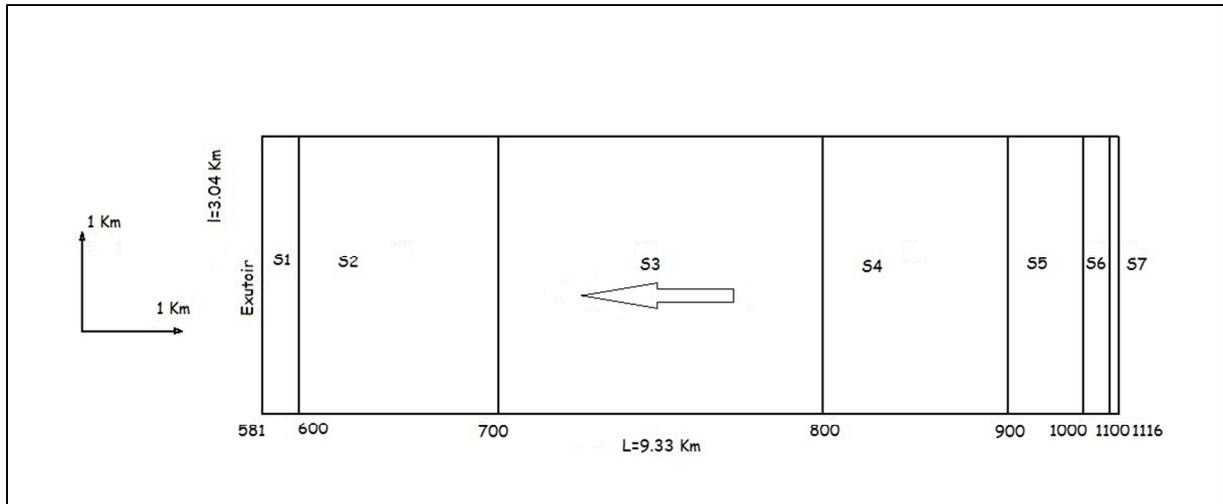


Figure III.2 : Rectangle équivalent du bassin étudié (établi par Autocad)

❖ **Le relief**

Le relief est un facteur essentiel, il détermine en grande partie l’aptitude au ruissellement des terrains, l’infiltration et l’évaporation, il régit donc la forme de l’écoulement.

C’est un élément capital dans le comportement hydrologique d’un bassin. Le but recherché dans ce volet, est la détermination de la classe de relief, la hauteur moyenne et le pourcentage des aires partielles entre les différentes courbes de niveau.

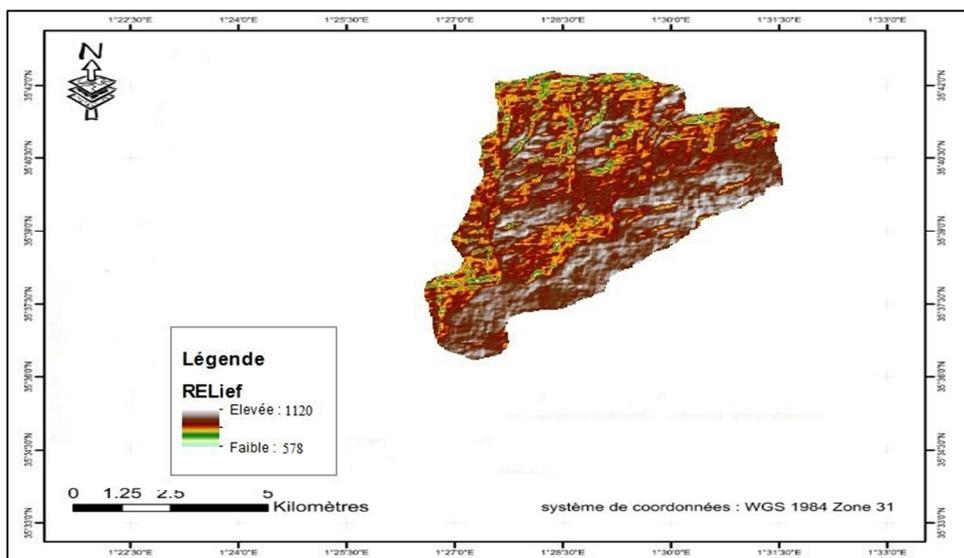


Figure III.3 : Carte des reliefs du bassin versant oued boukerkar (établi par ArcGis)

La courbe hypsométrique est tracée après avoir estimé par planimètre les surfaces partielles comprises entre les courbes de niveau successives. On obtient les résultats suivants :

Tableau III.1 : Répartition de la courbe hypsométrique du bassin versant

altitude	surfaces partielles (km ²)	surfaces partielles (%)	surfaces cumulées (%)	H moyennes (m)
1116-1100	0.15	0.53	0.53	1108
1100-1000	0.89	3.14	3.67	1050
1000-900	2.48	8.75	12.42	950
900-800	6.23	21.98	34.40	850
800-700	10.83	38.21	72.62	750
700-600	6.62	23.36	95.98	650
600-581	1.14	4.02	100.00	590.5
somme	28.34	100.00		

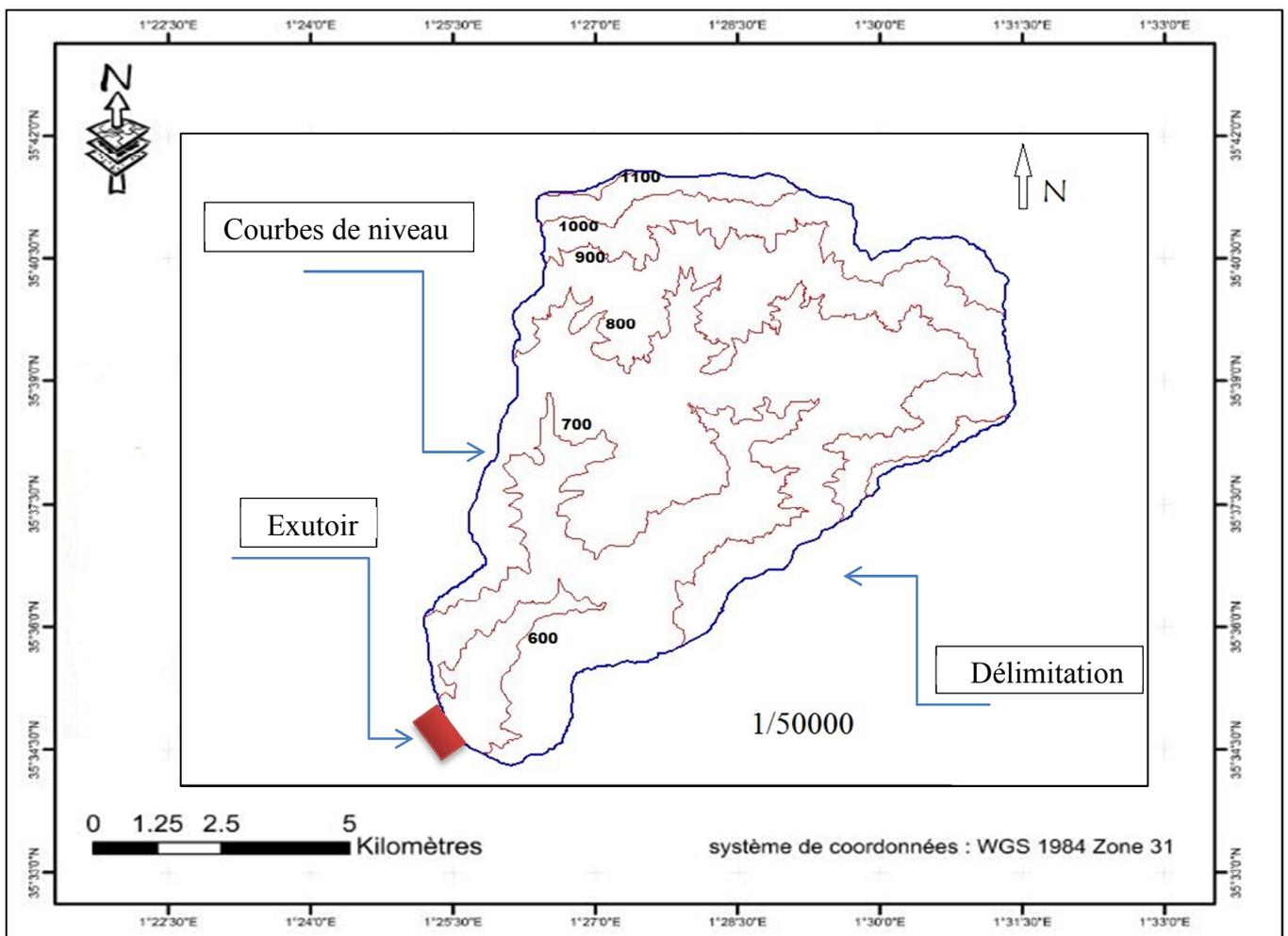


Figure.III.4 : bassin versant en courbe de niveau

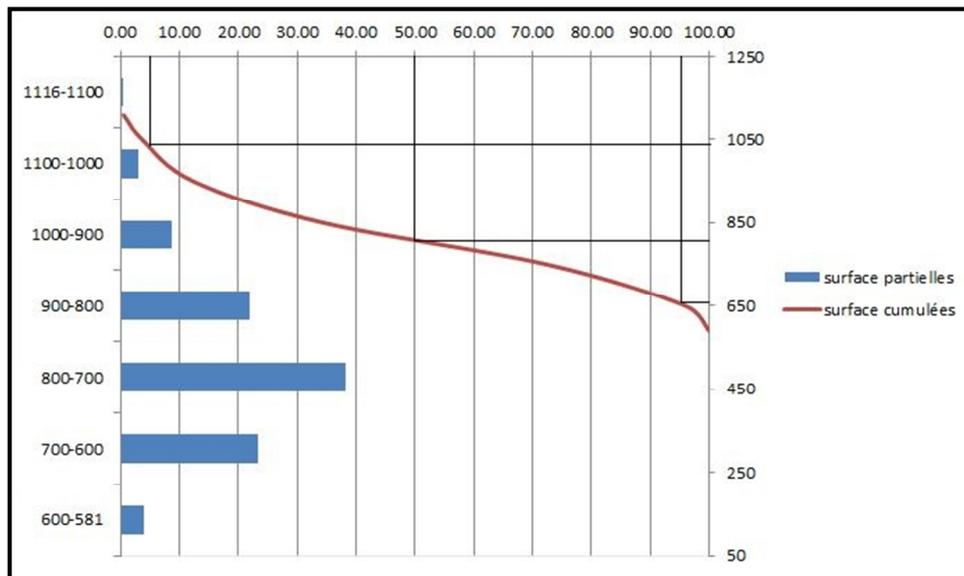


Figure III.5 : Courbe hypsométrique du bassin

• **Altitude moyenne**

L'altitude moyenne H_m est calculée par la méthode pondérale, par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{S} \dots\dots\dots (III.6)$$

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

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau successive (m) et S : Superficie du bassin versant (Km^2)

$$H_{moy}=771.026 \text{ m}$$

• **Altitude médiane**

L'altitude médiane correspond à celle lue au point de l'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière, dans ce cas le bassin est dit symétrique. D'après la courbe hypsométrique, on obtient :

$$H_{med}=H_{50\%}=800 \text{ m.}$$

Les indices des pentes

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

Comme la figure montre la carte des pente

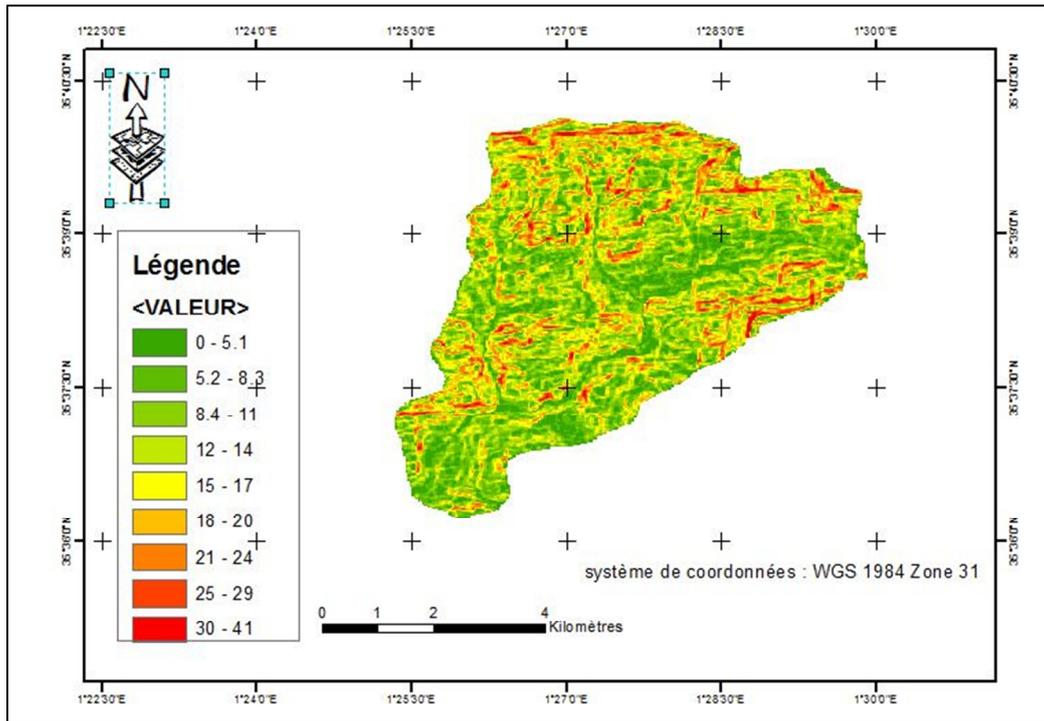


Figure III.6 : Carte de la Pente (établi par ArcGis)

1-Indice de pente globale I_g :

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

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots (III.7)$$

Avec :

L : longueur du rectangle équivalent ;

$H_{5\%} = 1048$ m

$H_{95\%} = 652$ m

L = 9.33 km

AN..... **$I_g = 42.44$ m/km**

Donc on a : un relief **très fort**

2-Indice de pente de Roche

L'indice de pente de Roche (**Roche, 1963**) sert à déterminer la pente moyenne avec les données réelles du bassin versant.

Il est déterminé par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \dots\dots\dots (III.8)$$

Où : L est la longueur de rectangle équivalent (m)

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

Tableau III.2.Détermination de la pente de Roche I_p

Altitudes [m]	$H_i - H_{i-1}$ [m]	S [Km ²]	S [%]	S($H_i - H_{i-1}$)	$\sqrt{S(H_i - H_{i-1})}$
1116-1100	16	0.15	0.53	8.47	2.910085
1100-1000	100	0.89	3.14	314.04	17.72128
1000-900	100	2.48	8.75	875.09	29.58189
900-800	100	6.23	21.98	2198.31	46.8861
800-700	100	10.83	38.21	3821.45	61.81791
700-600	100	6.62	23.36	2335.92	48.33137
600-581	100	1.14	4.02	402.26	20.05638

$$\sum_i^n \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})} = 227.31 \quad \frac{1}{\sqrt{L}} = 0.2$$

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})} = 45.51$$

Dans notre cas, nous avons $I_p = 45.51 \%$.

3-Indice de pente moyenne I_{pm}

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

Équivalent. Il est donné par la formule suivante :

$$I_{pm} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots\dots\dots(III.9)$$

Dans notre cas on trouve $I_{pm} = 4.6\%$

4-Pente moyenne du bassin versant

Elle est donnée par la formule suivante :

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

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

$L_1L_2\dots L_n$: les longueurs des courbes de niveaux (Km).

S : superficie du bassin versant (Km²).

Tableau III.3 : Récapitulatif de mesures des longueurs des courbes de niveaux

Altitude (m)	ΔH	Longueur (km)
1100	-	1.26
1000	100	3.68
900	100	11.12
800	100	23.5
700	100	23.33
600	100	7.58

La pente moyenne du bassin est : $I_{\text{moy}}=233.06 \text{ m/km}$

5-Classification du relief :

Il s'agit de caractériser le relief du bassin en se basant sur l'indice de pente globale selon la classification de l'ORSTOM.

Tableau III.4: Classification du relief

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

D'après la classification de l'ORSTOM, le bassin présente un relief Très fort

III.1.2.Caractéristiques hydrographiques de bassin versant

❖ Le réseau hydrographique

Le réseau hydrographique est défini comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. La différenciation du réseau hydrographique d'un bassin est due à plusieurs facteurs principaux (Musy & Higy, 1998).

La caractérisation du réseau hydrographique est faite sur les mêmes 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 méthodes de classification, dont la plus courante est la classification de Schum.

Dans la classification de Schum, est considéré ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de deux cours d'eau d'ordre (x) ». L'application de la classification de Schum est donnée dans la figure II.4.

❖ **Densité de drainage**

C'est le rapport entre la longueur total de tous les talwegs « Li », du bassin versant, à la surface « S ». Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface, elle est exprimée en Km/Km².

$$Dd = \frac{\sum_{i=1}^n Li}{S} \dots\dots\dots (III.11)$$

$\sum_{i=1}^n Li$: somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km) =162.427 Km.

S : surface du bassin versant (Km²).

AN: **D_d = 5.73 Km/Km²**

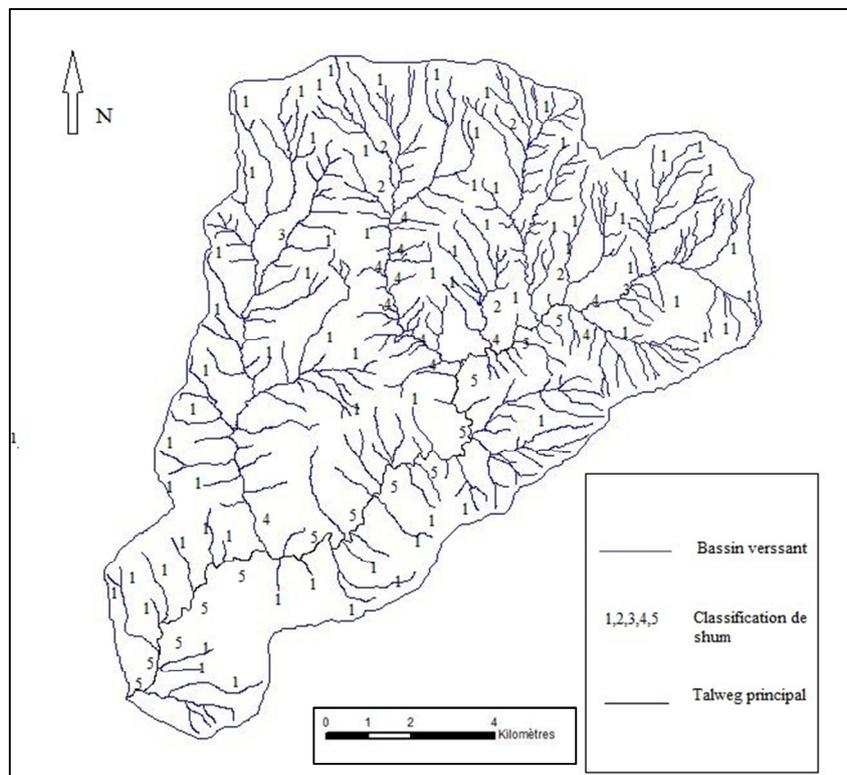


Figure III.7 : Réseau hydrographique du bassin versant

❖ **Densité du thalweg élémentaire**

$$F_i = \frac{N}{S} \dots\dots\dots (III.12)$$

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, = 278

S : Superficie du bassin versant.

$F_i = 9.80$

❖ **Coefficient de torrentialité**

Le coefficient de torrentialité est calculé par l'expression suivante : $C_t = D_d \cdot F_i$

$$C_t = 56.2 \dots\dots\dots (III.13)$$

❖ **La longueur moyenne des versants**

$$L_v = \frac{L}{2E_d} \dots\dots\dots (III.14)$$

D_d : densité de drainage en Km/Km^2

L : longueur de rectangle équivalent en Km

$L = 0.86 \text{ km}$

❖ **La pente moyenne du cours d'eau principal**

La pente moyenne du bassin d'Oued est calculée selon la relation suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (III.15)$$

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

ΔL : La distance entre ces deux points.

Dans notre cas, on trouve $I = 13.17\%$

III.1.3 Calcul du temps de concentration du bassin versant

Le temps de concentration intervient dans la détermination du débit de projet. Il est défini comme étant la durée nécessaire pour qu'une goutte de pluie tombée sur le point le plus éloigné hydrauliquement atteigne l'exutoire. Son estimation est primordiale, puis qu'une sous-estimation de ses valeurs aurait des conséquences sur la sécurité des ouvrages hydrauliques (Remeneiras, 1963). Généralement, on le détermine à partir de séries de pluies enregistrées à un pas de temps de court.

Cependant, par manque de données pluviographiques, on utilise les formules empiriques.

Dans notre étude, étant donné, la nature relativement accidentée du bassin et sa superficie

($S < 100 \text{ km}^2$), on s'est basé sur les méthodes suivantes :

a-Méthode des vitesses de ruissellement

Il s'agit de calculer en premier lieu, le temps de parcours des eaux en fonction de la longueur du thalweg principal et de la vitesse d'écoulement, celle-ci est choisie en fonction de la pente du thalweg :

$$t_c = \frac{L}{60.V} \quad (\text{min}) \dots\dots\dots (III.16)$$

*Avec :

L : longueur du thalweg principal en m.

V : vitesse de ruissellement en m/s. Elle varie de 1.0 à 2.5 m/s selon la pente du relief et la longueur du cours d'eau principal.

Dans notre cas on trouve : **Tc = 105.04 min (1.75 heures)**

b- Formule de Kirpich

La méthode de Kirpich est très utilisée pour des bassins montagneux ou accidentés à forte pente :

$$T_c = \frac{0.000325.L^{0.77}}{I^{0.385} \times 60} \quad (\text{min}) \dots\dots\dots (III.17)$$

Avec L : longueur du thalweg principal (km)

I : Dénivelée = (Hmax – Hmin) / L (m/m)

Tc = 73 min (1.21 heures)

c- Méthode SCS :

Elle prend en considération la longueur du cours d'eau et le dénivelé :

$$T_c = 0.023.L^{0.8} \frac{((\frac{1000}{CN}) - 9)^{0.7}}{I^{0.5}} \dots\dots\dots (III.18)$$

L : longueur du cours d'eau (km)

CN : Curve number, il traduit l'aptitude à l'écoulement, pour notre bassin, on prend CN = 76.

I = pente moyenne du bassin versant.

On trouve : **Tc = 62.60 min (1.04 heures)**

d- Méthode de Giandotti :

Le temps de concentration selon Giandotti est calculé comme suit :

$$T_c = \frac{4 S + 15L}{0.8 \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \dots\dots\dots (III.19)$$

S : surface du bassin versant (Km²) ;

L : Longueur du cours d'eau principal (km)

Tc : temps de concentrations exprimé en heure

$T_c = 114.9219$ min (1.91 heures).

e-Formule de Ventura :

$$T_c = 0.1272 * \left(\frac{S}{I}\right)^{0.5} \dots\dots\dots (III.20)$$

Avec :

S : Superficie du bassin versant (km²).

I : Dénivelée = (Hmax – Hmin) /L (m/m)

On trouve $T_c = 170$ min (2.84 heures)

Comparaison entre méthodes : La méthode de Ventura est adaptée pour les bassins moyens (100<S<2000 km²), elle donne des temps de concentrations aberrants pour des petits bassins.

Les autres méthodes donnent des temps de concentrations relativement proches :

Méthodes	T _c (min)
M. Vitesse	105.04
Kirpich	73
Giandotti	114.9219
Ventura	170
SCS	62.6

Tableau III.5 : Résultats de calcul du temps de concentration

T_c choisi (min) : 114 min et T_c choisi (heures) : 2 h

Conclusion :

Pour la sécurité de l'ouvrage projeté, on prend un temps de concentration pour notre bassin est de 114 minutes, soit un temps de concentration de 2 heures.

Les caractéristiques de notre bassin versant sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : Récapitulatif des caractéristiques physiographiques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	Km ²	28.34
Périmètre		P	Km	24.95
Longueur du thalweg principal		L	Km	9.454
Pente du thalweg principal		I	%	13.17
Indice de compacité		K _C	-	1.31
Coefficient d'allongement		Ca	-	3.15
Rectangle	longueur	L _r	Km	9.33
équivalent	largeur	l _r	Km	3.04
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1116
	moyenne	H _{mov}	m	771.026
	médiane	H _{med}	m	1020
	minimale	H _{min}	m	581
	Pente moyenne de B.V	I _m	m/Km	233.06
Indice de pente globale		I _g	%	42.44
Indice de pente moyenne		I _m	%	4.6
Indice de pente de M Roche		I _p	%	45.51
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	5.73
Coefficient de torrencialité		C _t	-	56.2
Temps de concentration		T _c	h	2.00
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	4.727

III.2. Caractéristiques climatiques du bassin versant

III.2.1. Températures

Les données de températures de la région d'étude sont traitées à l'aide de la station climatologique Tiaret, Caractéristiques de cette station figurent dans le tableau ci-dessous

Tableau III.7: Températures minimales moyennes mensuelles (1990-2008)

Station	Mois	Sept	octo	Nov	déc	Jan	fév	Mar	avr	Mai	Juin	Juillet	Août	Moy
Station Tiaret	Tc°	20,7	16	10,3	6,6	6,1	6,9	9,1	12,1	16,1	21,0	25,9	26,0	14,8

La température moyenne annuelle est égale à 14.8°C, les mois les plus chauds sont ceux d'été (soit Juin, Juillet et Août), par contre les plus froids sont ceux de l'hiver ; (soit décembre janvier et février).

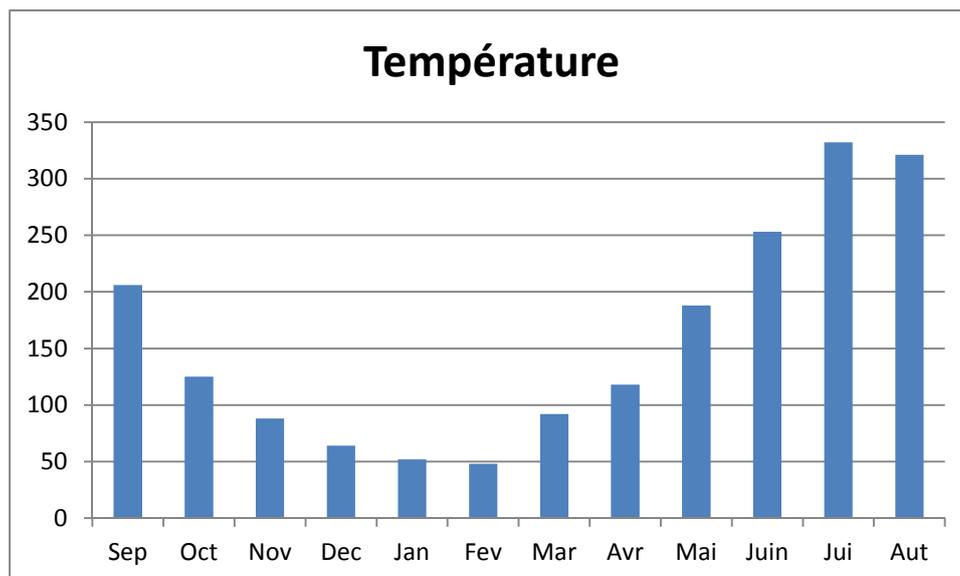


Figure III.8 : Répartition mensuelle de la température de l'air

III.2.2. Humidité de l'air

L'humidité relative est élevée à moyenne et varie d'un mois à un autre durant toute l'année. L'humidité moyenne est de 50% celle du maximum est 68% (mois de décembre) alors que l'humidité minimale est de 29% relevée durant le mois de juillet. Le Tableau N°4 présente les valeurs moyennes d'humidité.

Tableau III.8: Humidité relatives moyennes mensuelles (Station : Tiaret)

Mois	Sep	octo	nov	Déc	Jan	fév	Mar	avr	mai	jui	juil	Aoû	Moy
H%	44	53	62	68	67	55	54	47	44	39	29	37	50

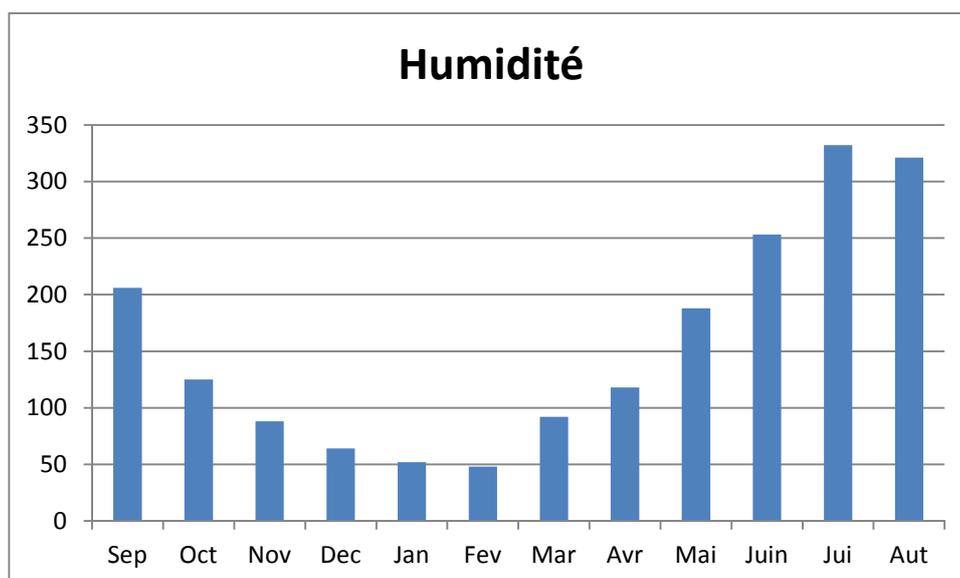


Figure III.9 : Variation mensuelle d'humidité

III.2.3.L'évaporation

L'évaporation est mesurée à l'aide de l'évaporimètre « BAC COLORADO ».

L'évaporation moyenne annuelle retenue est donc de 1887 mm, comme, on le remarque dans le tableau N° 5 ci-après. Elle est minimale durant les mois d'hiver décembre, janvier et février), alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (juin, juillet et août).

En appliquant le coefficient de correction 0.78 pour le plan d'eau de retenue.

Tableau III.9 : Valeurs moyennes de l'évaporation mensuelle (Evaporomètre :Colorado)

Mois	Sept	oct	Nov	déc	Jan	Fév	Mar	avr	Mai	Juin	Juillet	Août
E(mm)	206	125	88	64	52	48	92	118	188	253	332	321

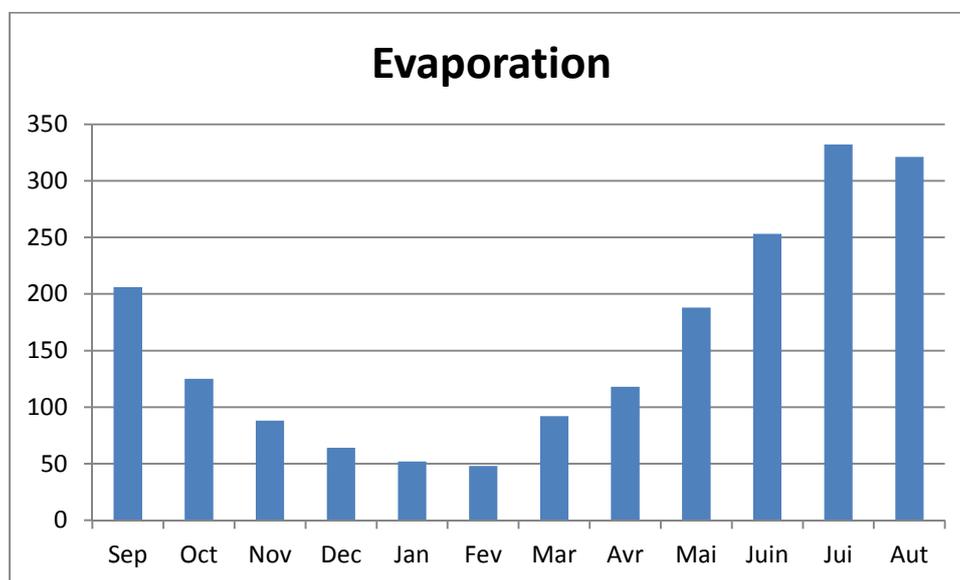


Figure III.10 : Répartition mensuelle de l'évaporation

III.3.Etude des précipitations

L'étude des précipitations est importante dans toute analyse hydrologique, puisqu'elle permet de caractériser le régime pluviométrique et son influence sur les crues, ce qui permet de mieux dimensionner les ouvrages hydrotechniques.

Les données utilisées nous ont été fournies par l'Office National de la Météorologie (O.N.M) et l'Agence Nationale des Ressources en Hydrauliques (ANRH).

Les données pluviométriques utilisées sont les pluies de la station de Sidi Hosni période (1964/2010) dont une série de 52 ans sans lacunes.

III.3.1 Les précipitations maximales journalières**Choix de la loi d'ajustement**

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, 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. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

L'ajustement a été effectué à l'aide du logiciel "HYFRAN". On utilise la méthode de maximum de vraisemblance.

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

- La loi de Gumbel. (Loi doublement exponentielle)
- La loi de Galton (Log-normale).

Remarque :

L'exposant climatique pour notre région ($b=0.77$) est donné par l'ARNH d'Alger.

a. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (III. 1)$$

Tel que : $y = a (x - x_0)$

L'équation de la droite de Gumbel :

$$P_{maxj} = \frac{1}{a}y + x_0 \dots\dots\dots (III. 2)$$

On peut écrire : $y = - [\ln (- \ln (F (x)))] \dots\dots\dots (III. 22)$

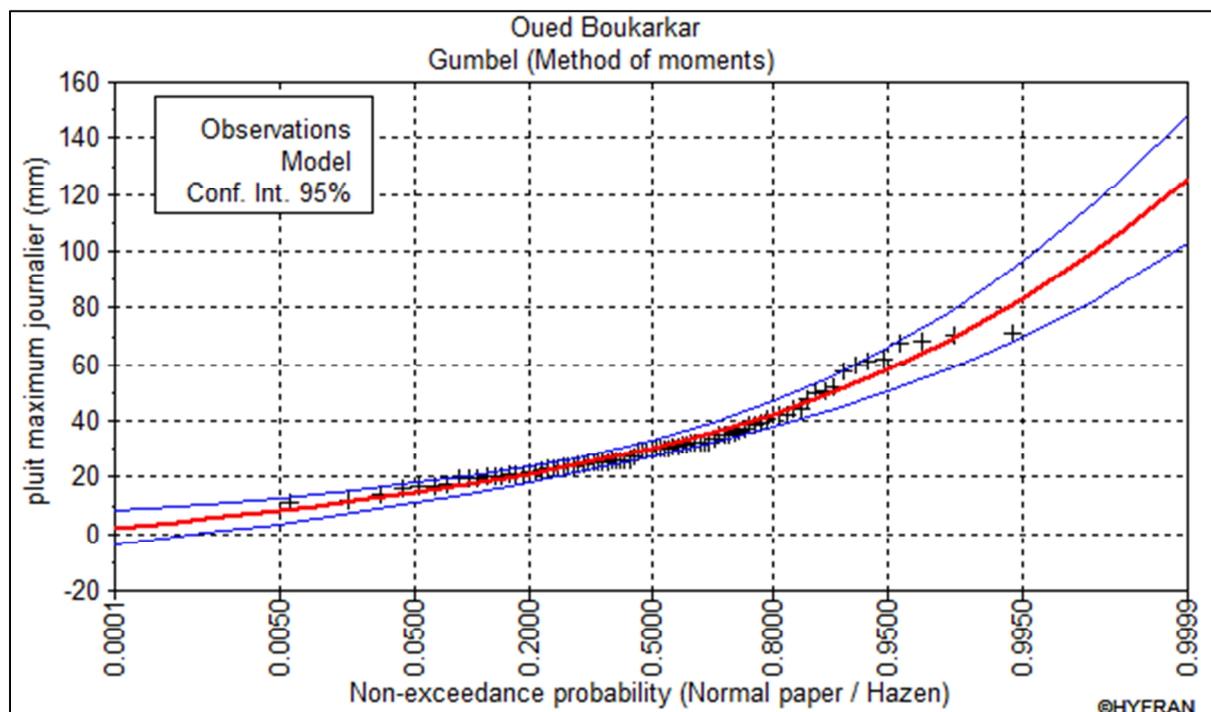
Avec : $F(x) = \frac{n-05}{n}$

- $1/a$: la pente de la droite de GUMEL.
- y : variable réduite de GUMBEL.
- x : précipitation maximale journalière (mm).
- x_0 : le paramètre de position (mm).
- m : l'ordre de classement.
- n : la taille de l'échantillon.

Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » sont résumés dans le tableau III.10:

Tableau III.10: Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour (ans)	Probabilité(q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000.0	0.9990	101	8.77	83.4 - 118
200.0	0.9950	83.2	6.80	69.9 - 96.5
100.0	0.9900	75.7	5.95	64.0 - 87.4
50.0	0.9800	68.2	5.11	58.2 - 78.2
20.0	0.9500	58.1	4.00	50.3 - 66.0
10.0	0.9000	50.4	3.17	44.2 - 56.6
5.0	0.8000	42.3	2.35	37.7 - 46.9

**Figure.III.11.** Ajustement a la loi de GUMBEL**Tableau III.11:** Récapitulatif des résultats

	Caractéristique de la loi	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	Aucun	11
Maximum	Aucun	71.4
Moyenne	32.3	32.3
Ecart-type	13.8	13.8
Médiane	30.1	29.9
Coefficient de variation (Cv)	0.427	0.427
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	1.19
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.4	3.78

b. Ajustement de la série pluviométrique à la loi Log normale (Loi Galton)

Calcul des fréquences expérimental (au non dépassement) :

$$T = \frac{1}{1-q} \quad \text{Et :} \quad q = F(x_i) = \frac{r-05}{n} \dots\dots\dots (III. 23)$$

m : numéro d'ordre de la valeur.

n : taille de l'échantillon.

Paramètres d'ajustement à la loi normale :

$$x_{\%} = x_{\text{moy}} + \sigma \cdot U_{\%} \dots\dots\dots (III. 24)$$

Avec :

σ : écart-type.

x moy : hauteur de pluie moyenne.

Up% : variable réduite de Gauss.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau III.13 suivant ainsi que le graphique est donné par la figure III-12

Les résultats de l'ajustement par la loi de « **Log normal** » sont résumés dans le tableau III.13:

Tableau III.12: Résultat de l'ajustement à la loi de log normal

Période de retour (ans)	Probabilité(q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000.0	0.9990	103	11.0	81.6 - 125
200.0	0.9950	83.9	7.72	68.8 - 99.0
100.0	0.9900	75.9	6.47	63.2 - 88.6
50.0	0.9800	68.0	5.31	57.6 - 78.4
20.0	0.9500	57.7	3.92	50.0 - 65.4
10.0	0.9000	49.9	2.98	44.0 - 55.7
5.0	0.8000	41.8	2.15	37.6 - 46.0

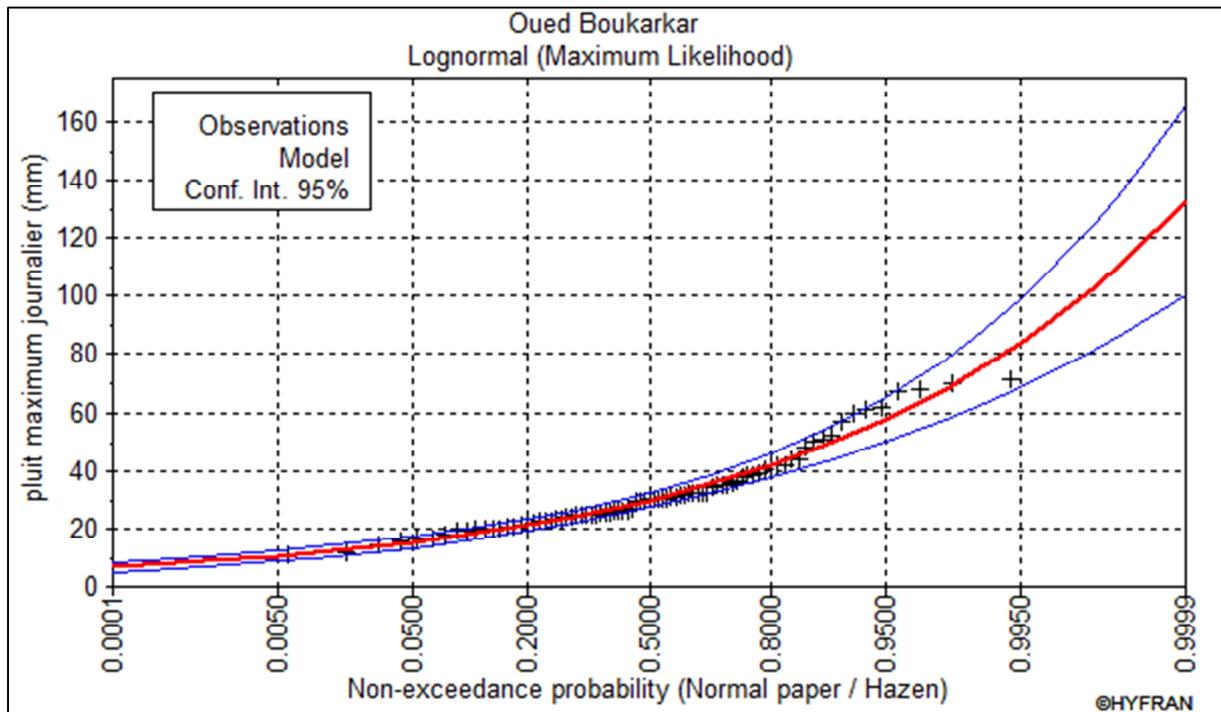


FIGURE.III.12. Ajustement à la loi de log normale

Tableau III.13: Récapitulatif des résultats

	Caractéristique de la loi	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	0.0000	11
Maximum	Aucun	71.4
Moyenne	32.3	32.3
Ecart-type	13.5	13.8
Médiane	29.8	29.9
Coefficient de variation (Cv)	0.418	0.427
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.33	1.19
Coefficient d'aplatissement (Ck)	6.29	3.78

Conclusion

D'après les graphes d'ajustement Figure. (III.12, III.11), on a remarqué que les deux graphes de GUMBEL et log normal sont très proche mais la série s'ajuste mieux à la loi de log normal.

Tableau II.14 : Test d'ajustement (χ^2) des pluies annuelles

Loi de distribution	5%	Khi-carré
Normale	X^2 théorique= 9.96	6.6
Log normal	X^2 théorique= 9.96	4.93

A partir du tableau II.5, on voit que la série de pluies annuelles présente un ajustement adéquat avec les deux lois. Cependant, le test de khi-carré, montre un ajustement meilleur

avec la loi log-normale.

III.3.2. Etude des pluies de courtes durées et leurs intensités

Pour des temps inférieurs au temps de concentration, on peut estimer les pluies de courtes durées pour différentes fréquences, par la formule de Body préconisée par l'ANRH:

$$F_{maxp\%} = F_{maxj} \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots(III-25)$$

$P_{max,p\%}$: pluie de courte durée de même fréquence que $P_{maxj,p\%}$ (mm)

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

t: temps [heure]

b : Exposant climatique, pour notre région il est de 0.36 donnée par l'ANRH

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

$$I_0 = \left(\frac{P_{max, P\%}}{T}\right) \dots\dots\dots(III-26)$$

Tableau III.14 : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

Période	1000	200	100	50	5
Fréquence	0.1	0.5	1	2	20
$P_{maxj p(\%)}$	103	83.9	75.9	68	41.8

Les résultats de calcul des pluies maximales, p% et I_0 sont donnés dans le tableau **III.15**:

Tableau III.15 : les pluies de courte durées et l'intensité de différentes fréquences :

Tr (ans)	5		10		20		50		100		200		1000	
Fréquence	20		10		5		2		1		0.5		0.1	
pmax,p%	41.8						68		75.9		83.9		103	
T(h)	I _{mm/h}	P _{max,p%}												
0.5	20.75	10.37	28.64	14.32	24.77	12.38	33.75	16.88	37.67	18.84	41.64	20.82	51.12	25.56
1	13.31	13.31	18.38	18.38	15.89	15.89	21.66	21.66	24.17	24.17	26.72	26.72	32.81	32.81
2	8.54	17.09	11.79	23.59	10.20	20.40	13.90	27.80	15.51	31.03	17.15	34.30	21.05	42.10
3	6.59	19.77	9.10	27.29	7.87	23.60	10.72	32.17	11.97	35.90	13.23	39.69	16.24	48.72
4	5.48	21.93	7.57	30.27	6.54	26.18	8.92	35.68	9.96	39.82	11.00	44.02	13.51	54.04
5	4.75	23.76	6.56	32.80	5.67	28.37	7.73	38.66	8.63	43.15	9.54	47.70	11.71	58.56
6	4.23	25.38	5.84	35.03	5.05	30.29	6.88	41.28	7.68	46.08	8.49	50.94	10.42	62.53
10	3.05	30.50	4.21	42.10	3.64	36.41	4.96	49.62	5.54	55.38	6.12	61.22	7.52	75.16
11	2.87	31.56	3.96	43.57	3.43	37.68	4.67	51.35	5.21	57.31	5.76	63.36	7.07	77.78
12	2.71	32.57	3.75	44.96	3.24	38.88	4.42	52.98	4.93	59.14	5.45	65.37	6.69	80.25
15	2.35	35.29	3.25	48.72	2.81	42.13	3.83	57.42	4.27	64.09	4.72	70.84	5.80	86.97
16	2.26	36.12	3.12	49.86	2.70	43.12	3.67	58.76	4.10	65.59	4.53	72.51	5.56	89.01
24	1.74	41.80	2.40	57.70	2.08	49.90	2.83	68.00	3.16	75.90	3.50	83.90	4.29	103.00

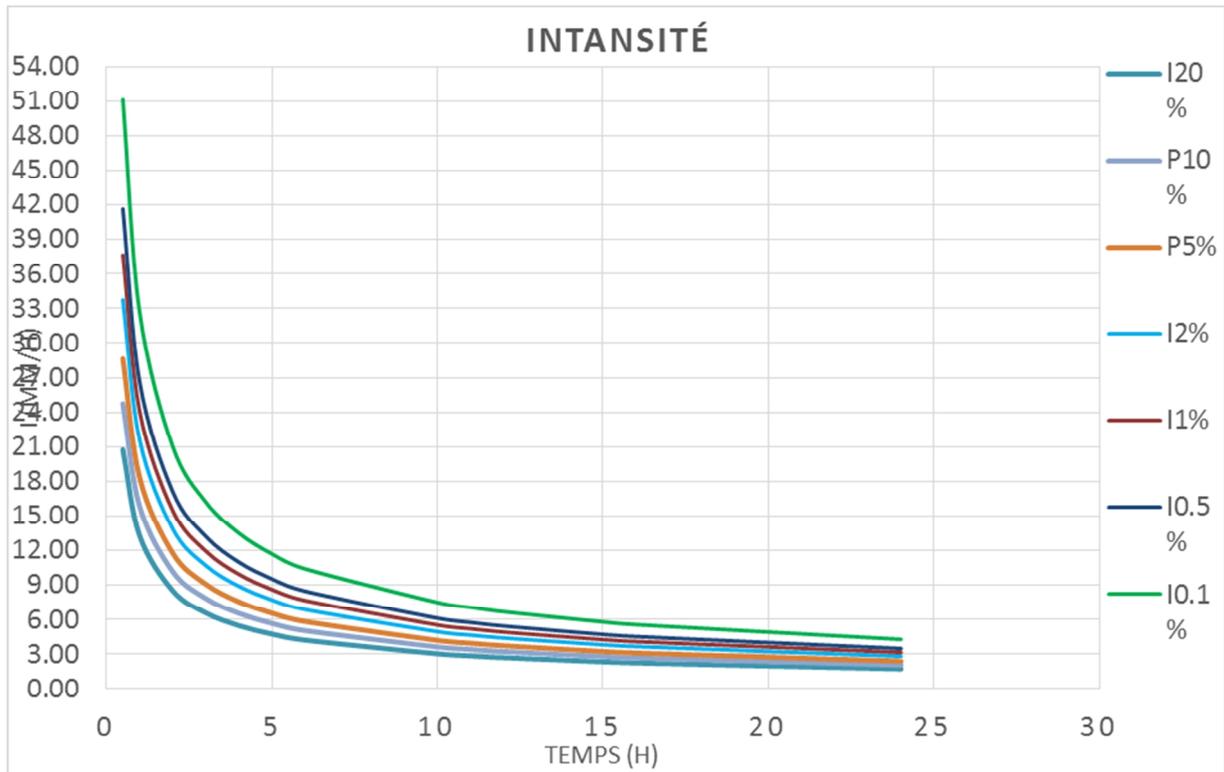


Figure III.13 : intensité pour différentes fréquences

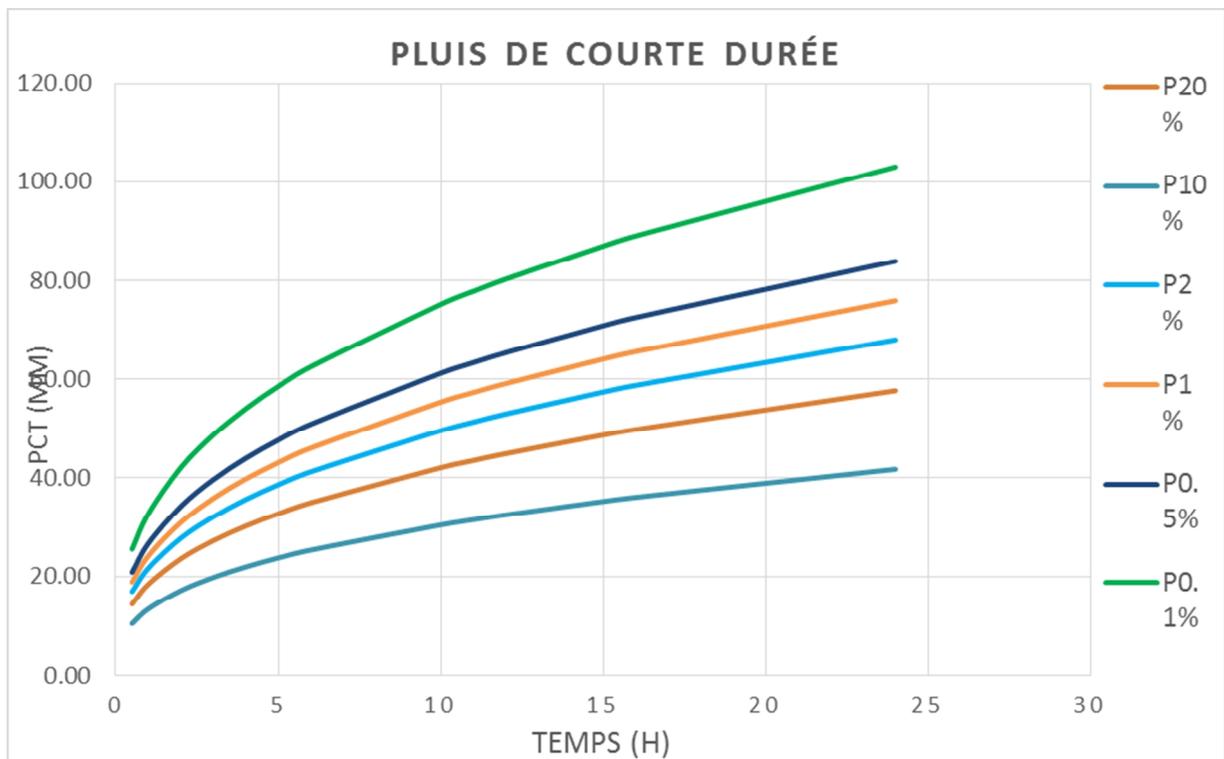


Figure III.14 : La courbe des pluies de courte durée

III.3.3 Evaluation des apports

Pour l'évolution des apports, nous signalons que nous ne disposons d'aucune station de mesure au niveau du site à étudier.

La faible étendue du bassin, le recours à l'analogie ne peut être envisagé ; nous avons donc utilisé les formules empiriques les plus employées en Algérie (B.Touaibia, 2001) et qui donnent d'assez bons résultats dans le cas des petits bassins versants semblables au notre cas.

III.3.3.1. Apports moyens interannuels

Après des différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuel A_0 , voilà Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau III.16.

Tableau III.16 : l'Apport moyenne interannuelle.

Formule		A0 (M m3)	
ANRH	$A_0 = 0,915 \cdot P_{\text{moy}}^{2,684} \cdot S^{0,842}$ [10 ⁶ m3]	1.28	
SAMIE	$A_0 = L_e \cdot S$	$L_e = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2,2\sqrt{S})$	1.26
Mallet – Gauthier		$L_e = 0,6 \cdot P_{\text{moy}} (1 - 10^{-0,36 \cdot P_{\text{moy}}^2})$	0.83
Deri II	$A_0 = 0,513 \cdot P_{\text{moy}}^{2,684} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842}$ [10 ⁶ m3]	1.73	
Moyenne		1.28	

Avec :

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

S : Superficie du bassin versant (Km²).

L_e : Lamme d'eau écoulée (mm).

D_d : Densité de drainage [km/km²].

Commentaire

D'après le tableau III.16 les résultats différents d'une méthode à une autre. On a Choisit celle qui est la plus commode donc on adopte $A_0 = 1.28 \text{ Mm}^3$.

III.3.4. Caractéristiques de l'écoulement

Tableau III.17: Tableau récapitulatif des caractéristiques de l'écoulement.

Caractéristiques	formules	Valeurs	Unités
Module de l'écoulement Me	$Me = A0 / T$	40.58	l/s
Module de l'écoulement relatif M0	$M0 = Me / SBV$	1.43	l/s/Km2
Lame d'eau écoulée	$Le = A0/SBV.$	45.16	mm
Coefficient de l'écoulement	$Ce = Le / P_{moy}$	0.116	/

Avec:

A_0 : Apport moyen inter annuel (mm).

T : Temps d'une année en secondes $T = 3,1536.10^7$ s.

SBV : Superficie du bassin (Km2).

P_{moy} : précipitation moyen inter annuel

Coefficient de variation

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

Tableau III.18 : Caractéristiques de l'écoulement

Formule	Formule	Cv
SOKOLOVSKY	$Cv = a - 0,063 \log_{10} (S + 1)$ $a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0)$	0.73
OURKGUIPROVODKHOZ	$C_v = \frac{0,7}{M_0^{-0,127}}$	0.73
L'ANTONOV	$C_v = \frac{0.7}{(S+1000)^{0,097}}$	0.36
KRISTEKLY MENKEL	$Cv = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})}$	0.61

Conclusion :

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

Cv=0.61.

❖ **Irrégularité des apports****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 :

$$A\% = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^u \sqrt{\log(C_v + 1)} \dots\dots\dots(III.27)$$

A% : Apport de fréquence donnée.

U : Variable réduite de Gauss.

A₀ : Apport moyen annuel [Mm³].

C_v : Coefficient de variation

$$A\% = \frac{1.28}{\sqrt{0.61^2 + 1}} e^u \sqrt{\log(0.61 + 1)} = 1.09e^{0.45 u}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le Tableau III.19.

Tableau III.19 : l'Apport fréquentielle

Période de retour (an)	5	50	100	200	1000
Fréquence (%)	80	98	99	99.5	99.9
Le variable réduit "u"	-0,841	2.062	2,327	2.851	3,091
Apport (Mm ³)	0.75	8.57	11.17	14.39	23.97

III.3.5. Répartition mensuelle de l'apport 80 % :

La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80 % suit la même répartition mensuelle des précipitations, ce qui nous donne :

Tableau III.20 : Moyennes mensuelles des apports de fréquence 80%

Mois	A (%)	A (80%(Mm ³))
Septembre	6.2	0.046
Octobre	9.5	0.071
Novembre	10.5	0.079
Décembre	10.5	0.079
Janvier	13.1	0.098
Février	11.7	0.088
Mars	10.3	0.077
Avril	10.5	0.078
Mai	10.4	0.078
Juin	4.5	0.034
Juillet	1.3	0.01
Août	1.6	0.012
La Sommes	100	0.75

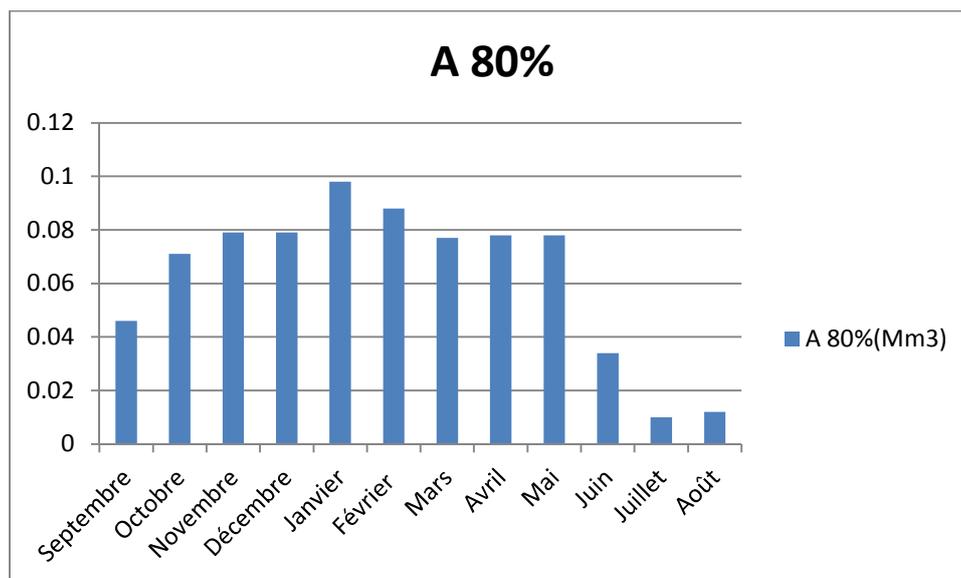


Figure III.15 : Répartition mensuelle des apports de fréquence 80%

III.3.6. 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'absence des mesures sur le transport solide oblige à avoir recours aux méthodes empiriques.

Tableau III.21 : Calcul du volume mort

Formule de Tixeront		Valeur	Unité
$V_m = (1,05 \div 1,10) \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s}$	$Q_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \cdot S$	76338.42	m3
Formule de sogreah			
$V_m = \frac{A_s T}{\delta_s}$	$A_s = \alpha \cdot P^{0.15} \cdot S$	71598.30	m3

Avec :

Q_s: Débit solide en (tonne/an).

T: temps d'exploitation (T = 30 ans).

δ_s : Poids spécifique des sédiments (1,6 t/m3).

T₀ : Taux d'abrasion (t/Km²/an).

P_m : pluie moyenne mensuelle du mois le plus pluvial (mm).

P_{moy} : pluie moyenne du bassin versant (mm).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

α: Caractéristique de perméabilité. α=75.

On prend Le volume V_m=76338.42 m³.

III.4. Etude des crues

Le but de cette partie est de déterminer les hydrogrammes de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maxima probables correspondants.

Pour ce fait, des formules empiriques ont été développées pour l’estimation des débits maxima probables, et on procédera pour la construction des hydrogrammes de crues par la méthode des isochrones ou la méthode de l’hydrogramme synthétique.

Les paramètres définissant une crue est :

- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- Le volume de la crue.
- La forme de la crue (Hydrogramme de crues).
- Le temps de base.

III.4.1. Détermination des débits maximaux fréquents par les formules empiriques

a. Formule de MALLET-GAUTHIER

$$Q_{\max,p\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot S \sqrt{1 + 4 \log T \log 28.34}}{\sqrt{L}} \dots\dots\dots(III.28)$$

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].

$$Q_{\max,p\%} = \frac{2 \cdot 2 \cdot \log(1 + 25 \cdot 0.398) \cdot 28.34 \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log 28.34}}{9.454} = 119.31$$

Le Tableau III.22 nous donne les résultats de calcul pour différents périodes de retour.

Tableau III.22: récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.

Période de retour (an)	5	50	100	200	1000
Q _{max} (m ³ /s)	58.66	96.52	105.28	113.37	130.22

b. Formule de SOKOLOVSKY

On a :

$$Q_{\max,p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{ct} - H_0) \cdot \alpha \cdot F \cdot S}{T_c} \dots\dots\dots(III.29)$$

S : Superficie du bassin [Km²].

T_c : temps de concentration [h].

P_{ct} : 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

F : Coefficient de forme de la crue $\left[F = \frac{12}{4 + 3\gamma} \right]$ avec : γ = 2 ; S < 50 km²

D'où : F = 1.2

$$Q_{\max p\%} = \frac{0.28(F_{ct}-7) \alpha 12 2834}{2} = 4.76(F_{ct} - 7) \quad \alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{P_{ct\%}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{ct\%}} + \sqrt{H_0}}$$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le Tableau III.25.

Tableau III.23 : Récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.

Période de retour (an)	5	50	100	200	1000
Fréquence	20%	5%	2%	1%	0.1%
P _{ct} (mm)	17.09	27.80	31.03	34.30	42.10
α _{p %}	0.22	0.35	0,38	0.40	0.46
Q _{max p%} (m3/s)	10.57	32.84	40.72	49.07	70.29

c. Formule D'ALEXEEV

$$Q_{\max \%} = 0.34 P_{tc}^{4/3} \dots\dots\dots(III.30)$$

P_{tc}: pluies de courte durée

Tableau III.24 : Récapitulatif des résultats de la formule de D'ALEXEEV

Période de retour (an)	5	20	50	100	1000
Fréquence	20%	5%	2%	1%	0.1%
P _{ct} (mm)	17.09	31.03	34.30	42.10	17.09
Q _{max p%} (m3/s)	44.02	84.22	97.51	111.44	146.46

d. Formule de TURRAZA

On a :

$$Q_{\max, p\%} = \frac{C \cdot I_{ct} \cdot S}{3.6} \dots\dots\dots(III.31)$$

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.

Période de retour (an)	5	50	100	200	1000
Fréquence (%)	10	5	2	1	0.1
C	0.55	0,60	0,65	0,70	0,80
I _{tc} (mm/h)	11.79	10.20	15.51	17.15	21.05
Q _{max} (m ³ /s)	36.98	55.69	52.19	85.47	108.01

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	Q 20%	Q 2%	Q 1%	Q 0.5%	Q 0.1%
	(m ³ /s)				
Mallet Gauthier	58.66	96.52	105.28	113.37	130.22
Sokolovsky	10.57	32.84	40.72	49.07	70.29
Alexeev	44.02	84.22	97.51	111.44	146.46
Turraza	36.98	55.69	52.19	85.47	108.01
Moyenne	37.56	71.19	73.925	89.84	113.75

III.4.2. Détermination des hydrogrammes de crues probables par les méthodes de Sokolovski

La Méthode de Sokolovski assimile l'hydrogramme de crues à deux équations paraboliques, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue.

- Pour la montée de la crue

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x \dots\dots\dots(III.32)$$

- Pour la décrue

$$Q_d = Q_{max} \left[\frac{(t_d - t)}{t_d} \right]^y \dots\dots\dots(III.34)$$

Avec :

Q_m : débit instantané de la montée (m3/s) ; Q_d : débit instantané de la décrue (m3/s)

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

Q_{max} : débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m3/s) ;

x, y: Puissance des courbes ;

X= 2 pour la montée de la crue ; y= 3 pour la décrue. Pour les crues d’averses, c’est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend : $t_m = t_c$ (pour les petits bassins versants), avec t_c est le temps de concentration du bassin versant

(heures). $t_d = \delta t_m$;

Tableau III.27: Coefficient de forme de l’hydrogramme 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 $\delta=2$

A.N : $t_d = \delta t_m = 2 * 2 = 4$ heures

$$t_b = t_m + t_d = 6 \text{ h}$$

a. **Pour la montée :**

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \dots\dots\dots(III. 35)$$

b. **Pour la décrue :**

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots(III. 36)$$

Pour la montée : $Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^2$

Pour la décrue : $Q_d = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^3$

Tableau III.28 : Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour**Phase de la montée :**

temps (h)	$Q_{\text{maxi } 20\%}$ (m^3/s)	$Q_{\text{maxi } 2\%}$ (m^3/s)	$Q_{\text{maxi } 1\%}$ (m^3/s)	$Q_{\text{maxi } 0.5\%}$ (m^3/s)	$Q_{\text{maxi } 0.1\%}$ (m^3/s)
0	0	0	0	0	0
0.25	0.59	1.11	1.16	1.40	1.78
0.5	2.35	4.45	4.62	5.62	7.11
0.75	5.28	10.01	10.40	12.63	16.00
1	9.39	17.80	18.48	22.46	28.44
1.25	14.67	27.81	28.88	35.09	44.43
1.5	21.13	40.04	41.58	50.54	63.98
1.75	28.76	54.50	56.60	68.78	87.09
2	37.56	71.19	73.925	89.84	113.75

Phase de la décrue :

temps (h)	$Q_{\text{maxi } 10\%}$ (m^3/s)	$Q_{\text{maxi } 5\%}$ (m^3/s)	$Q_{\text{maxi } 2\%}$ (m^3/s)	$Q_{\text{maxi } 1\%}$ (m^3/s)	$Q_{\text{maxi } 0.1\%}$ (m^3/s)
2.25	30.95	58.66	60.91	74.03	93.73
2.5	25.16	47.69	49.52	60.19	76.20
2.75	20.15	38.18	39.65	48.19	61.01
3	15.85	30.03	31.19	37.90	47.99
3.25	12.21	23.13	24.02	29.19	36.96
3.5	9.17	17.38	18.05	21.93	27.77
3.75	6.68	12.67	13.16	15.99	20.25
4	4.70	8.90	9.24	11.23	14.22
4.25	3.15	5.96	6.19	7.52	9.53
4.5	1.98	3.75	3.90	4.74	6.00
4.75	1.15	2.17	2.26	2.74	3.47
5	0.59	1.11	1.16	1.40	1.78
5.25	0.25	0.47	0.49	0.59	0.75
5.5	0.07	0.14	0.14	0.18	0.22
5.75	0.01	0.02	0.02	0.02	0.03
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

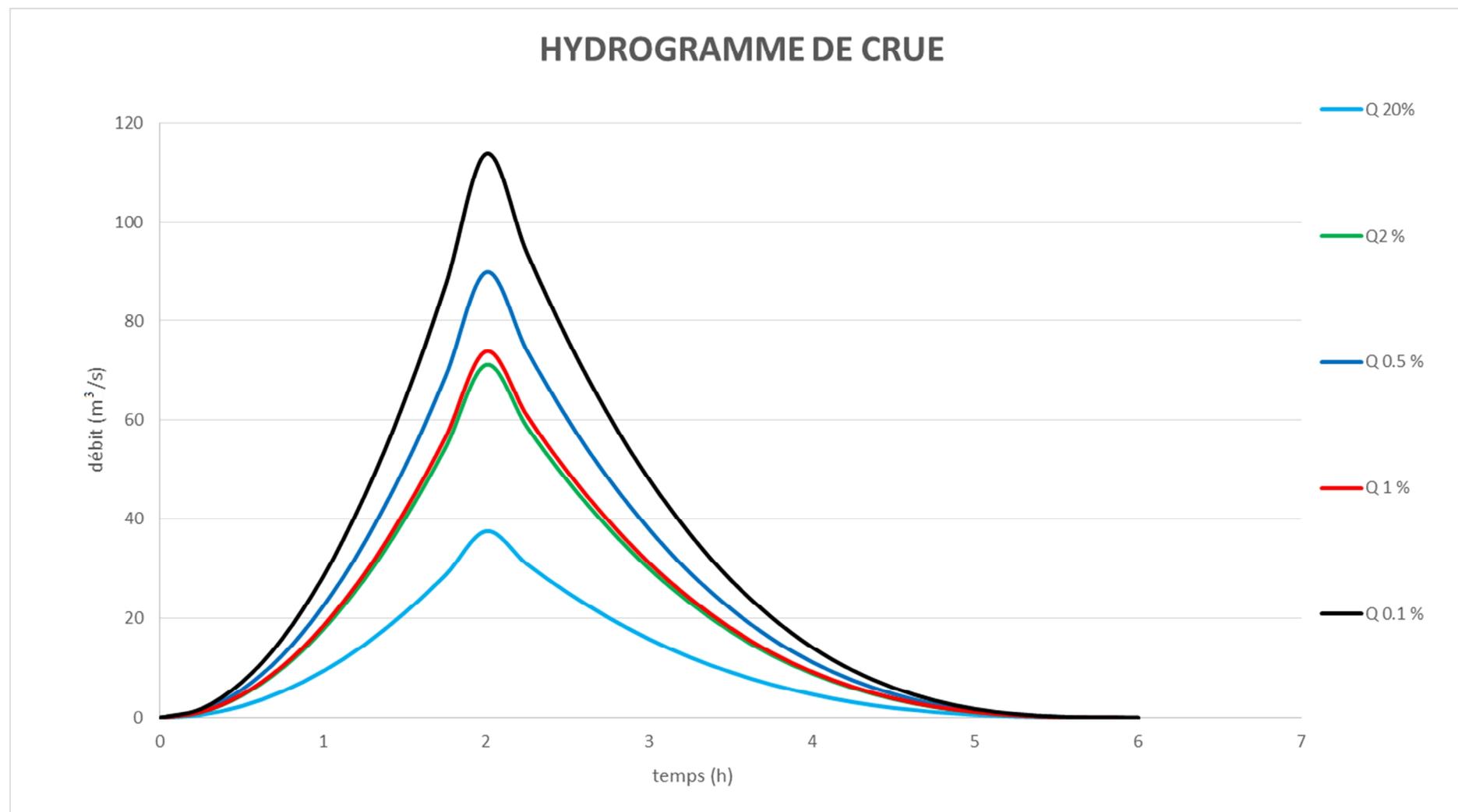


Figure.III.16: Hydrogrammes des crues pour différentes périodes de retour

III.4.3. Choix de la crue de projet

La crue de projet est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage doit être l'évacuer sans dommages graves à l'aval.

Pour cela il faut déterminer cette crue en prenant en compte l'effet de laminage par la retenue, elle est calculée sur la base d'un débit de pointe évalué à partir de l'étude du régime des crues.

Dans ce contexte on est amené à faire un choix car il est évident qu'on ne pourra jamais protéger un ouvrage contre tous les crues pouvant survenir, on choisit donc une période de retour de crue, ce qui revient à accepter un certain risque qui devra être en rapport avec l'intérêt économique de l'ouvrage et les impératifs de sécurité.

Dans notre cas on va opter pour la crue centennale selon la classification du comité national australien des grands barrages (CNAGB) voyant les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), ainsi que la crue centennale est la plus recommandée dans de cas pareils.

D'où $Q_{\max, 1\%} = 73.925 \text{ m}^3 / \text{s}$. Pour 100 ans.

La crue des travaux : $Q_{\max, 5\%} = 71.19 \text{ m}^3/\text{s}$ Pour 50 ans.

III.4.4 Calcul du volume de la crue

Le volume est déterminé sur la base de l'hydrogramme de crue par considération que ce dernier est sous forme triangulaire et on calcule la surface engendrée par cette forme géométrique pour avoir notre volume de crue pour une période de retour de 100 ans.

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_{\text{crue}} = \frac{Q_{\max 1\%} \times t_b}{2} \dots\dots\dots (III. 37)$$

Avec :

$Q_{\max, 1\%}$: Débit probable pour une période de retour de 100 ans

t_b : Temps de base (6 heure) D'où : $V_{\text{crue}} = 0.8 \text{ Mm}^3$

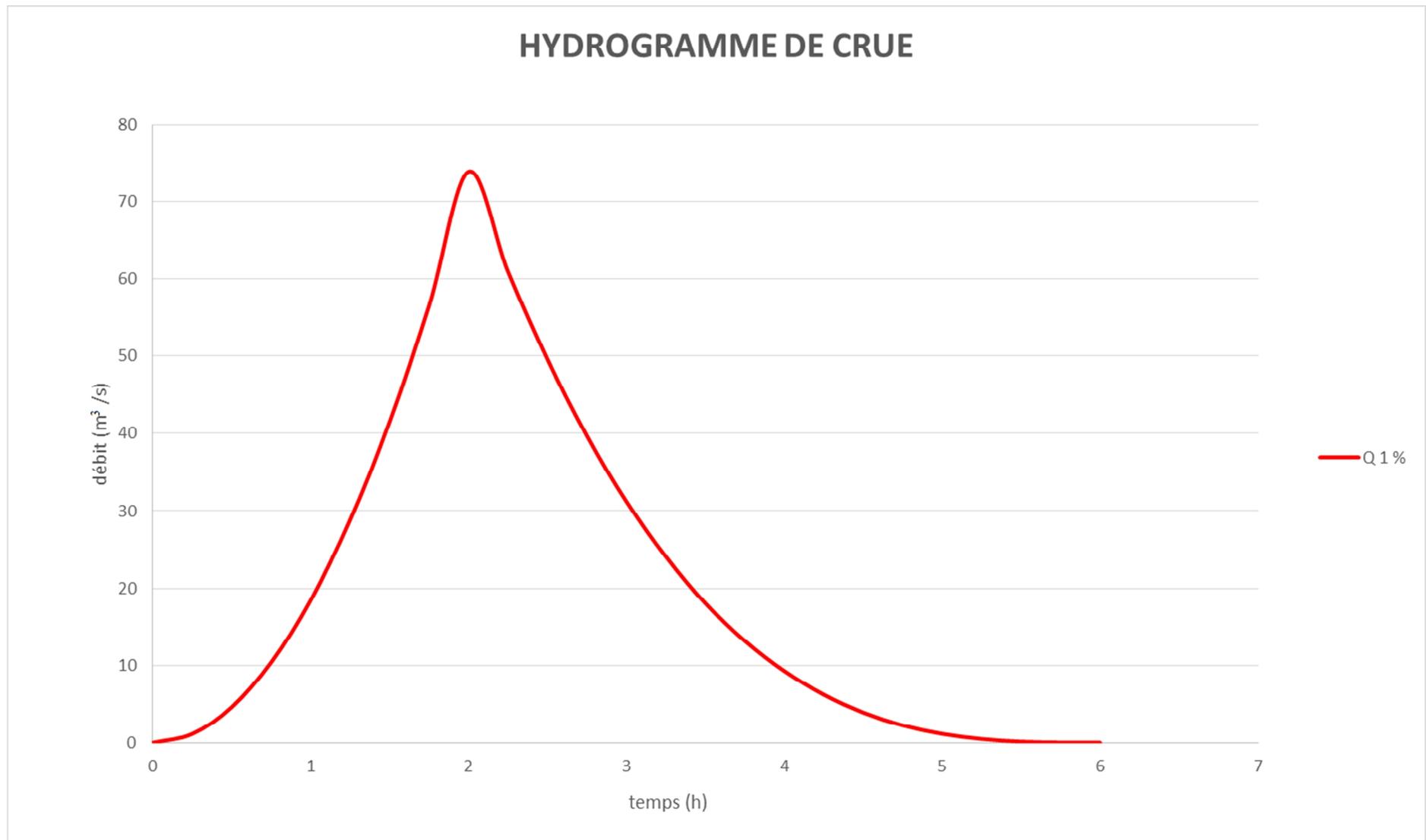


Figure III.17 : Hydrogramme synthétique de la crue centennale

III.4.5 Régularisation de l'écoulement :

La régularisation de l'écoulement au niveau d'un barrage est la répartition de celui-ci dans le temps d'une façon régulière pour compenser les déficits de la demande. On distingue la régularisation annuelle (saisonnière) quand l'écoulement annuel d'une fréquence donnée peut couvrir la demande en eau durant une année et aussi les pertes d'eau du barrage. Ce type de régularisation permet de déterminer une restitution en eau optimale qui est destinée à satisfaire des besoins limités. Si l'écoulement annuel d'une fréquence donnée est inférieure à la somme de la demande exigée et des pertes d'eau, il devient impératif de faire appel à la régularisation interannuelle, c'est à dire pour satisfaire les besoins d'une année quelconque, il faut prendre une partie de l'écoulement des années précédentes déjà stockées dans le volume interannuel.

Les calculs de la régularisation sont fondés sur le bilan hydrique de la retenue pour des intervalles de temps mensuels et sous forme de différents scénarios permettant de choisir le volume de la retenue le plus important du point de vue capacité. Les données topographiques, géologiques, climatiques, hydrologiques ainsi que les restitutions de garantie sont les outils de base pour les calculs. Le choix de la garantie de calcul est établi en fonction des écarts relatifs dus aux facteurs intervenants sur le produit final alimenté en eau à partir de la retenue. Pour chaque domaine d'activité on recommande une valeur probable de cette garantie. Pour procéder à ce type de régularisation, on utilise la méthode du bilan d'eau, elle nécessite la connaissance des données de base telles que :

- Les répartitions mensuelles des apports, d'évaporation sur la retenue et les pertes par infiltration.
- La courbe (Hauteur-Capacité-Surface) du plan d'eau provenant de dépouillement de la carte topographique de la cuvette.
- Les besoins en eau des utilisateurs de différents secteurs.

III.4.5.1. Courbes caractéristiques de la retenue

Sur le plan topographique, on voit que notre cuvette est comprise entre une côte minimale de 865 m NGA et une côte maximale de 880m NGA.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots(III.38)$$

S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m^2

S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m^2

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

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

Le Tableau III.29 donne les caractéristiques topographiques de la retenue :

Courbe capacité-hauteur $H=f(V)$

Courbe surface-hauteur. $H=f(S)$

Tableau III.29: Caractéristiques topographiques de la retenue.

cote	$\Delta H(m)$	H(m)	S (m²) partiel	$\Delta v (m^3)$	Vcum(m³)
581.35	0.00	0.00	0.00	0	0
582.00	0.65	0.65	403.55	87.44	87.44
583.00	1.00	1.65	878	625.60	713.03
584.00	1.00	2.65	3554.16	2066.22	2779.26
585.00	1.00	3.65	7843.44	5559.15	8338.41
586.00	1.00	4.65	11833.44	9770.31	18108.72
587.00	1.00	5.65	15316.88	13537.76	31646.48
588.00	1.00	6.65	19527.77	17379.76	49026.24
589.00	1.00	7.65	23344.20	21407.62	70433.86
590.00	1.00	8.65	28036.09	25654.37	96088.22
591.00	1.00	9.65	33620.31	30785.97	126874.19
592.00	1.00	10.65	38997.80	36275.83	163150.02
593.00	1.00	11.65	44693.27	41813.20	204963.21
594.00	1.00	12.65	51996.92	48299.05	253262.27
595.00	1.00	13.65	59734.03	55820.77	309083.04
596.00	1.00	14.65	69312.82	64464.09	373547.13
597.00	1.00	15.65	83812.64	76448.05	449995.19

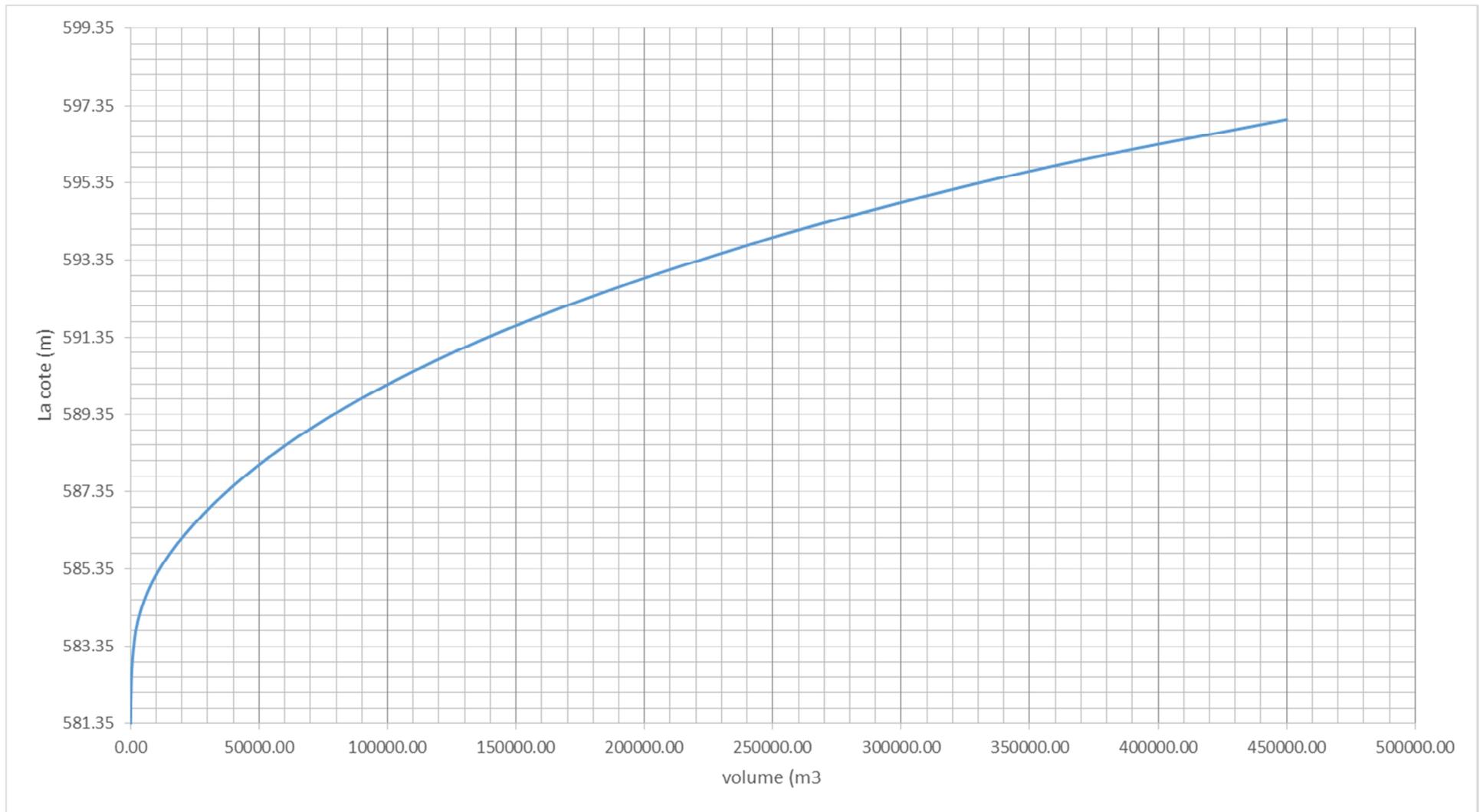


Figure III.18 : Courbe Capacité Hauteur

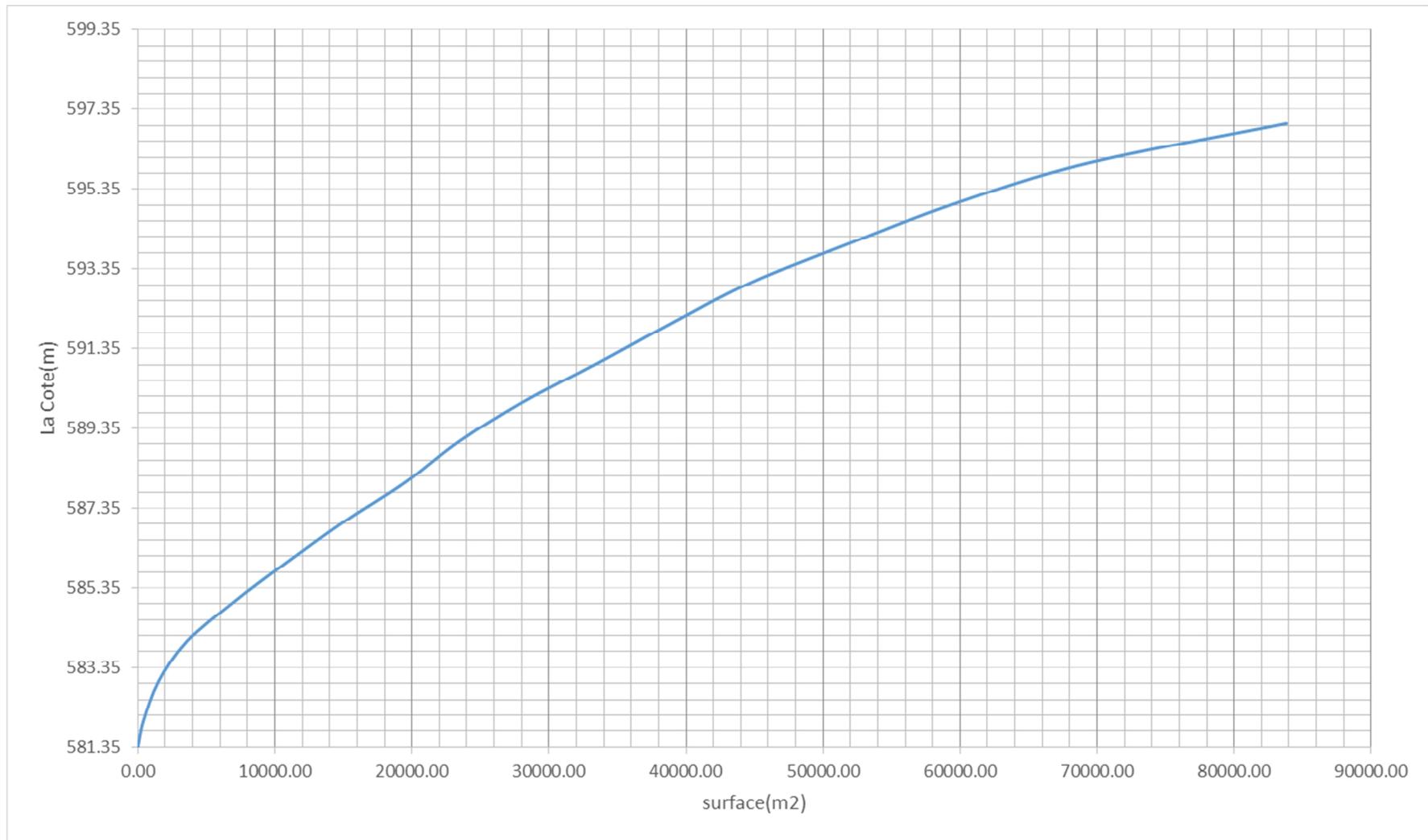


Figure III.19 : Courbe Surface hauteur

II.4.5.2 Détermination de la garantie de la restitution :

Les volumes mobilisés des retenues collinaires sont destinées pour l'irrigation dont la garantie de restitution est généralement prise égale à $P = 80\%$ (4 années sur 5) qui répond à une marge des risques pondérés qui sont liés à un ou plusieurs facteurs influent directement ou indirectement sur le développement optimum de la culture. Dans notre cas la retenue aura comme but la réalisation d'un stock d'eau pour l'irrigation.

II.4.5.3 Détermination des besoins :

La restitution est la quantité d'eau qu'on doit garantir pour satisfaire les besoins en eau d'un secteur utilisateur donné. Dans notre cas, il s'agit des besoins en eau pour l'irrigation. La question posée consiste à déterminer la quantité d'eau mise à la disposition de l'irrigant. Cette quantité doit suffire pour couvrir en même temps les besoins des plantes et aussi pour couvrir les quantités perdues dans la retenue. Connaissant la durée de la saison végétative, la répartition de cette quantité est proportionnelle à l'évapotranspiration, soit aux déficits des écoulements mensuels des mois : avril, mai, juin, juillet et août, durant lesquels on prend les quantités nécessaires de la retenue collinaire pour l'irrigation.

Les besoins mensuels exprimés en m^3 pour une surface irriguée de 39 ha, figurent dans le tableau suivant :

Tableau III.30: Estimation des besoins mensuels pour l'irrigation :

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Année
Bi%	6,10	1,39	0	0	0	0	0	4,89	13,10	21,07	29,73	23,72	100%
$U_{80\%}$ (Mm^3)	37.82	13.21	0	0	0	0	0	51.35	136.24	94.82	38.65	37.95	410.03

Source : D.H.W Tiaret

III.4.5.4 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

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

L'apport annuel $A_{80\%}$, La consommation totale et 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 hydraulité.
- 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 hydraulité est celle du mois de septembre jusqu'au mois de mai. Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le Tableau III.35 et III.36 (voir annexe A)

Tableau III.31: Calcul de volume utile sans tenir compte des pertes

Mois	W (Mm3)	U (Mm3)	W- U (Mm3)	V (Mm3)
Septembre	0.046	0	0.046	0.584
Octobre	0.071	0	0.071	
Novembre	0.079	0	0.079	
Décembre	0.079	0	0.079	
Janvier	0.098	0	0.098	
Février	0.088	0	0.088	
Mars	0.077	0.02	0.057	
Avril	0.078	0.04	0.038	
Mai	0.078	0.05	0.028	0.089
Juin	0.034	0.055	-0.021	
Juillet	0.01	0.05	-0.04	
Août	0.012	0.04	-0.028	

$V_s = 0.089 \text{ Mm}^3$ et $V_d = 0.584 \text{ Mm}^3$.

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

$$V_s > V_d \longrightarrow V_U = V_d = 0.089 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera : $V_{NNR} = V_m + V_U = 0.076338 + 0.089 = 0.966338 \text{ Mm}^3$

$$V_{NNR} = 0.165 \text{ Mm}^3$$

III.4.5.5 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration

a. Pertes par évaporation

On a: $V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots(III.39)$

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

V_{moy} : volume moyenne $\left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right] \dots\dots\dots(III.40)$

$V_{rf,i}$ 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 :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots\dots\dots(III.41)$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau III.37 (voir annexe A).

V_{moy} : 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 III.32: 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

c. Estimation de l'erreur

Les volumes des pertes sont considérer comme consommation pour ces calcules on

$$\epsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100$$

doit vérifier la condition suivant : Avec $E < 1\% \text{ à } 5\% \dots (III. 42)$

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes.

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

Si cette condition n'est pas vérifiée on doit faire des itérations.

D'après le tableau III.39 (voir annexe A) on a :

$V_s = 0.464 \text{ Mm}^3$. Et $V_d = 0.1235 \text{ Mm}^3$.

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

$V'_u = V_d = 0.1235 \text{ Mm}^3$

Donc $\frac{V'_u - V_u}{V_u} > 5\%$ donc la condition n'est pas vérifie

* il faut une 2ème approximation dans le tableau III.40 (voir annexe A)

$V_s = 0.464 \text{ Mm}^3$. Et $V_d = 0.12374 \text{ Mm}^3$.

$$V''u = Vd = 0.12374 \text{ Mm}^3$$

$$E = \frac{V''u - V'u}{V'u} \cdot 100 = 0.19\% < 1\% \text{ à } 5\%$$

La condition est vérifiée.

Le volume utile pour la régularisation saisonnière est $Vu = 0.12374 \text{ Mm}^3$

$$VNNR = Vm + V''u = 0.076 + 0.12374 = 0.20013842 \text{ Mm}^3.$$

Conclusion

On maintient les résultats trouvés par la méthode du bilan d'eau pour le calcul de la régularisation, on trouve :

Volume utile : $Vu = 0.12374$

III.4.6. Conclusion

On maintient les résultats trouvés par la méthode du bilan d'eau pour le calcul de la régularisation, on trouve :

Volume utile : **$Vu = 0.12374 \text{ m}^3$**

- Volume au niveau normale de la retenue **$VNNR = 200138.42 \text{ m}^3$**
- Côte au niveau normal de la retenue **$NNR = 592.95 \text{ m}$**
- Hauteur au niveau normale de la retenue **$HNNR = 11.6 \text{ m}$**
- Volume au niveau mort de la retenue **$VNMR = 76338.42 \text{ m}^3$**
- Côte au niveau mort de la retenue **$NMR = 589.75 \text{ m}$**

III.5 Laminage des crues :

Les débits des crues des bassins versants sont en général élevés du fait que les débits spécifiques sont d'autant plus importants que les bassins versants sont plus petits, ceci conduit à un évacuateur de crues surdimensionné et qui coûte cher ; en effet les caractéristiques sont celles qu'engendrent des averses de durée voisines du temps de concentration, les volumes d'eau qu'ils véhiculent restent faibles et pour peu que la surface du plan d'eau supérieur de la réserve soit grande.

Parmi tous les risques qui menacent l'existence d'un barrage en terre, la submersion de la digue représente l'accident le plus grave.

Le déversement sur la crête d'un tel ouvrage est un phénomène très dangereux qui peut engendrer la rupture du barrage. Dans ce cas, une vérification de la sécurité de l'ouvrage s'impose elle se fait par un laminage de crue.

Définition : On appelle laminage d'une crue la réduction du débit de pointe de son hydrogramme par des moyens naturels ou artificiels. Le laminage naturel a lieu le long

du tronçon de rivière. Les forces de frottement du fond du canal et des berges causent une réduction de la pointe de l'hydrogramme.

L'effet de laminage de crue dépend de la forme de l'hydrogramme de crue entrant, de la capacité de l'évacuateur de crue et de la forme de la partie supérieure de la retenue.

L'étude de laminage de crue va nous permettre de déterminer la cote maximale du plan d'eau, ainsi que le dimensionnement optimum de l'évacuateur de crue en fonction des hauteurs laminées sans affecter la sécurité globale de l'aménagement.

Cette étude peut se faire par calcul sur ordinateur, ou par des méthodes numériques hydrauliques, basées sur la formule de déversoir telles que : Hildenblat, Muskungum, Blackmore, Kotcherine, Step by Step et d'autres méthodes. Dans notre cas, nous avons étudié les méthodes de Kotcherine.

Et enfin, le laminage permet de déduire les dimensions de l'évacuateur de crue, c'est-à-dire sa largeur ainsi que la lame d'eau qui sera déversée, ces dimensions doivent faire l'objet d'un calcul par optimisation; vu que le coût de l'évacuateur de crue représente environ 50% de celui du barrage.

➤ **Principe de calcul :**

L'étude de laminage repose sur l'équation différentielle suivante :

$$Q(t).dt = q(t).dt + S(t).dH \dots \dots \dots (III-43)$$

Avec : $Q_c(t)$: débit de crue entrant à l'instant (t) ;

$q(t)$: débit déversé par l'évacuateur de crue (laminé) ;

S : surface du plan d'eau de la cuvette à l'instant (t).

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$(Q-q).dt = S.dH \quad \text{ou} \quad Q-q = S \frac{dH}{dt}$$

Et, $\frac{dH}{dt}$ représente la vitesse de remplissage (ou de montée des eaux) dans la retenue.

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

- 1-l'hydrogramme de crue est considérée comme un triangle ou un trapèze.
- 2-les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
- 3-le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR;
- 4-les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

Le débit d'évacuation est calculé en variant la largeur b de 25m à 70 d'après la formule suivante:

$$Q = mb\sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (III-44)$$

m: coefficient de débit dépend de la forme de déversoir m=0.49.

b: largeur du déversoir (en m).

H0: charge globale d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau.

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \dots\dots\dots (III-45)$$

H:charge d'eau sur le déversoir.

V0:vitesse d'écoulement dans le canal d'approche déterminée d'après la formule:

$$V_0 = \frac{Q}{S} \quad \text{Avec: } S = b.H.$$

La détermination de la largeur du déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après le traçage du graphe $Q_{lam} = f(h)$ déterminée par la formule:

$$Q_{lam} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}}\right) \dots\dots\dots (III-46)$$

Q%: débit maximum de crue considérée en m³/s.

V_{ch}: volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

V_{cr}: volume de la crue correspondant au Q% en m³/s. T_b: temps global de la crue.

$$V_{cr} = \frac{1}{2} Q_{\%} T_b \dots\dots\dots (III-47)$$

Tableau III.33 : Données initiales

Données initiales	
g	9,81 m ² /s
α	1
Q _{1%}	73.925 (m ³ /s)
W _{1%}	0.8 (Mm ³)
m	0,49
P	1 m

Tableau III.34 : Données de base pour la méthode de Kotcherine

Largeur b [m]	Hauteur [m]	Débit [m ³ /s]	Surface [m ²]	Vitesse [m/s]	F _{orce} [m ³]
16	1.7	76.973	43.2	1.7818	85000
18	1.5	71.772	45	1.5949	70000
20	1.3	64.341	46	1.3987	60000

22	1.1	55.088	46.2	1.1924	50000
24	0.9	44.475	45.6	0.9753	40000

Les résultats de calcul pour le laminage de la crue de projet par la méthode de Kotcherine sont donnés dans les tableaux suivant et la figure N :

Tableau III.35 : Calcul de laminage de crue par la méthode de Kotcherine

Hauteur m	Vitesse m/s	Hauteur totale m	Débit m ³ /s				
			b=16m	b=18m	b=20m	b=22m	b=24m
1.7	1.78178	1.7	76.9731	86.595	96.216368	105.84	115.46
1.5	1.59493	1.629654	72.2451	81.276	90.306433	99.337	108.368
1.3	1.39873	1.399716	57.5077	64.696	71.884565	79.073	86.2615
1.1	1.19238	1.172466	44.0875	49.598	55.109404	60.62	66.1313
0.9	0.97534	0.948486	32.0783	36.088	40.097904	44.108	48.1175



Figure III.20 : Laminage de crue de projet par la méthode de Kotcherine

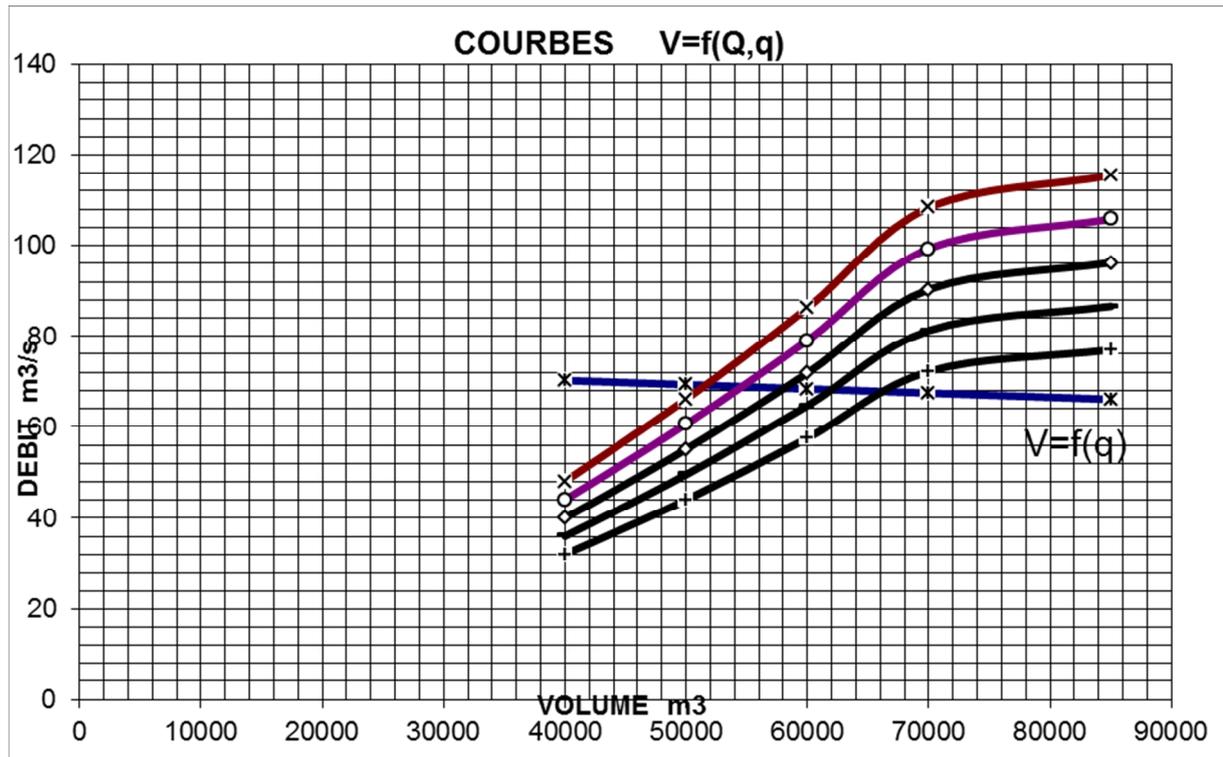


Tableau III.36 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue

Hauteur M	Vf [m³]	Q [m³/s]	Débit m³/s				
			b=16m	b=18m	b=20m	b=22m	b=24m
1.43	85000	66.07047	76.9731	86.595	96.216368	105.84	115.46
1.35	70000	67.45656	72.2451	81.276	90.306433	99.337	108.368
1.27	60000	68.38063	57.5077	64.696	71.884565	79.073	86.2615
1.19	50000	69.30469	44.0875	49.598	55.109404	60.62	66.1313
1.13	40000	70.22875	32.0783	36.088	40.097904	44.108	48.1175

Tableau II.37 : Résultat Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine

b (m)	16	18	20	22	24
h (m)	1.43	1.35	1.27	1.19	1.13
q (m)	67	67.5	68	69	70
Cote PHE	594.38	594.3	594.22	594.14	594.08

III.5.1. 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.5.2. Calcul de la revanche

Le calcul de la revanche passe par la connaissance de la hauteur des vagues qui est en fonction du paramètre fetch conditionné par la vitesse du vent.

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

- **Formule de Mallet et Paquant**

$$R = h + \frac{V^2}{2.g} + S, \dots\dots\dots (III-48)$$

Avec : $h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{F}$ et $V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} .h \dots\dots\dots (III-49)$

F : fetch en Km, f=0.53 km

$\frac{V^2}{2.g}$: Energie cinétique des vagues.

S : marge de sécurité on prend S=0,5m

A.N : h=0.74 m ; V=2 m/s ; $\frac{V^2}{2.g}=0,2m$

D'où : **R=1,26 m**

- **Calcul de la revanche par Stevenson et gaillard :**

$$R = 0,75H + \frac{V^2}{2.g} \dots\dots\dots (III-50)$$

Formule de Stevenson : $H = 0.75 + 0.34 \sqrt{F} - 0.26 \sqrt[4]{F}$ (F < 18 Km).

Gaillard : $V = 1,5 + 2H$: Vitesse de propagation des vagues (m/s).

On a : F = 0.62 Km.

A.N : H=0.86 m ; V=3.22m/s ; $\frac{V^2}{2.g}=0,53m$

La revanche sera donc : **R = 1,18 m.**

- **Formule Simplifiée**

$$R = 1 + 0,3\sqrt{F} \dots\dots\dots (III-51)$$

On a F = 0.53 Km. **Donc : R=1,26 m**

NB :

On remarque que la formule de Mallet et Pacquant tien compte de plusieurs paramètres et pour des mesures de sécurité, on prend la valeur de la revanche : **R = 1.26 m**.

III.5.3 Largeur en crête

La largeur en crête de la retenue doit assurer une sécurité suffisante contre tout risque de submersion par des vagues pour des revanches sous dimensionnées.

La largeur en crête se calcule par plusieurs méthodes.

- **Formule de Knapen :**

$$b_{cr} = 1,65\sqrt{H_b} \dots\dots\dots(III-52)$$

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

$$b_{cr} = 1,1\sqrt{H_b} + 1 \dots\dots\dots(III-53)$$

- **Formule Anonyme (simplifiée) :**

$$b_{cr} = 3,6\sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots(III-54)$$

Avec : H_b : Hauteur du barrage ; H_b = ▼NNR + h_{dév} + R + t.

On admet une valeur de (t = 0.3 m) pour le tassement de la retenue.

Tableau III.38: Calcul de la hauteur de la retenue

b (m)	h (m)	H_b (m)
16	1.43	14.59
18	1.35	14.51
20	1.27	14.43
22	1.19	14.35
24	1.13	14.29

Tableau III.39 : Calcul de largeur en crête

b	H_d	H_b	Largeur en crête du barrage		
			Formule de KNAPEN	Formule de PREECE	Formule simplifiée
16	1.43	14.7	6.30	5.20	5.80
18	1.35	14.5	6.29	5.19	5.78
20	1.27	14.4	6.27	5.18	5.76
22	1.19	14.3	6.25	5.17	5.75
24	1.13	14.2	6.24	5.16	5.74

Après analyse des résultats on opte pour une largeur

On opte pour une largeur en crête de **B_{cr} = 6 m**

III.5.4.Calcul des coûts

III.5.4.1.Calcul du coût approximatif de la digue

On calcule 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 :

$$V_B = \sum V_i \quad \text{Avec :} \quad V_i = \frac{W_i + W_{i+1}}{2} L_i \quad \dots\dots\dots(\text{III-55})$$

V i : le volume du barrage à la cote **i**.

W i : Section transversale correspondante à la coupe **i**.

L i : Distance entre deux coupes voisines.

$$\text{On a : } W_i = \frac{b + B_i}{2} H_i \quad \dots\dots\dots(\text{III-56})$$

B i : Largeur de base donnée par : **Bi = (m₁+ m₂) Hi + b_{cr}**.

m₁, m₂ : Les fruits des talus.

b_{cr} : Largeur en crête (m).

H i : Hauteur de la tranche au point **i** :

Hb : Hauteur du barrage avec : **H = NNR + R+ h_{dév} + t**.

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

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 III.40: coût de la digue.

Largeur déversant (m)	volume de la digue (m3)	Coût de la digue (millions de DA)
16	89838.89	89.83889
18	88714.33	88.71433
20	87597.33	87.59733
22	56487.88	86.48788
24	85660.76	85.66076

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 1000 DA

III.5.4.2. Calcul du coût de l'évacuateur de crues

a. Coût du déversoir

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame 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 $m = 0.48$

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 :

$$y = 0.51 \frac{(x^{1.85})}{(H^{0.85})} \dots\dots\dots(III.57)$$

Ou : H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{dév} = S.L \dots\dots\dots(III.58)$$

S : Section transversale (m²).

L : Largeur déversante (m).

Tableau III.41 :Les calcule est dans le tableau suivant :

b=16		b=18		b=20		b=22		b=24	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.4	0.071	0.4	0.074	0.4	0.078	0.4	0.083	0.4	0.086
0.8	0.252	0.8	0.264	0.8	0.278	0.8	0.293	0.8	0.306
1.2	0.529	1.2	0.555	1.2	0.584	1.2	0.616	1.2	0.643
1.6	0.896	1.6	0.940	1.6	0.988	1.6	1.043	1.6	1.089
2	1.347	2	1.413	2	1.487	2	1.569	2	1.638
2.4	1.881	2.4	1.973	2.4	2.076	2.4	2.191	0	0
Volume du béton (m ³)	72.25		55.12		64.44		74.81		50.84

En fixant le mètre cube du béton à trente mille dinars Algériens 30000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

Tableau III.42: coût de déversoir.

largeur déversants (m)	volume du béton (m3)	Coût du déversoir (millions de DA)
16	72.254	2.167620
18	55.129	1.653870
20	64.441	1.933230
22	74.811	2.244330
24	50.847	1.525410

b. 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 164.68 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \cdot L_{\text{cou}} \dots\dots\dots (III.59)$$

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

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = \left(Q_{e, \text{max}} \right)^{0,4} \dots\dots\dots (III.60)$$

Le volume du déblai est donné par :

$$V_{\text{déblai}} = \sum \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots\dots\dots (III.61)$$

Si, Si+1 : les sections des coupes déterminé 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 III.43: coût de coursier.

Largeurs déversantes (m)	Débits déversants (m3/s)	largeur de coursier (m)	Surface béton (m2)	Béton (m3)	Déblais (m3)	coût de béton (M DA)	coût de déblais (M DA)	Coût total de coursier (M DA)
16	67	5.38	3.99	657.37	1214.89	19.72	1.215	20.936
18	67.5	5.39	3.94	648.15	1218.51	19.44	1.219	20.663
20	68	5.41	3.88	638.92	1222.11	19.17	1.222	20.390
22	69	5.44	3.83	630.99	1229.27	18.93	1.229	20.159
24	70	5.47	3.80	625.67	1236.37	18.77	1.236	20.007

Le coût total du barrage :

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

Tableau III.44: coût totale du barrage.

largeurs déversants (m)	coût de la digue (millions de DA)	coût de l'évacuateur de crue (millions de DA)		coût total (millions de DA)
		déversoir	coursier	
16	89.83889	2.167620	20.936	112.94251
18	88.71433	1.653870	20.663	111.0312
20	87.59733	1.933230	20.390	109.92056
22	86.48788	2.244330	20.159	108.89121
24	85.66076	1.525410	20.007	107.19317

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure .III.22, la largeur déversante donnant le coût minimum est 24 mètre. Qui convenable avec $h = 1.13$ m.

Donc la hauteur du barrage est : $H_b = 14.29$ m.

Et le niveau de la crête ▼ Crête = 595.64 m NGA

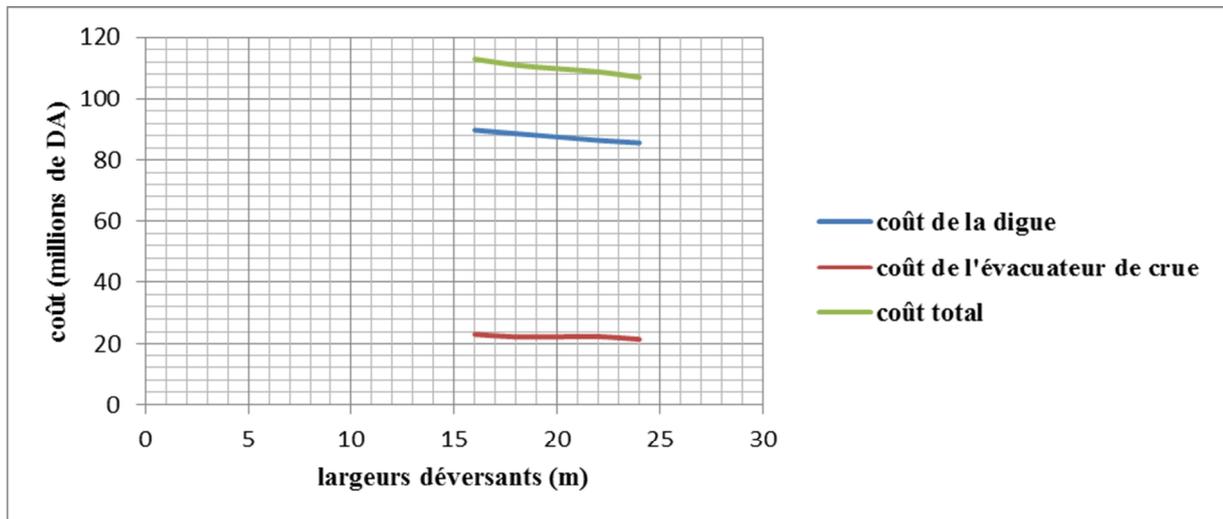


Figure.III.21: variation des différents coûts en fonction de la largeur de déversoir

III.6.Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons analysé pratiquement tous les paramètres hydrologiques régissant la réalisation de la retenue collinaire, à savoir les données pluviométriques, les débits, la régularisation de l'écoulement et le laminage de crue.

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue, du déversoir et du canal d'approche (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu de ces calculs, notre choix a été basé sur le coût total minimal de l'ouvrage.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur du déversoir optimale « $b=24\text{m}$ » et une côte en crête optimale de la digue égale à 595.64 m.NGA.

Les résultats de l'étude donnant les principales caractéristiques hydrologiques sont donnés par le tableau ci-dessous :

Tableau III.45 : Caractéristiques du barrage.

Dénomination	Unités	Valeurs
VOLUME MORT	m ³	76398.42
VOLUME UTILE	m ³	123740
VOLUME AU NIVEAU NORMAL DE LA RETENUE	m ³	200138.42
COTE DE FOND (▼FOND)	m	581.35
COTE AU NIVEAU MORT (▼NVM)	m	589.75
COTE AU NIVEAU NORMAL DE RETENUE (▼NNR)	m	592.95
COTE DE PLUS HAUTES EAUX (▼NPHE)	m	594.08
COTE DE LA CRETE (▼CRETE)	m	595.64
LARGEUR DE DEVERSOIR	m	24
LA HAUTEUR DE CHARGE DEVERSER.	m	1.13
LARGEUR EN CRETE	m	6
LE DEBIT EVACUER	m ³ /s	70

III.9.4 Laminage pour un déversoir de largeur $b=24\text{m}$

Nous allons calculer et tracer la courbe des débits déversants en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir en prenant un pas d'une (0.5) heure.

Tableau III.46 : Les volumes et les débits déversants

cote	$h_d(\text{m})$	$q(\text{m}^3/\text{s})$	$0,5*q*t$	$V (\text{m}^3)$	$v+ 0,5*q*t$
592.95	0	0	0	200138.42	200138
593.05	0.1	1.64723979	1482.51581	207214.83	208697
593.15	0.2	4.65909769	4193.18792	211767.13	215960
593.25	0.3	8.559309	7703.3781	216385.91	224089
593.35	0.4	13.1779183	11860.1265	221072.41	232933
593.45	0.5	18.4167007	16575.0306	225827.83	242403
593.55	0.6	24.2093818	21788.4436	230653.31	252442
593.65	0.7	30.5073078	27456.577	235549.94	263007
593.75	0.8	37.2727815	33545.5034	240518.74	274064
593.85	0.9	44.4754742	40027.9268	245560.63	285589
593.95	1	52.0902958	46881.2662	250676.43	297558
594.05	1.1	60.0960394	54086.4355	255866.85	309953
594.08	1.13	62.5712006	56314.0806	257438.65	313753

On trace la courbe des débits déversants en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir figure III. 23

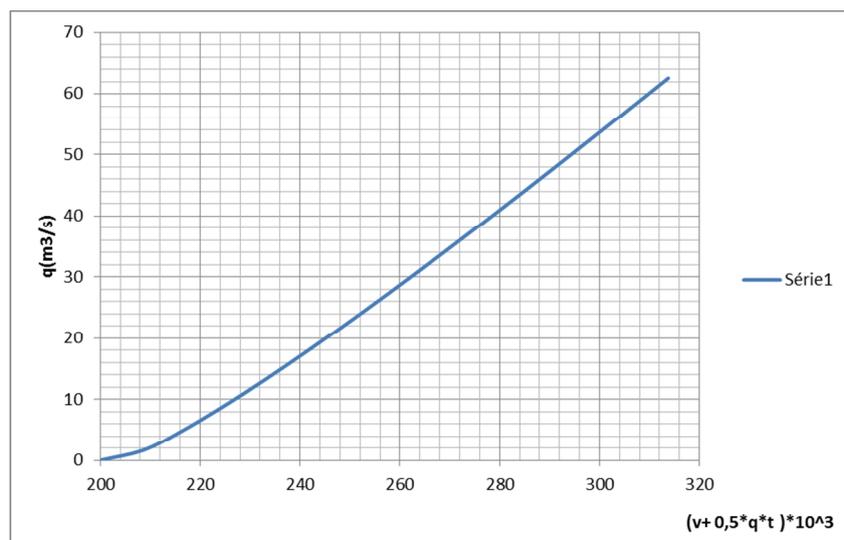


Figure III.22 : Courbe des débits déversant

Tableau III.47 : Laminage de crue (b =24 m)

Méthode grapho-analytique de Hildenblat (b=24 m)						
Temps	Q	Q _{moy}	Q _{moy} - q	(Q _{moy} -q)*dt	V+1/2.q.dt	q (b=24 m)
0	0.000	2.310	2.310	4158.28125	200138.42	0
0.5	4.620	11.551	11.115	20006.6063	204296.701	0.436
1	18.481	30.032	21.365	38457.5963	224303.308	8.6667
1.5	41.583	57.754	27.394	49309.0313	262760.904	30.36
2	73.925	61.724	0.254	458.077148	312069.935	61.47
2.5	49.524	40.356	-21.414	-38546.0244	312528.012	61.77
3	31.187	24.618	-12.602	-22684.3154	273981.988	37.22
3.5	18.048	13.644	-9.896	-17812.1514	251297.672	23.54
4	9.241	6.570	-6.910	-12438.8877	233485.521	13.48
4.5	3.898	2.527	-4.533	-8159.87988	221046.633	7.06
5	1.155	0.650	-2.640	-4752.4834	212886.753	3.29
5.5	0.144	0.072	-1.388	-2498.05371	208134.27	1.46
6	0.00	0.000	-0.730	-2628	205636.216	0.73
7	0.00	0.000	-0.210	-756	203008.216	0.21
8	0.00	0.000	-0.120	-432	202252.216	0.12
9	0.00	0.000	-0.080	-288	201820.216	0.08
10	0.00	0.000	-0.060	-216	201532.216	0.06
11	0.00	0.000	-0.040	-144	201316.216	0.04
12	0.00	0.000	-0.030	-60.48	201172.216	0.03
13	0.00	0.000	-0.028	-44.352	201111.736	0.028
14	0.00	0.000	-0.026	-93.6	201067.384	0.026
15	0.00	0.000	0.000	0	200973.784	0

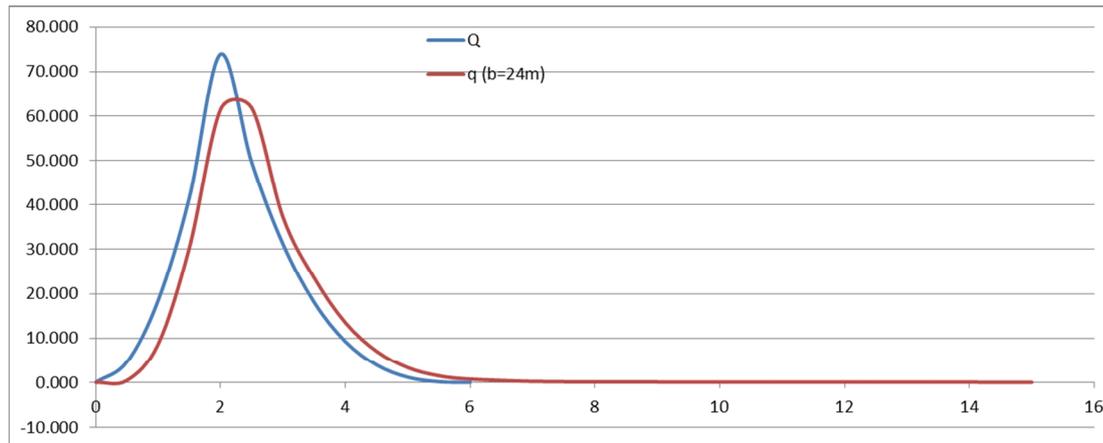


Figure III.23 : Hydrogramme des débits entrants et sortants

III.10. Conclusion

Au terme de ce chapitre on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de l'aménagement hydraulique sur la base des résultats de calculs des caractéristiques morphologiques et hydromorphométriques du bassin versant et des besoins de la future retenue collinaire. Nous pouvons retenir à l'issue de l'étude de ce chapitre les paramètres clés suivants :

- Hauteur de la retenue au niveau NNR est m et une capacité de **200138.42 m³**
- Evacuateur de crues d'une largeur optimale égale à 24 m, avec une hauteur lame déversante de 1.13 m correspondant à un NPHE a plus de 12.73 m au-dessus des fondations

Chapitre IV

Etude des variantes

IV. Introduction

Avant de lancer toute opération de construction, il faudra savoir qu'un barrage n'est pas un tas de terre à édifier en poussant simplement les matériaux au boteur à la pente naturelle du talus, mais il faut prendre en considération certains paramètres qui sont primordiales pour le choix du site et du type de barrage à réaliser.

L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale de cette étude, en effet c'est en fonction de la nature du sol de fondation et des matériaux de construction disponible au voisinage du site du barrage que l'on peut proposer des variantes et en écarter d'autre.

IV.1.a Avantages des digues en terre :

Utilisation du sol comme matériau local pour la construction de la digue.

- Possibilité d'utiliser une gamme variée de la terre de la cuvette ou des rives.
- Possibilité de construire des digues pratiquement dans toutes les régions géographiques.
- Possibilité de construire la digue pour large gamme de hauteur des barrages.
- Tous les procédés de construction sont mécanisés.

IV.1b Inconvénients des digues en terre :

- Présence de l'écoulement souterrain dans le corps de la digue, qui crée les conditions de déformation du corps de la digue.
- Grandes pertes d'eau en cas d'utilisation des sols perméables.
- L'ajout des dispositifs contre la filtration.

IV.2. Le choix du site de la retenue

L'axe du barrage est choisi sur la base de certaines conditions dictées par les critères économie, sécurité et facilité d'exécution de l'ouvrage.

En plus de la topographie, la géologie et l'hydrologie sont toujours prises en considération quant au choix de l'axe. En d'autres termes le choix de l'axe doit être conditionné par :

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

IV.3. Le choix du type de barrage

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

- **La topographie du site**

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

➤ **La morphologie de la vallée**

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

➤ **Les conditions géologiques et géotechniques**

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

-Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.

-Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en Enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard), et les tassements différentiels.

-Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place.

➤ **Les matériaux de construction**

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site ai, ainsi que du type de barrage, le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt.

En se basant sur ces exigences on peut déterminer la variante qui convient au site et le type de barrage à implanter.

IV.4. Les variantes à choisir

Pour le cas présent, les conditions topographiques, géologiques et géotechniques, du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux et on a trois variantes au choix.

Barrage en terre homogène

C'est le plus simple à réaliser, du fait que l'abondance des gisements d'argile dont les propriétés « aptitude au compactage » s'avèrent généralement favorable à la confection des remblais étanches et stables. il faut prévoir un drainage très 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 ayant des caractéristiques identiques dans tout le corps du barrage.

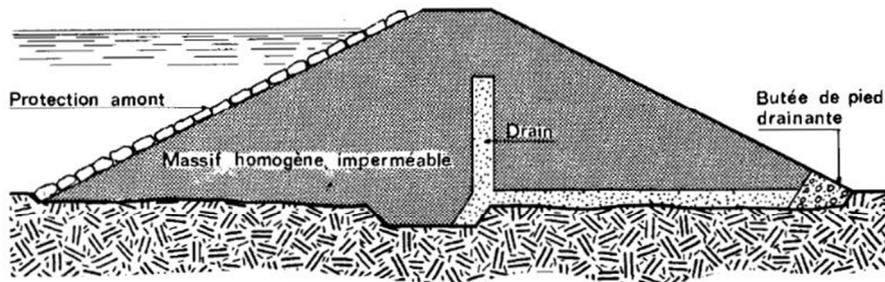


Figure IV.01 : barrage en terre homogène

Barrage zoné

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 qui s'intercale entre deux recharges (amont – aval). Ce noyau interne a l'avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuites.

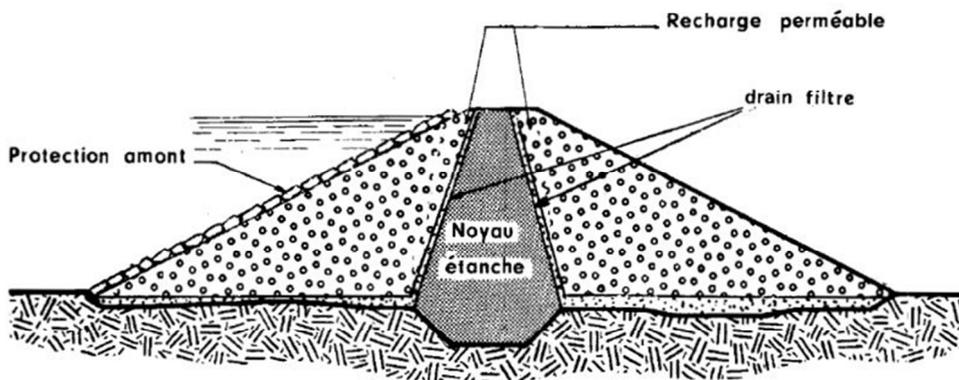


Figure IV.02 : barrage en terre zoné

Barrage en terre à masque

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telle que le manque de matériaux convenables, difficulté de mise en œuvre, Dans ce cas la solution c'est le barrage à

masque amont. La résistance mécanique est apportée par Un remblai homogène à granulométrie élevée (enrochement en général) alors qu'un organe mince tel que une géomembrane est placé plus couramment sur sa face amont pour assurer l'étanchéité. On peut exécuter le masque après l'édification du remblai. Le masque est facilement réparé lorsqu'il y a des altérations extérieures mécaniques ou thermiques.....etc.

IV.5.Fixation du choix définitif du type de barrage

On dispose de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), Donc on opte à un barrage en terre homogène (**type 1**) qui est un solution s'impose comme la plus économique. Pour le choix de la variante, on a pris en considération :

- Facilité de la réalisation ;
- Zone d'emprunt;
- Existences de carrière de matériaux de construction ;
- Distance des zones d'emprunts ;
- Conditions climatiques (températures, précipitations,...)
- Sismologie ; et Volume des matériaux de construction;
- Dispositif d'étanchéité ;
- Technologie de réalisation, coûts,....

Si l'on dispose de matériaux fins en quantité limitée et suffisamment de matériaux grossiers exploitables, on peut envisager la construction d'un barrage en terre zoné (**type 2**) avec noyau ou massif amont assurant l'étanchéité et recharges stabilisatrices grossières. Ce type de solution présente toutefois l'inconvénient d'une mise en œuvre par zone qui sera d'autant plus compliquée et onéreuse que le site est étroit et qu'il peut contrarier l'évolution des engins. Un autre inconvénient est la nécessité de séparer par des filtres de transition les différentes zones. Par contre, surtout pour les ouvrages relativement importants, les matériaux grossiers peuvent permettre un raidissement des talus.

Si l'on ne dispose pas de matériaux fins susceptibles d'assurer l'étanchéité du barrage, ou bien si l'exploitation d'une zone d'emprunt très hétérogène constituée de matériaux fins à grossiers est trop complexe, on peut recourir à une étanchéité artificielle (**type 3**).

Deux techniques sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages : la géomembrane et la paroi moulée.

IV.5.1. Etude comparative

Une étude de comparaison approximation des différents volumes de chacun des types de barrage choisis paraît nécessaire pour faire le choix du type de retenue en fonction du coût et la disponibilité des matériaux de construction.

IV.5.2- Cote en crête du barrage

- **Niveau des plus hautes eaux**

Le niveau des plus hautes eaux est égal au niveau normal de retenue (NNR = 592.95 m) Majoré de la charge déversante déjà déterminée (h = 1.13m).

$$\text{NPHE} = \text{NNR} + h \qquad \text{NPHE} = \mathbf{594.08 \text{ m}}$$

- **La revanche:**

La revanche a été calculée préalablement dans l'étude d'optimisation et elle est de **1.26 m** ce qui fait que la hauteur du barrage est de **14.29 m**

Donc la cote en crête est : NCR= **595.64 m**

IV.6. Conception de la digue

IV.6.1. Largeur en crête

La largeur en crête est calculée dans l'étude d'optimisation et elle est de **6 m**. et la longueur en crête par rapport à l'axe défini de la digue est: L=**204.75 m**.

IV.6.2. Pente des talus

Tableau IV.1 : 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
	- A zones	3	3
H ≥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, pour un barrage Homogène à fort % d'argile le fruit de talus amont est 3, avale 2.5.

IV.6.3. Volume du corps du barrage

Le volume du corps du barrage est donné par la formule : $V_b = \sum V_i$,

$$\text{Tel que : } V_i = \frac{[W_i - W_{i+1}]}{2} L_i$$

V_i : volume du barrage dans la coupe i ;

W_i : section transversale du barrage dans la coupe i ;

L_i : distance entre deux coupes voisines.

$$W_{il} = \frac{[b + B_{pi}]}{2} H_{bi}$$

b : largeur du couronnement ;

$$B_{pi} = b + (m_1 + m_2) H_{bi}$$

m_1 : pente du talus amont ;

m_2 : pente du talus aval.

IV.6.4. Protection des talus

Les talus doivent être protégés contre les dangers naturels: l'érosion provoquée par le batillage des vagues, le ruissellement des eaux de pluie, l'action des vents.

Cette protection prémunie également des dangers externes : les animaux creuseurs de terriers dans le corps de la digue, le piétinement des troupeaux domestiques, et les agissements de l'homme.

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 fut la protection des parements par des enrochements. Le barrage en enrochement ne nécessite aucune protection car son corps est constitué d'enrochement.

Talus amont

Il est protégé contre les effets des vidanges rapides, le batillage des vagues et les averses violentes.

On rencontre différents types de protection :

en béton, en béton armé, aspartique ou en enrochement.

On opte pour une protection en enrochement, cette protection consiste à la réalisation de couches d'épaisseurs prédéterminées de blocs de pierre de dimensions appropriées (rip-rap). Le matériau devra être sain, d'un poids capable de résister à la poussée des vagues.

Les talus d'un barrage en terre sont sensible à l'érosion due aux ruissellements des eaux de pluies, aux renards provoqués par le passage des eaux de saturation du barrage et en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues en général, il est préférable de prévoir une protection des talus, la protection du parement de notre barrage se fera par enrochement, pour cela nous envisagerons une protection bien étudiée en utilisant la pratique américaine qui recommande les caractéristiques de l'enrochement de bonne caractéristique physico-mécanique et qu'ils ne soient ni friables ni altérables. Les dimensions de l'enrochement peuvent être déterminées théoriquement en fonction de la hauteur des vagues et de leurs vitesses de propagation par les méthodes suivantes:

- **La méthode de « U.S.ARMAY »**

Les effets de propagation des vagues dans la retenue due au vent et d'après CSN 736500 14/11/1980.

$$h_v = 0,0026 \cdot \frac{W_{10}^{1,06} \cdot D_{\text{éf}}^{0,47}}{g^{0,53}}$$

Avec :

h_v : Hauteur de propagation des vagues.

$D_{\text{éf}}$: Longueur du plan d'eau (Fetch) en (m).

W_{10} : Vitesse du vent avec une fréquence 10% ;

$D_{\text{éf}} = \text{Fetch} = 0,53 \text{ Km} = 530 \text{ m}$;

$W_{10} = 30 \text{ m/s}$.

$$h_v = 0,0026 \cdot \frac{30^{1,06} \cdot 530^{0,47}}{9,81^{0,53}} = 0,54 \text{ m}$$

$$h_v = 0,54 \text{ m}$$

D'après Mallet et Paquant: $h_v = 0,74 \text{ m}$.

D'après U.S.B.R : $h_v = 0,77 \text{ m}$.

Tableau .IV.2:L'épaisseur min de la couche d'enrochement

Hauteurs des vagues	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement	D50% minimum (m)
0 ÷ 0,30 m	0,30	0,20
0,30 ÷ 0,60 m	0,40	0,25
0,60 ÷ 1,20 m	0,45	0,30
1,20 ÷ 1,80 m	0,55	0,40
1,80 ÷ 2,40 m	0,70	0,45
2,40 ÷ 3,00 m	0,80	0,55

Pour notre cas, $0.6 < H_v < 1.2$ m, on trouve que l'épaisseur min de la couche d'enrochement égale à **0,45m**, et le D50 min égale à **0,3m**.

Pour déterminer l'épaisseur de cette couche, on utilise plusieurs méthodes.

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

On a: $e = CV^2$(V.7)

V : vitesse de propagation des vagues ($V= 3.06$ m/s) .

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique du matériau d'enrochement : ($\gamma_p=2.5$ g/cm³)

La valeur de « c » est donnée par le tableau suivant :

Tableau .IV.3:Les valeurs du coefficient C

Pente du talus	Valeur de c		
	$\gamma_p = 2.5$	$\gamma_p = 2.65$	$\gamma_p = 2.80$
1/4	0.027	0.024	0.022
1/3	0.028	0.025	0.023
1/2	0.030	0.028	0.026
1/1.5	0.036	0.028	0.030
1/1	0.047	0.041	0.038

$P = 0.52e^2Gs(t)$(V.8)

Le diamètre moyen d'un bloc réduit à la sphère équivalente sera:

$Dp = \sqrt[3]{\frac{p}{0.524Gs}}$ (V.9)

Diamètre moyen de $d_m=25$ cm.

Donc on retient une protection d'une épaisseur de 50 cm avec deux couches d'encrochements.

Conclusion :

La protection du talus amont de pente 1/3 sera protégé avec un revêtement de (Rip-Rap) d'une couche d'encrochement d'épaisseur $t = \text{ép} = 0.50\text{m}$ avec un poids d'une pierre séparé de et d'un diamètre moyen de $D_p = D_m = 30,00 \text{ cm}$ tout en respectant la granulométrie suivante : $D_{50\% \text{ minimum}} = 0,30\text{m}$.

IV.6.5. Protection de la crête

La crête de la digue sera revêtue d'une couche de produit asphaltique de 40 cm d'épaisseur, afin d'éviter les fissures dues au retrait des matériaux argileux et de permettre en plus le passage (en principe exceptionnel) d'un véhicule.

IV.6.6. Le noyau pour la deuxième variante

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

Le dimensionnement du noyau dans l'étude des variantes, nous a donné les résultats suivants :

Tableau IV.4 : Caractéristiques du noyau

Caractéristiques du noyau	
Largeur en crête (m)	4
Hauteur du noyau (m)	13.29
Largeur à la base du noyau (m)	17.29
Pente des talus	1/0.5

IV.6.7. Clé d'étanchéité

C'est une tranchée remplie de matériaux assurant l'étanchéité du massif, elle doit recouper la couche perméable et s'ancrer dans le substratum imperméable. Cette solution est adoptée lorsque l'épaisseur de la couche imperméable n'est pas très grande, car l'exécution de la tranchée et son remblayage se fait d'une manière mécanique.

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau. Sa hauteur à partir du terrain naturel est de 2.5 m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0.50 m. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m=1.5$.

Cette clé d'étanchéité sera liée au dispositif d'étanchéité et sera réalisée sur l'axe de la digue ou légèrement en amont de celui-ci. On s'assurera, dans tous les cas, que la couverture du remblai imperméable au-dessus de la tranchée est suffisante.

IV.6.8. Etanchéité de la fondation

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer une bonne liaison entre la fondation et le corps de la digue.

Elle doit être réalisée lorsque la fondation imperméable n'est pas atteinte après décapage.

Pour les deux premières variantes une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de l'argile.

Elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue.

- La clé d'étanchéité est constituée d'argiles compactées dans les deux variantes.
- La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 2.5m
- La pente des talus de la clé d'étanchéité est $m = 1.5$.
- Pour la 3ème variante l'étanchéité de la fondation est assurée par l'ancrage du masque amont en géomembrane jusqu'au substratum.

IV.6.9.le drainage du barrage

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec la fondation un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est le long du barrage et son rôle est de cumuler les eaux drainées et les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

Dimensionnement du drain prisme

➤ Hauteur du prisme de drainage.

Hauteur

$$H_p = (0.15 \div 0.2) H_b \dots\dots\dots (IV.5)$$

Avec :

H_b : hauteur du barrage, $H_b = 14.29$ m.

$$H_p = 0.17 \times H_b = 0.175 \times 14.25 = 2.429 \text{ m}$$

$$H_p = 2.5 \text{ m}$$

Largeur en crête

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \dots\dots\dots (IV.6)$$

$$b_p = 1/3 \times 2.5 = 0.83\text{m}$$

Nous prenons : $b_p = 1 \text{ m}$

Fruits de talus

$$m_1 = (1 \div 2.5) \dots\dots\dots (IV.7)$$

$$m_2 = (1.5 \div 2.5) \dots\dots\dots (IV.8)$$

Nous prenons : $m_1=2$ et $m_2= 2.5$.

Largeur en base du prisme

Elle est exprimée par :

$$B_p = b_p + (m_1 + m_2) H_p \dots\dots\dots (IV.9)$$

$$B_p = 1 + (2 + 2.5) \times 2.5 = 12.25\text{m}$$

$$B_p = 12.25 \text{ m}$$

Dimensionnement du Drain tapis

$$L_d = 1/3 L_b \dots\dots\dots (IV.5)$$

L_d : longueur du drain tapis en m

L_b : largeur transversale du barrage ($L_b=84.595\text{m}$)

On trouve $L_d = 28.19\text{m}$.

IV.7.Evaluation du prix total des différents matériaux

a. 1ère variante

Pour un barrage homogène d'une hauteur de 14.29 m on prend les pentes des talus:

$$m_1=3. \quad m_2=2,5.$$

Les résultats de calcul sont exprimés dans le tableau suivant:

Tableau IV.5: Coût de la digue (1ère variante) :

Désignation	Unité	Quantité (m3)	P.U (DA)	Montant (DA)
Enrochement	m3	4626.33	800	3701064
Gravier	m3	9663.89	600	5798334
Sable	m3	1391.96	600	835.176
Remblai en argile compacte	m3	85660.76	800	68528608
Montant total				78029397.96

b. 2ème variante:

Pour un barrage à zones on prend les pentes des talus amont et aval: $m_1=3$, $m_2=2.5$

Les résultats de calcul ont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.6: Coût de la digue (2ème variante) :

Désignation	Unité	Quantité (m3)	P.U (DA)	Montant (DA)
Recharge	m3	55822.55	1000	55822550
Enrochement	m3	4626.33	800	3701064
Gravier	m3	9663.89	600	5798334
Sable	m3	1391.96	600	835.176
Remblai en argile compacte	m3	29838.21	1000	29838217.5
Montant total				95161000.68

c. 3ème variante:

Pour un barrage en enrochements on prend les pentes des talus amont et aval: $m_1=m_2=3$; Les résultats de calcul ont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.7: Coût de la digue (3ème variante) :

Désignation	Unité	Quantité (m3)	P.U (DA)	Montant (DA)
Masque	m3	4626.33	1000	4626330
Gravier	m3	1391.96	600	835.176
Sable	m3	1391.96	600	835.176
Recharge (enrochement)	m3	85660.76	1000	85660760
Montant total				90282760.35

IV.8Conclusion:

Les trois variantes sont faisables mais on s'est penché vers la première variante (digue homogène) car on a les matériaux qu'il faut à moindre coût avec facilité de réalisation. Ce dernier remplit les conditions suivantes :

- Une imperméabilité suffisante.
- Insoluble dans l'eau.
- Une faible teneur en matière organique (<5%) .
- Ne pas se fissurer, sous l'effet des tassements.
- Une grande résistance au cisaillement et un maximum de densité sèche.
- Economique.

CHAPITRE V
ETUDE LA
VARIANTE DE LA
RETENUE

V. Introduction

Les barrages en terre peuvent être constitués de matériaux de construction des caractéristiques très diverses, aux différences des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme terre couvre 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 les latérites, des schistes et grès tendres...etc.

Le choix de type de barrage se fait en fonction de caractéristiques locales en particulier de la même nature de sol de fondation et de la forme de vallée, des problèmes de transport d'avoisinement, de l'extraction des matériaux des constructions de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques..

Variante retenue

La retenue sera réalisée avec une digue en terre homogène.

V.1. Dimensionnement

V.1.1. la revanche du barrage

Un barrage en remblai ne supporte pas la surverse, ni le déferlement de vagues par-dessus la crête, sinon le talus aval et la crête du barrage seraient alors assez rapidement érodés, le phénomène pouvant aller jusqu'à l'ouverture d'une brèche, ce risque de déferlement de vagues doit être circonscrit par l'adaptation d'une revanche suffisante entre le PHE et la cote de la crête. Le dimensionnement de la revanche tient compte de la hauteur potentielle des vagues (elle-même en fonction de la vitesse du vent et de la longueur du plan d'eau) et de l'effet de projection de l'eau vers la crête lorsque les vagues viennent buter contre le talus amont. La revanche est calculée dans l'étude d'optimisation de **1.26 m**.

V.1.2. largeur en crête

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

V.1.3. Pentes des talus

Elles varient en fonction de la hauteur du barrage et du type de matériaux et sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. En ce qui concerne le massif, pour déterminer la pente des parements, on se donne en général des pentes qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux et on vérifie par une méthode de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante avec ces pentes,

Dans notre cas : Pour le parement amont la pente du talus est 1/3 et pour le parement aval la pente du talus est 1/2,5.

Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement

Après le chapitre étude des variantes, on trouve que l'épaisseur de couche $e = 50$ cm et un diamètre moyen de 30 cm. Donc une protection du talus amont d'une épaisseur de 50 cm d'enrochement avec 30cm de filtre (lit de gravier et sable).

Comme les barrages enherbés sont devenus des lieux idéals pour le pâturage, alors on a opté pour une couche de 30 cm de végétations sur le talus aval.

b. Protection de la crête

La crête de la digue sera revêtue d'une couche de produit asphaltique de 40 cm d'épaisseur,(Après l'étude des variante)

Afin d'éviter la stagnation des eaux de pluies, une pente de 2 % de part et d'autre à partir de l'axe de la crête est à prévoir.

IV.1.4. Etanchéité de la fondation

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer une bonne liaison entre la fondation et le corps de la digue.

Elle doit être réalisée lorsque la fondation imperméable n'est pas atteinte après décapage.

Pour les deux premières variantes une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de l'argile.

Elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue.

- La clé d'étanchéité est constituée d'argiles compactées.
- La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 2.5m
- La pente des talus de la clé d'étanchéité est $m = 0.5$.

V.1.5. les drains et les filtres

Le système de drainage a pour but de collecter et d'organiser l'évacuation des eaux infiltrées à travers le bief aval vers la rigole d'évacuation afin d'éliminer les déformations du sol de la fondation de la digue dues aux infiltrations, ainsi que pour abaisser la zone d'influence du courant d'infiltration.

Le drainage se constitue de deux parties :

- La partie collectrice (filtre inverse) est composée par trois couches de transitions en contact avec le corps de la digue et la fondation d'une longueur de 45.19 m.

La première couche d'une épaisseur de 30 cm en sable se situant entre le remblai de la digue et la fondation d'un côté et la deuxième couche de l'autre côté.

-La deuxième couche d'une épaisseur de 30 cm se constitue de gravier, se situant entre la première et la troisième couche.

La partie évacuatrice est composée de matériaux perméables de roche et de pierres d'un diamètre de [200 – 250] mm, occupe la grande partie centrale du prisme de drainage.

Remarque

Pendant la réalisation du filtre, le respect de la succession granulométrique doit être juste de façon qu'on parte du plus petit diamètre au plus gros.

Organes de drainage et de filtration

Pour contrôler les infiltrations à travers le remblai, il est nécessaire de mettre en place un dispositif drainant et filtrant.

En ce qui concerne la qualité des matériaux, les principaux essais, outre la granulométrie, sont :

- Mesure du coefficient de friabilité des sables.
- Essai LOS ANGELES (chocs) et l'essai (Micro-Deval) (usure) pour les graviers.
- Equivalent de sable (la présence d'argile peut entraîner une cohésion et donc la fissuration du matériau).
- Les matériaux calcaires sont à éviter pour les organes de drainage.

Les prismes de drainages permettent de :

- Recevoir et évacuer les eaux infiltrées à travers le corps du barrage et sa fondation.
- Rabattre la ligne phréatique le plus basse possible.
- Réduire les pressions interstitielles dans certaines parties du corps du barrage.

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

1. Une fondation assez plastique renfermant des pressions interstitielles considérables.
2. Le talus aval du barrage est toujours sous menace des déformations

dues aux pressions (sous-pressions et pressions interstitielles) et aux infiltrations si certaines mesures ne sont pas prises.

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 d'intercepter le débit de fuite sans dégâts.

Le dispositif drainant le plus approprié pour remplir ces fonctions est le drain tapi appelé également drain horizontal. Ce drain tapis est constitué de couches de filtres inversés dont il faut déterminer la constitution granulométrique. Afin d'éviter des affleurements des nappes sur le talus aval, on munira le drain tapis au niveau du pied aval d'une couche d'enrochements. Le drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du projet. L'épaisseur des couches des filtres sera calculée après le calcul du débit de fuite à travers le corps de la digue.

a. Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la protection et le corps du barrage

Pour cela on doit tenir compte des règles de TERZAGUI

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} \dots \dots \dots (V.1)$$

Et comme nous n'avons pas des matériaux pour confectionner les filtres on doit calculer les dimensions ou bien les fuseaux granulométriques des matériaux à mettre en place. On a :

D_{15} : Diamètre des particules des sols protégeant (enrochement).

d_{85} : Diamètre des particules du sol protégé (corps du barrage).

De la courbe granulométrique:

La condition de TERZAGUI n'est pas vérifiée donc et en tenant compte des critères

TERZAGUI et des règles suivantes $12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40$ et $12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$(V.2)

On calcule les filtres.

a.1.Calcul des filtres

Règles des filtres :

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

Condition1:

$$\frac{D_5}{d_{17}} \cdot 0.32 \sqrt[6]{\eta(1+0.5)} \frac{n}{1-n} \dots \dots \dots (V.3)$$

D'où

- η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = D_{60}/D_{10}$;
- n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta$;
 $n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux ;
 $n_0 = 0,45$ pour les sols argileux.

Condition 2

Vérification des suffisances de perméabilité : $K_F = (2 + \sqrt[6]{\eta} K) \left(\frac{m}{S} \right)$

D' ou

- K : Coefficient d'infiltration du sol protégé (m/s) ;
- K_F : Coefficient de perméabilité du filtre (m/s).

Et comme nous n'avons pas des matériaux pour confectionner les filtres on doit calculer les dimensions ou bien les fuseaux granulométriques des matériaux à mettre en place on doit déterminer la courbe granulométrique des filtres.

b. Détermination de la courbe granulométrique des filtres

Les critères de conception des filtres les plus fréquemment utilisés sont ceux qui sont établis par par les conditions de Terzaghi (1922), perfectionnés en suite par les travaux du Corps d'Ingénieurs de l'Armée et le Bureau de Réclamations des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984).

Critères de conception :

- $\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{85}(\text{sol})} \leq 4 \div 5$ Condition l'entraînement de particules fines par le phénomène de renard.
- $\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{15}(\text{sol})} > 4 \div 5$ Condition de perméabilité.
- $\frac{D_{50}(\text{filtre})}{d_{50}(\text{sol})} < 25$ Parallélisme des courbes granulométriques.
- $\frac{D_{60}(\text{filtre})}{D_{10}(\text{filtre})} \leq 20$ Coefficient d'uniformité du filtre.

Pour construire le fuseau granulométrique nous allons déterminer le D_{15} , D_{50} et D_{60} du filtre.

- $D_{15 \text{ filtre}} \leq 4 \times d_{85 \text{ sol}}$
 $D_{15 \text{ filtre}} < 4 \times 0.01 \quad \longrightarrow \quad D_{15 \text{ filtre}} < 0.04 \text{ mm}$
- $D_{15 \text{ filtre}} > 4 \times d_{15 \text{ sol}}$
 $D_{15 \text{ filtre}} > 4 \times 0.0003 \quad \longrightarrow \quad D_{15 \text{ filtre}} > 0.0012 \text{ mm}$
- $D_{50 \text{ filtre}} < 25 \times d_{50 \text{ sol}}$
 $D_{50 \text{ filtre}} < 25 \times 0.0012 \quad \longrightarrow \quad D_{50 \text{ filtre}} < 0.03 \text{ mm}$
- $D_{60 \text{ filtre}} < 20 \times d_{10 \text{ sol}}$
 $D_{60 \text{ filtre}} < 20 \times 0.005 \quad \longrightarrow \quad D_{60 \text{ filtre}} < 0.1 \text{ mm}$

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont :

- Couches horizontales de sables : 0.15 m
- Couches horizontales de graviers : 0.15 m

Notre filtre est constitué du gros sable et sable fin, donc il faut utiliser une épaisseur minimale de 0.15 m pour la couche du filtre horizontale .

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

La condition de l'absence du renard au massif du sol.

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\mu_F} (1 + 0.05\mu_F) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots(V.4)$$

- μ_F : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre.
- $\mu_F = D_{60}/D_{10} = 0.09/0.031 = 2.90$

$$n = n_0 - 0.1 \log(\mu_F)$$

Tableau V.1: Valeurs de D5, D17, n0 et n

D5 (mm)	0.12
D17 (mm)	0.25
n ₀	0.45
n	0.404

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{2.90} (1 + 0.056 \times 2.90) \frac{0.404}{1 - 0.404} = 0.38$$

$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0.48 > 0.30$$

Il n'y a pas de risque de l'apparition du phénomène du renard dans le filtre.

A. Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre

$$K_F > (2 + \sqrt[6]{\mu_F}) \cdot K_N \dots\dots\dots(V.5)$$

Avec :

- K_F : Coefficient de perméabilité du filtre $4 \cdot 10^{-8}$ m/s.
 - K_N : Coefficient d'infiltrations du remblai de la digue 10^{-8} m/s.
- $$(2 + \sqrt[6]{2.9}) \times 10^{-8} = 3.19 \times 10^{-8} \text{ m/s}$$

$$K_F > 3.19 \times 10^{-8} \text{ m/s}$$

Conclusion

On prévoit:

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur =15 cm ;
- La deuxième couche est en gravier d'épaisseur =15 cm ;
- Les enrochements d'épaisseur = 50 cm.

V.2. Dimensionnement de prisme

Fruit des talus : $m1 = (1-1.75)$ on prend $m1 = 1 : 2$.

$m2 = (1.5-2.5)$ on prend $m2 = 1 : 2.5$.

C'est le type de drainage le plus efficace pour la digue, car d'une part, on utilise moins de matériaux saturés, et d'autre part, il contrôle les filtrations de la retenue, la sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur, pour son dimensionnement il est recommandé d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0.20$ m, par rapport aux matériaux à employer et du remblai on peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre. Un tapis filtrant horizontal est proposé, il sera disposé sur le tiers aval du sol de fondation, Les éléments les plus fins constituant la première couche horizontale de ce filtre, cependant la granulométrie des couches disposées augmente progressivement.

V.2.1. Dimensionnement du drain tapis

Il s'agit de déterminer la longueur du drain tapis suivant la relation :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots \dots \dots (V.6)$$

L_d : Longueur du drain tapis en mètres .

L_b : Longueur transversale du barrage en mètres.

Donc : $L_d = 84.595/3 = 28.198$ m

On prend $L_d = 28.198$ m

V.2.2. Epaisseur du drain

D'après le tableau suivant :

Tableau .V.2: épaisseur minimal de drain (Gérard DEGOUTTE ,1997)

$H^2\sqrt{V}$	<30	30 à 100	100 à 300	300 à 700	700 à 1500
Epaisseur (m)	0.50	0.80	1.00	1.20	1.50

H : hauteur du barrage en (m).

V : volume de la retenue en (Hm^3).

Notre barrage à $H=14.29$ m, et $V=0.200 Hm^3$ donc $H^2\sqrt{V}=91.32$ (30 à 100)

Donc $E_d = 0.8$ m

V.3. Etude des infiltrations

La filtration d'eau à travers le corps du barrage en terre et sous ses ouvrages se produit sous l'effet de la charge d'eau au bief amont.

Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries graves sur les barrages sont provoquées par l'effet des infiltrations, c'est pourquoi il faut toujours faire un calcul sur les infiltrations, donc établir la position de la ligne phréatique ou la ligne de saturation dans le massif de la digue, déterminer le gradient de filtration, les vitesses de filtration et les débits de filtration à travers de l'ouvrage et le sol de fondation.

V.3.1. Objectif de calcul d'infiltration

L'objectif de cette partie est de déterminer :

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

V.3.2. 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 ou 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 :

$$Y^2 - Y_0^2 - 2XY_0 = 0 \quad \dots\dots\dots(V.7)$$

Avec $Y_0 = \sqrt{H^2 + d^2} - d \quad \dots\dots\dots(V.8)$

d : Largeur en base du barrage diminuée

H : La hauteur d'eau en amont

Donc l'équation est ; $Y = \sqrt{Y_0^2 + 2Y_0 * X}$

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

$Y_0 = 3.33 \text{ m}$.

Tableau. V.3: Coordonnées de la parabole de KOZENY :

X (m)	0	2	4	6	8	10	12	14	16
Y (m)	2.08	3.56	4.58	5.41	6.13	6.78	7.37	7.91	8.42
X (m)	18	20	22	24	26	28	30	31.31	
Y (m)	8.90	9.36	9.79	10.21	10.61	10.99	11.36	11.60	

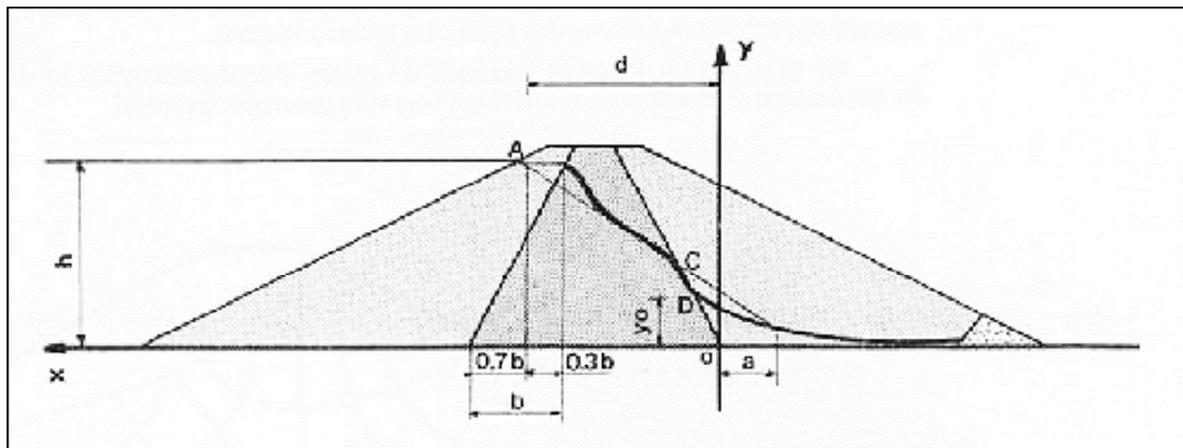


Figure V.1 : Schéma de calcul de la ligne de saturation

La parabole coupe le plan d'eau en un point a.

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny on raccorde celle-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole.

$$a_0 = \frac{Y_0}{2} = \frac{1}{2} (\sqrt{d^2 + H^2} - d) \dots\dots\dots (V.9)$$

$\implies a_0 = 1.04 \text{ m}$

V.3.3. Calcul du débit de fuite par infiltration

a) digue

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

$$q = K.I.A \dots\dots\dots (V.10)$$

Avec :

q : débit d'infiltration (m² /s/ml);

I : gradient hydraulique;

K : Coefficient de perméabilité. (K=0.847 10⁻⁷ m/s);

A : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I = \frac{dy}{dx}$ et $A = y.l$

Donc : $q = K.y \frac{dy}{dx}$ (V.11)

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

D'où: $q = K.y_0$ m³/s/ml

Le débit total à travers le barrage sera : $Q = q.L$ (V.12)

$y_0 = 3.33m$

$K = 0.847. 10^{-7} m/s$

$q = 0.847 * 10^{-7} * 3.33 = 2.328 * 10^{-7} m^2/s/ml$

Donc $Q_I = q.L = 2.82 * 10^{-7} * 204.75 = 5.77 * 10^{-5} m^3/s$.

$Q_I = 5.77 * 10^{-5} m^3/s$

b) Fondation

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

$q = K.I.A$

Avec :

K : Coefficient de perméabilité. (K=0.10.10⁻⁶ m/s)

$I = H_e/L_b$ (V.13)

(H_e= charge de la retenue=11.6 mce, L_b= 84.595m L'emprise du barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur. A=T.l (T=3m Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où $q = K.I.T$

AN $q = 0.1 * 10^{-6} \frac{116}{84595} * 3 = 4.11 * 10^{-8} m^2/s/ml$

Donc $Q_F = q.L = 7.92 * 10^{-7} * 204.75 = 8.42 * 10^{-6} m^3/s$

$Q_F = 8.42 * 10^{-6} m^3/s$.

Débit total d'infiltration $Q = Q_F + Q_I = 8.42 \cdot 10^{-6} + 5.77 \cdot 10^{-5} = 6.61 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$

V.3.4. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage

1) dispositif d'étanchéité

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

$$I = \frac{H}{\delta n} < I_{adm} \quad \dots\dots\dots (V.14)$$

ΔH : perte de charge dans le corps de la digue.

δn : épaisseur moyenne de la digue.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau suivant

Tableau .V.4: Classification des barrages :

Classe de l'ouvrage	Sol de fondation	
	Rocheux	Meuble
I	Hb > 100 m	Hb > 50
II	De 50 à 100 m	De 25 à 50 m
III	De 20 à 50 m	De 15 à 25 m
IV	Hb < 20 m	Hb < 15 m

Notre barrage appartient à la classe IV

Tableau .V.5: Gradient admissible à travers le remblai terreux

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

$$I_{adm} = 1.95$$

Donc: $\Delta H = 11.6 \text{ m}$; $\delta n = 84.595 \text{ m}$; $I = 0,137 \leq I_{adm}$

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

2) fondation du barrage

La vérification de la résistance d’infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante est vérifiée :

$$I < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (V.15)$$

Avec :

I_{cr} : gradient d’infiltration critique qui est déterminé en fonction du type du sol de la fondation. Il est donné par le tableau suivant.

Tableau .V.6: Gradient admissible pour les fondations d'un remblai :

Type de sol	Classe de l'ouvrage
	IV
Argile compactée	0,9
Limon	0,45
Sable moyen	0,40
Limon sableux	0,28
Sable fin	0,22

K_s : coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe de barrage d’après le tableau suivant

Tableau .V.7 : Détermination de coefficient de sécurité

Classe de l'ouvrage	I	II	III	IV
K_s	1.25	1.20	1.15	1.10

I_f : gradient d’infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d’après la formule suivante :

$$I_f = \frac{H}{L + 0,8 \times T_c} \dots\dots\dots (V.16)$$

T_c : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation. ($T_c=3m$)

H : charge d’eau ($H=11.6 m$).

L : longueur à la base du barrage ($L=84.595m$).

On a donc : $I_f = 0,1329$

La fondation est en argile ce qui donne ($I_{cr}=0.9$).

Notre barrage appartient à la classe IV ce qui donne ($K_s=1.10$).

On a donc : $\frac{I_{cr}}{K_s} = 0,81$

Ce qui nous donne $I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$ donc la résistance d'infiltration à travers les fondations est assurée.

V.4. Etude de stabilité

V.4.1. 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.

V.4.2. 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

V.4.3. 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.

Pour 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 :

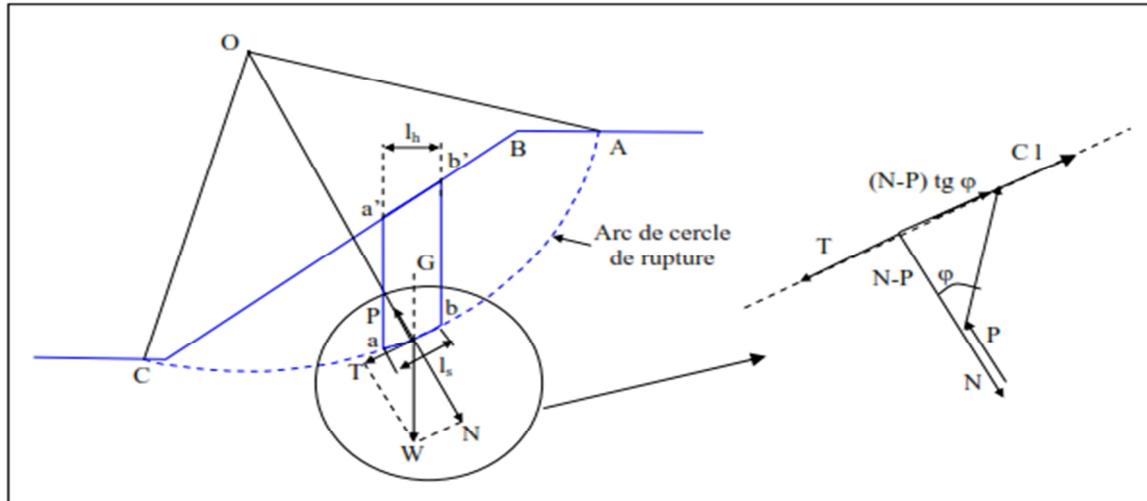


Figure V.02 Forces exercées par une tranche de sol instable sur le cercle de glissement (O, Ri).

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.

V.4.4. 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).
- Fonctionnement normal (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 .V.8: 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 IV classe, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : $K_{SS,adm} = 1,1 \div 1,05$.

- avec séisme : $K_{AS,adm} = 1,05$.

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.

V .4.5. 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 :

$$R_1 = K_1 H_b \dots\dots\dots(V.17)$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b=14.29m$).

(K_1-K_2) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau suivant :

Tableau .V.9: les différentes valeurs de K_1 ET K_2

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	14.29	32.87
Aval	2,5	0,875	2,025	12.50	28.937

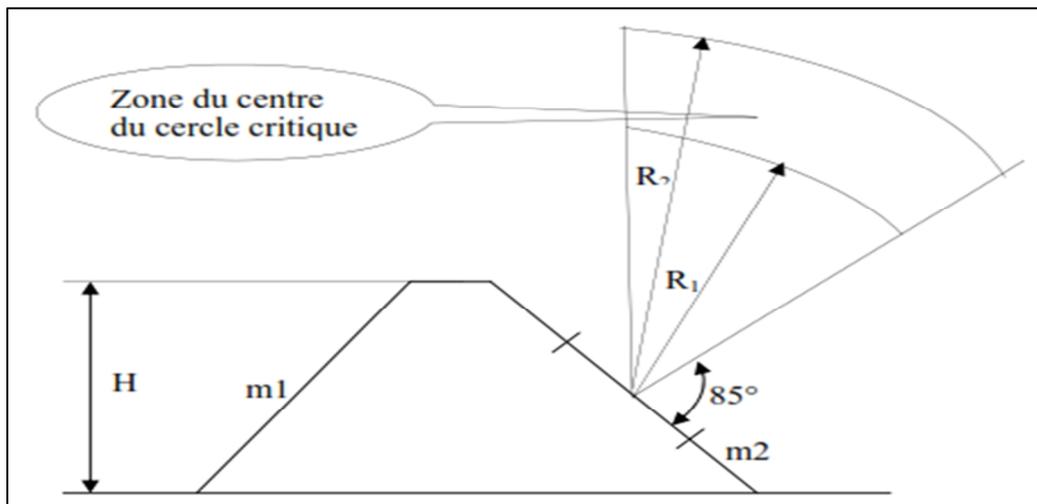


Figure V.3 : Zone du centre du cercle critique selon principe de Fondéev

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) : $N= G_n \cos \alpha$ (V.18)

Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T= G_n \sin \alpha$(V.19)

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

la densité déjaugée $\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$.

V.4.6.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 : $G_n = b (\gamma_1 .h_1 + \gamma_2 .h_2 + \gamma_3 .h_3)$ (V.20)

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).

$$P = U . dl = \gamma_w . h . dl \dots\dots\dots (V.21)$$

U : pression interstitielle.

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

γ_w : poids volumique de l'eau $\delta_w=10\text{KN/m}^3$.

h : hauteur de la tranche.

c)-Forces de cohésion

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots(V.22)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

d)-Forces dues au séisme

$$T = a \cdot G_n \dots\dots\dots(V.23)$$

a : Coefficient de séisme.

G n : Poids de la tranche.

V.4.7. Classement des forces

On peut classer toutes ces forces comme suit :

➤ **Les forces stabilisatrices**

a. Force de frottement

$$F_f = N_n \cdot \text{tg } \varphi - U \cdot \text{dl} \cdot \text{tg } \varphi \dots\dots\dots(V.24)$$

φ : Angle de frottement.

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

b. Force de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots(V.25)$$

Avec : $dl = \frac{2 \cdot \pi \cdot R \cdot B_i}{360} \dots\dots\dots(V.26)$

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 :

$$M_s = [(N_n - U \cdot \text{dl}) \cdot \text{tg } \varphi + c \cdot dl] \cdot R \dots\dots\dots(V.27)$$

➤ **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 :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots(V.28)$$

Remarque que :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro d'ordre de la section divisée}}{10} \dots\dots\dots(V.29)$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

V.4.8. 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

$$K_{ss} = \frac{\sum (Nn - pi)tg \varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Gn \sin \alpha_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots(V.30)$$

$$K_{as} = \frac{\sum (Nn - pi)tg \varphi_i + \sum Ci.dl}{(1/R) \sum Gn . an_i . dn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots(V.31)$$

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme.

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

b) Retenue vide (fin de construction)

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg \phi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots\dots\dots(V.32)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots(V.33)$$

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.

$$K_{ss} = \frac{\sum Nntg \varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots(V.34)$$

$$K_{as} = \frac{\sum Nntg \varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i + (1/R) \sum Gn . an_i . dn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots(V.35)$$

Tableau .V.10: Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Cas de sollicitation		coefficient de sécurité	
		sans séisme $K_{SSadm}=(1.15-1.1)$	avec séisme $K_{AS}=(1.1-1.05)$
Fin de Construction	Talus aval		
	R ₁ =20.58m	3.78	2.66
	R ₂ =27.71m	3.59	2.36
	R ₃ =38.68m	3.66	2.24
Fonctionnement Normal	Talus aval		
	R ₁ =22.71m	3.68	2.34
	R ₂ =34.82m	2.65	1.54
	R ₃ =37.33m	2.39	1.70
Vidange Rapide	Talus amont		
	R ₁ =20.72m	8.43	5.82
	R ₂ =29.92m	2.22	1.53
	R ₃ =41.13m	3.81	2.46

V.5.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 de notre ouvrage.

CHAPITRE VI
ETUDE DES
OUVRAGES
ANNEXES

VI.Introduction

Pendant d'élaboration d'un projet de barrage, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes qui sont considérablement lié à la sécurité et à l'exploitation des barrages. La conception de ces ouvrages doit tenir compte du type de barrage, sa fondation, la géologie des rives de la vallée, ainsi que la topographie du site et l'occupation du site en aval.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue seront.

- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- L'ouvrage de vidage de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.

Chaque catégorie d'ouvrages comporte différentes variantes, présentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrages le plus adéquat en fonction des considérations technico-économiques.

VI-2- Les évacuateurs de crues

L'évacuateur de crues doit être en mesure de débiter, sans que le barrage soit submergé, la plus grande crue calculée, survenant lorsque la retenue est à son niveau maximal et sans créer d'érosion en aval risquant d'endommager l'ouvrage.

VI-2-1- Critères de choix de l'évacuateur de crue

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

1. La sûreté et la sécurité de fonctionnement.
2. Les difficultés de réalisation.
3. Les exigences topographiques du site.
4. Les exigences géologiques de la fondation.
5. La facilité d'entretien.
6. La facilité de modification.
7. Le coût de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories :

- a. Les évacuateurs à surface libre appelés déversoirs.
- b. Les évacuateurs vannés de fond ou de demi-fond : par puits noyé.

VI-2-2- Différents types des évacuateurs de crues.

Selon leur forme et leur emplacement on distingue :

A – Les évacuateurs de crues de surface ou latéral : Les déversoirs à seuils libre se révèlent la meilleure option en terme de fiabilité, simplicité, sécurité, coûts de construction et maintenance. Ils ne nécessitent aucune intervention humaine pour leur fonctionnement et ne sont donc pas susceptible de tomber en panne en cas de crue, ou bien de s'ouvrir

intempestivement en période normale. L'évacuateur de surface est le plus répandu en raison de sa facilité d'implantation et ses avantages hydrauliques, on distingue :

A1- Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal :

L'Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal a un seuil disposé face à la rivière :

l'écoulement ne change pas de direction. Il présente les avantages suivants:

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet, ainsi que la facilité de réalisation.
- Le coût de réalisation est peu élevé.

Cependant, ils ne permettent aucune maîtrise du débit déversé (et donc des variations de débit à l'aval), ils exigent donc une protection telle qu'un dissipateur d'énergie en aval.

A2-Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral :

L'évacuateur est à entonnement latéral lorsque le seuil est disposé parallèlement à la rivière : l'écoulement change de direction à 90°. Lorsque le débit de crue est important, le seuil est en principe très long, ce qui conduit en général à choisir ce type d'évacuateur.

L'évacuateur de crues latéral à entonnement latéral présente 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.

B- Les évacuateurs vannés de fond ou de demi fond : Les évacuateurs de crues de demi-fond ou de fond comportent une partie verticale en forme de puits qui se prolonge par une galerie ou une conduite qui passe sous l'ouvrage ou sous l'un de ses appuis et rejoint la vallée au pied du barrage.

Ils fonctionnent en charge normalement sur tout ou partie de leur longueur.

De manière générale, les pertuis de fond comprennent deux vannes : une vanne de garde et une vanne de contrôle du débit.

B1- Evacuateur de crues en puits (tulipe) :

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval. La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice.

Ce type d'ouvrage équipe le plus souvent les grands barrages vu les avantages suivants:

- 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 présente les inconvénients suivants :

- a) Problème de saturation (débit supérieur à celui de 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.

B2-Evacuateur de crues en siphon :

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, il représente les avantages suivants:

- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- Amorçage et le désamorçage.
- Entretien indispensable.
- Débit faible à évacuer.
- Dispositif sur le corps de la digue.

VI-2-3 Choix de la variante :

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles.

Ceci nous conduit à rejeter cette variante en plus des difficultés d'implantation.

L'évacuateur de crue latéral s'adapte rigoureusement à notre site, du faite que les excavations seront réduites.

L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal peut être envisagé, puisque la largeur déversant n'est pas très importante et la topographie permet l'implantation.

Le bon fonctionnement et la sûreté de celui si pour les crues dépassant celle de projet et la facilité de réalisation rend cette variante la plus adéquate du côté technique et économique.

Conclusion

Conformément aux clarifications illustrées ci-dessus, le choix est arrêté pour l'étude d'un évacuateur de crue latéral à entonnement frontal en rive gauche de la vallée.

VI-2-4 Dimensionnement de l'évacuateur de crue:

L'évacuateur de crues est constitué d'éléments suivants :

- 1) Un canal d'approche.
- 2) Un déversoir.
- 3) Un chenal.
- 4) Un convergent.
- 5) Un coursier.

- 6) Un bassin de dissipation.
- 7) Un canal de restitution.
- 8) des murs bajoyers

1- Le canal d'approche:

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider pacifiquement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est peu turbulent avec une vitesse faible.

➤ **Vitesse d'approche:**

La vitesse est donnée par la relation suivante:

$$V = \frac{Q}{(m(h+p)+b)(h+p)} \dots\dots\dots (V-1)$$

b: largeur du déversoir (b=19m).

Q: débit évacué (Q=70 m³/s).

P : hauteur de pelle (p = 1m)

H : charge déversant (h = 1.13 m).

m : fruit de talus du canal d'approche, on prend m = 2 pour les canal non revêtus.

On trouve: **V=1.16 m/s.**

➤ **Paramètres du canal :** les paramètres de calculs sont résumés comme suit :

	Section 1
Surface (m²)	60.19
périmètre (m)	29.93
rayon hydraulique (m)	2.01
Coefficient de Chézy(m^{1/2}/s)	44.3

-On détermine la section mouillée nécessaire des tronçons du canal non revêtus (section 2-2)

$$S_2 = \frac{Q}{V_2} = \frac{Q}{V_{adm}} \dots\dots\dots (V2)$$

La vitesse admissible pour le tronçon en argile dure est de 1.5 m/s

A N : $S_2 = 46.67 \text{ m}^2$

Puisqu'on a $S_2 < S_1$ donc pas de risque d'érosion.

Le canal peut ne pas être revêtu sur toute sa longueur, sa largeur et sa profondeur seront fixées durant la réalisation.

Hauteur du mur du canal d'approche:

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante:

$$R_e = 0.6 + 0.05V(H)^{1/3} \dots\dots\dots(VI.3)$$

$R_e=0,67$ m.

D'où la hauteur de mur est:

$$H_m = H + P + R = 2.8 \text{ m} \dots\dots\dots(VI.4)$$

Pour des raisons de sécurité on prend: $H=3$ m .

Longueur du canal d'approche:

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 39.3 m.

b. Le déversoir:

Le profil du seuil déversant est de type Creager modifié, 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:

$$y = 0.51 \frac{(x^{1.85})}{(H^{0.85})} \dots\dots\dots(VI.5)$$

H: la charge sur le déversoir.

Tableau VI.1: Coordonnées de la nappe déversante

X(m)	Y(m)
0	0
0.4	0.086
0.8	0.306
1.2	0.643
1.6	1.089
2	1.638

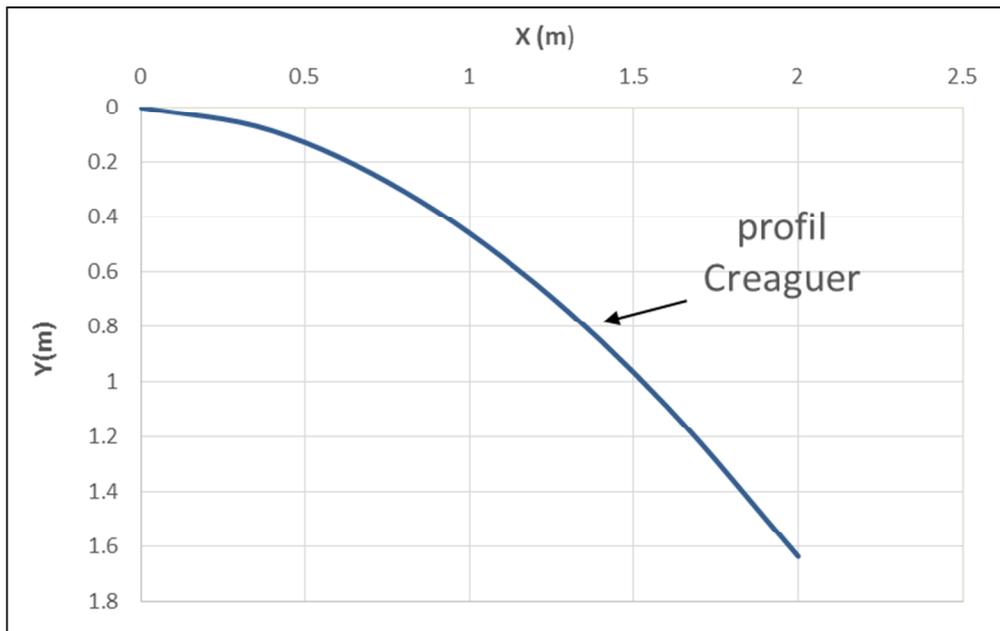


Figure.VI.1.Profil de deversoir

c. Canal d'écoulement:

Le chenal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface, sa pente est suffisamment faible (inférieur 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 10.65 m et une pente de 0,1%. On détermine la profondeur critique y_c pour un canal de forme rectangulaire:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \dots\dots\dots (VI.6)$$

Avec:

Q: débit de projet lamine ($Q= 70 \text{ m}^3/\text{s}$).

b: largeur du canal ($b=24 \text{ m}$).

g: l'accélération de pesanteur ($g=9,81\text{m}^2/\text{s}$).

$$y_c=0.95 \text{ m}$$

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour ($h=h_{cr}$).

$$I_{cr} = \left[\frac{Q(b + y_c)^{2/3}}{K(b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2$$

Avec:

R: rayon hydraulique (en m).

I: la pente en (m/m).

S: section mouillée

K: coefficient de Manning-Strickler (K=71).

Pour une section rectangulaire:

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + y_c)^{2/3}}{K \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots (VI.7)$$

$$I_{cr} = \left[\frac{70(24 + 0.95)^{2/3}}{71 \cdot (24 \cdot 0.95)^{5/3}} \right] * 100 = 4.59\%$$

(0,1% < 4.59% \Rightarrow I < I_{cr}), La condition est vérifiée.

e. Calcul du convergent

Le convergent 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 convergent est estimée par la formule suivante :

$$L = 1.4 (I_1 - I_2) \dots\dots\dots (VI.8)$$

Ou : I₁ : est la largeur au plafond du bief amont I₁=24 m

I₂ : est la largeur au plafond de la section de contrôle I₂=6m

La longueur du convergent est de 25.2 m.

f. Le coursier

En général, le coursier commence par un convergent amenant à la section de contrôle (section ou atteinte la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente, sa largeur est calculée est estimée à:

$$L_2 = 6 \text{ m}$$

La profondeur critique :

$$\text{La condition de l'état critique est : } \frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} = 1$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}}$$

B : est la largeur du coursier égale a 6 m.

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{70^2}{9.81 \cdot 6^2}} \dots\dots 3$$

A.N :

$$h_{cr}=2.4 \text{ m}$$

• **La 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

$$Q = Sc \cdot C \cdot \sqrt{R_c \cdot I_{cr}} \dots\dots\dots (VI.9)$$

Avec celle du régime critique.

$$I_{cr} = \left(\frac{Q}{C_{cr} \cdot S_{cr} \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2$$

L'élimination de Q entre les deux expressions pour une section rectangulaire ($S=h \cdot b$) conduit à :

Avec :

I_{cr} : pente critique ;

S_c : section critique $S_c = b \cdot h_{cr}$;

R_c : rayon critique $R_c = S_c / P_c$;

P_c : périmètre critique $P_c = 2 \cdot h_{cr} + b$

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 :

- $S_c = 14.4 \text{ m}^2$;
- $P_c = 10.8 \text{ m}$;
- $R_c = 1.33 \text{ m}$;
- $C_c = 74.90$

La pente critique est:

$$\text{AN. } I_{cr} = 0.32 \%$$

- **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 $I=10.64\%$;

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:

$$Q = \frac{1}{n} . I^{1/2} . (b.h_n)^{5/2} . (2.h_n + b)^{-3/2}$$

On aura : $h_n = 0.802 \text{ m}$, $V_n = \frac{Q}{b.h_n}$, $V_n = 13.74 \text{ m/s}$

on constate que $I_{cr} < I$ ($h_n < h_{cr}$) donc le régime d'écoulement est torrentiel et le canal est à forte pente.

- **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 $b=6 \text{ m}$.
- Débit à évacuer: $Q=70 \text{ m}^3/\text{s}$.
- La pente du coursier: $I=10.64\%$
- La longueur du coursier: $L=130.73.75 \text{ m}$.

Coefficient de Strickler (71).

Tableau VI.2: Les données de départ

Q (m3/s)	Strickler	I (m/m)	Y_n (m)	Y_c (m)	L bief (m)
70	71.44	0.106	0.485	1.12	171.85

Les résultats de calculs sont illustrés dans le tableau VI.3:

Tableau VI.3: Ligne d'eau à pas d'espace de 5 m.

Section	Abscisse	Y (m)	Froude	Hs (m)
Amont	0	2.4	1.002	3.604
1	10.06	1.498	2.031	4.588
2	20.11	1.283	2.565	5.5
3	30.17	1.156	2.995	6.344
4	40.22	1.071	3.362	7.122
5	50.28	1.008	3.68	7.835
6	60.34	0.96	3.96	8.486
7	70.39	0.922	4.206	9.079
8	80.45	0.892	4.423	9.615
9	90.51	0.867	4.616	10.1
10	100.56	0.846	4.786	10.537
11	110.62	0.829	4.937	10.929
12	120.67	0.814	5.071	11.281
Avale	130.73	0.802	5.189	11.596

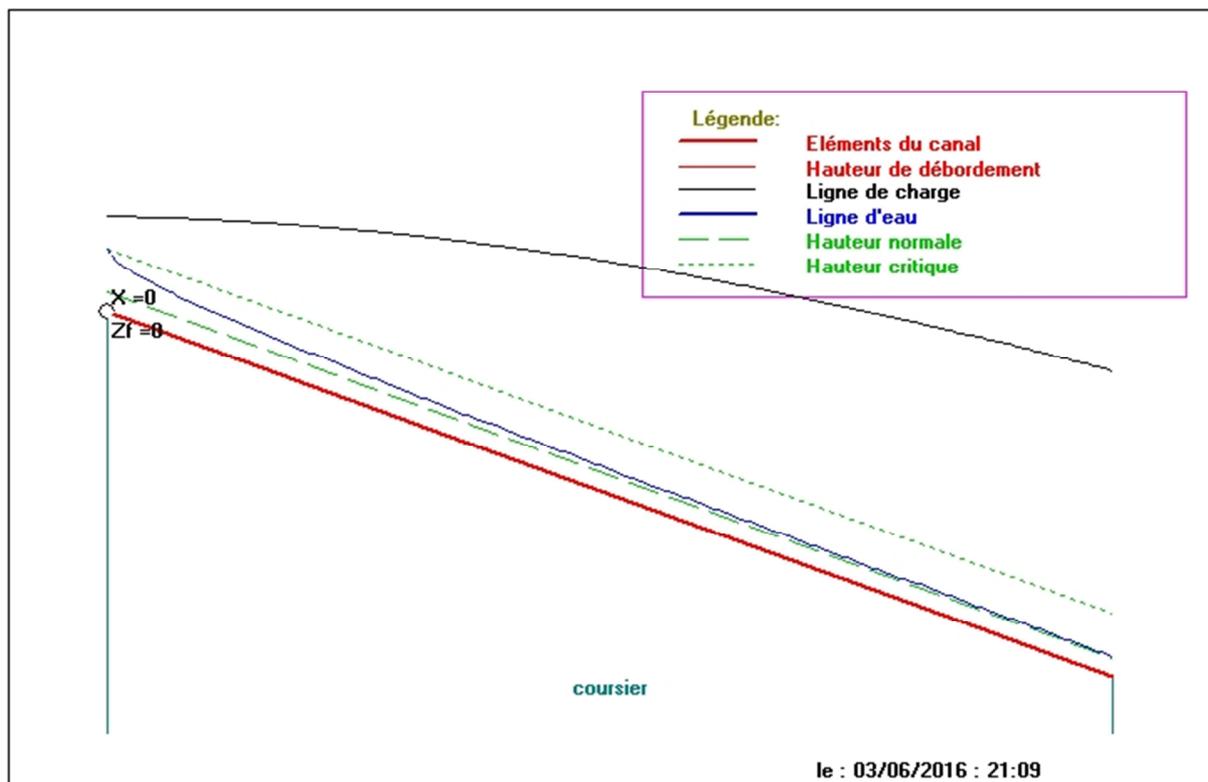


Figure.VI.2 :La ligne d'eau dans la coursier

D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est : $y=0.802m$.

La vitesse à la fin coursier est:

$$V = \frac{Q}{b \cdot y} = 14.55 \text{ m/s}$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gy}} \dots\dots\dots (VI.10)$$

$$\text{Donc : } F_r = \frac{V}{\sqrt{gy}} = 5.18$$

$$F_r = 5.18$$

g. 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.

$V < 15m/s$ et $F_r > 4,5$ alors le bassin qui convient est de type II.

Détermination des caractéristiques du bassin :

On a $F = 5.18$, $y_1=y=0.802m$

Donc de l'abaque (Annexe B) $\frac{y_2}{y_1} = 6.75$ d'où $y_2 = 5.41 \text{ m}$

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 B) $\frac{L}{y_2} = 2.39$

Donc : $L = 12.92 \text{ m}$. On prend : $L = 13 \text{ m}$

Dimensionnement des blocs Chicanes :

- La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = 1,6 Y_1 = 1,28 \text{ m.}$
- La largeur des blocs de chutes : $l_1 = Y_1 = 0,802\text{m.}$
- Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = Y_1 = 0,802 \text{ m.}$
- Hauteur du seuil denté : $h_2 = 0,2 Y_2 = 1,08 \text{ m.}$
- La largeur d'une dent : $l_2 = 0,15 Y_2 = 0,811 \text{ m.}$
- Espacement entre deux dents : $e_2 = 0,15 Y_2 = 0,811 \text{ m.}$

h. 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 9 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.

- **La hauteur critique :**

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcule par la formule suivante (Agraskine) :

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{Z'}{3} + 0,105 Z'^2 \right) \dots\dots\dots \text{(VI.11)}$$

$$\text{Avec : } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \dots\dots\dots \text{(VI.12)}$$

$$\text{Et } Z' = \frac{K \cdot m}{b} \dots\dots\dots \text{(VI.13)}$$

m : fruit des talus du canal de fuite $m=1$.

Ce qui donne : $K=2,4 \text{ m}$, $Z' = 0,4$ d'où

$$h_{cr} = 2,12 \text{ m}$$

- **La pente critique :**

$$\text{Elle est donnée par : } I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C^2 \cdot R_c}$$

Avec : I_{cr} : pente critique

S_c : section critique $S_c = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr}$;

R_c : rayon critique $R_c = S_c / P_c$;

P_c : périmètre critique $P_{cr} = b + 2 \cdot h_{cr} \sqrt{1 + m^2}$

C_c : coefficient de Chezy $C_c = R_c^{1/6} / n$

n : coefficient de rugosité $n=0,02$

Ce qui donne :

- $Sc = 17.21 \text{ m}^2$;
- $Pc = 11.99\text{m}$;

La pente critique est $Icr = 0.51\%$

- **Vitesse dans le canal :**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m.h_n^2 + b.h_n} \quad \text{D'où} \quad V=4.37\text{m}$$

Hauteurs des murs bajoyers

a. 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.

Hauteur des murs dans le déversoir :

On a : $h_m = h_e + r \dots\dots\dots$

$R = 0.67$

$H = 2.13\text{m}$

$h_m = 2.8 \text{ m}$.

Hauteur des murs du chenal :

Sur le long du chenal d'écoulement, la hauteur des bajoyers doit atteindre la crête du barrage.

b. Le coursier :

- Hauteur au début du 1^{er} tronçon :

$H_m = h_e + r$, Ou :

h_m : hauteur du mur bajoyer ;

h_e : hauteur d'eau $h_e = 2.4 \text{ m}$;

r : revanche de sécurité donnée par : $r = 0,61 + 0,14V^{1/3} \dots\dots\dots (VI.14)$

V : la vitesse ou niveau de la section de contrôle $V = 4.86 \text{ m/s}$;

Ce qui donne : $r = 2.3 \text{ m}$, $H_m = 4.7 \text{ m}$

- Hauteur à la fin du 1^{er} tronçon :

On procède de même manière que précédemment.

$h_e = 0.802 \text{ m}$ on aura $V = 14.54 \text{ m/s}$, $r = 0.95$, $H_m = 3.102 \text{ m}$

c. Le bassin de dissipation :

On procède de même manière que précédemment.

he = 5.41 m on aura V =2.15 m/s, r =0.79, Hm=6.2m

d. Le canal de restitution :

Il aura les mêmes hauteurs que les murs bajoyers du bassin de dissipation

VI.3 Ouvrage de vidange:

C'est un ouvrage primordial pour une retenue; il a pour rôle:

- D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages;
- Vider la tranche morte en fin de saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts solides) et des parties amont du collinaire (prise, vidange, parement amont de la digue);
- Evacuer les crues pendant les travaux (crues de fréquence 2 à 20ans).
- Actuellement, on préfère équiper les pertuis de fond avec des vannes à ouverture totale.

Pour notre cas, l'ouvrage de vidange est constitué d'un orifice à l'amont suivi d'une conduite de longueur 90.95 m et une pente de radier égale à 0,038. Par mesure de sécurité l'ouvrage de vidange est muni de deux vannes en série à l'amont de la galerie, la première est une vanne de garde (Batardeau) et la deuxième vanne de contrôle. Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_{vf} = \frac{Vu}{T} + Q_r \dots \dots \dots (VI.15)$$

Où:

Q_r: débit entrant dans la retenue pendant la vidange (pris égal au débit moyen annuel).

V: volume utile (V=0.123 Mm³).

T: temps de vidange

Tableau VI.4 : Le temps de vidange

Niveau d'eau dans la retenue	Volume correspondant	Volume évacué Vi	Hauteur d'eau	Débit évacué	Débit moyen Q _{moy}	Temps de vidange
m NGA	m ³	m ³	m	m ³ /s	m ³ /s	s
592,64	200943,8730	34689,43	12.04	0,32	0,33	106263.92
591,64	193247,3300	38696,54	11.04	0,31	0,31	123572.66
590,64	155912,4380	37334,89	10.04	0,29	0,30	124757.89
589,64	122261,3150	33651,12	9.04	0,28	0,28	118202.27

588,64	93108,3710	29152,94	8.04	0,26	0,27	108240.80	
587,64	68314,1720	24794,20	7.04	0,24	0,25	97983.89	
586,64	47688,5940	20625,58	6.04	0,23	0,24	87535.94	
585,64	31049,9140	16638,68	5.04	0,21	0,22	76746.52	
584,64	18274,6920	12775,22	4.04	0,19	0,20	65125.81	
583,64	9558,5110	8716,18	3.04	0,16	0,17	50369.42	
582,64	4582.9279	4975.58	2.04	0,13	0,15	34026.18	
581,64	2054.2159	2528.71	1.04	0,09	0,11	22405.43	
581,60	2054.2159	0.00	1.00	0,09	0,09	0.00	
						Σ t (s) =	1015230.73
						Σ t (j) =	12 jours

12 jours

$$Q_{vf} = \frac{0.123 * 10^6}{1036800} + \frac{1.28 * 10^6}{31.56 * 10^6} = 0,159 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{vf} = 0,159 \text{ m}^3/\text{s}$$

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.

L'axe de la vidange de fond est choisi suivant l'axe de la digue provisoire et le plan d'aménagement hydraulique compte tenu de la vidange maximale de la retenue, et la possibilité de passage des débits de chantier.

VI.3.1. 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 :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ} \dots\dots\dots (VI.18)$$

Q_{vf} : débit de vidange (en m³/s).

μ : coefficient de débit.

S : section de la conduite (en m³).

Z : différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval (en m).

Alors que:

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2gZ}} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \dots\dots\dots (VI.16)$$

Avec: $Z= 13.06 \text{ m}$
 Préalablement on prend: $\mu=0,80$.
 On trouve : $S= 0.049 \text{ m}^2$.

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \dots\dots\dots \text{(VI.20)}$$

D'où: $d=0,125 \text{ m}$.

On prend :
 $d =0,249 \text{ m}$

Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}} \dots\dots\dots \text{(VI.17)}$$

$\sum \xi_s$: 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.

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda L}{d} \dots\dots\dots \text{(VI.18)}$$

L: longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 90.95 m.

d: diamètre de la conduite de vidange 125 mm.

λ : Coefficient de frottement calculé par la formule de Strickler:

$$\lambda = \frac{87n^2}{d^{1/3}} \dots\dots\dots \text{(VI.19)}$$

n: rugosité de la conduite en acier (n=0,013).

On trouve: $\lambda =0.029 \Rightarrow \sum \xi_L =21$.

Ce qui nous donne: $\mu =0.20$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à $d=249$ mm

On adopte la valeur de: $D_{vf}= 300$ mm.

La conduite étant en acier d'un diamètre de 300mm. Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes: $V_s=Q_{vf}/S_{con}$

Ça donne $V_s=2.25$ m/s

VI.4. 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).

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 : $V_{max} = 55000$ m³.

Si nous considérons que la distribution se fait durant 31 jours et a chaque jour en œuvre la vanne de prise pendant 6 heures donc le débit maximal de la prise d'eau sera égale :

$$\text{Donc : } Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} = \frac{55000}{31 * 3600 * 6} = 0,0821 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = \mu S \sqrt{2g.H} \quad (\text{m}^3/\text{s}).$$

μ : coefficient de débit $\mu=0,3$.

S : section de la conduite en m².

H : Charge d'eau correspondante à la prise la plus basse $H=3.2$ m.

On trouve : $S=0,0510$ m² le diamètre de la prise d'eau sera égal à $d=209$ mm

Donc On prend : $d=200$ mm

- Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}} \quad \dots\dots\dots (\text{VI.20})$$

$\sum \xi$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières et linéaires.

On suppose que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda L}{D} \quad \dots\dots\dots (\text{VI.21})$$

Avec $\lambda = 0,029$.

$$AN : \sum \xi = 23.23$$

$\mu=0,203$ Donc : $S=0,021 \text{ m}^2$. On trouve : $d = 163\text{mm}$.

On prend

VI.3.1 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

$$\text{On a: } V=Q/S$$

$$V= 1.04 \text{ m/s.}$$

CONCLUSION:

Les ouvrages annexes d'un barrage sont d'une importance capitale puisqu'ils sont liés à la sécurité et à l'exploitation de l'ouvrage dans ce cas, on doit éviter tout sous-dimensionnement de chaque ouvrage.

Dans ce chapitre, et après avoir analysé la topographie du site, nous avons opté pour un évacuateur de crues latéral à entonnement frontal qui présente des avantages importants

Pour le dimensionnement de cet évacuateur, la vitesse d'approche dans est de 1.16 m/s. Pour ce qui est du déversoir, il a été dimensionné selon un profil de type Craeger pour mieux anticiper les chutes et éviter l'érosion régressive.

L'évacuateur de crues se termine par un bassin d'amortissement à ressaut de type II, et de longueur égale à 12.92 m avec des blocs de chute.

Etant donné la capacité de la retenue (inférieure à un million m³), la vidange de fond (confondue avec la prise de fond) a été dimensionnée pour un diamètre de 300 mm.

Chapitre VII
ORGANISATION
DE CHANTIER

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER**VII. Introduction**

L'objectif de l'organisation de chantier est de réaliser l'ouvrage au moins dans les délais et avec le moindre coût.

Donc la bonne connaissance du site et la conception judicieuse de l'ouvrage ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage, il faut porter soin à l'exécution et les moyens qui y sont consacrés pour la réussite de l'opération.

La réalisation des barrages nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destinés à excaver transporter, niveler et compacter les matériaux.

Donc, il est important de s'assurer que le chantier soit confié à une entreprise Compétente et expérimentée et disposant de tous les moyens nécessaires pour l'exécution de tous les travaux dans de bonnes conditions.

Le délai de construction de l'aménagement hydraulique peut être change et cela en fonction des moyens de l'entreprise de construction.

Il est préférable de réaliser la digue pendant la période sèche de l'année, c'est pour cette raison que l'on n'a pas prévu un ouvrage de dérivation.

VII.1. Installation de chantier**1. Installations destinées au personnel**

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

2. Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange, ce qui facilite le dosage du béton.

Les aciers doivent être stockés dans des endroits à l'abri d'une forte humidité (baraquements, hangars...).

3. Installations destinées à la réparation des engins

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

4. Installations pour la préfabrication

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes ...etc.

VII.2. Ordre d'exécution des travaux

- Installation du chantier;
- Implantation des axes des différents ouvrages;
- Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dit et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues;

VII.3. Successions des opérations du chantier**a-Travaux préparatoires**

- Aménagement des pistes de circulation des engins et des aires de stockage de matériaux de construction;
- Décapage de l'emprise de la digue et des installations du chantier;
- Préparation des zones d'emprunt;
- Déboisement et défrichage de la cuvette.

b- Exécution de l'ouvrage

- Remblaiement de la clé d'encrage et des fondations jusqu'au terrain naturel;
- Mise en place de la conduite de prise d'eau
- Approvisionnement des matériaux filtrants;
- Exécution du remblai de la retenue;
- Génie civil des ouvrages de prise
- Génie civil de l'évacuateur de crues;
- Mise en place de revêtement des talus;
- Mise en place des équipements hydromécaniques;
- Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de la crête de la digue et de route d'accès....

VII.4. Besoins mécaniques des principaux travaux

Nous prévoyons une route d'accès à tous les ouvrages pendant la construction, les engins utilisés sont:

- Pour l'exécution des déblais et des remblais nous utilisons des bulldozers;
- Pour l'extraction des alluvions nous utilisons des pelles retro;
- Pour le transport des terres nous utilisons des camions à benne;
- Pour les travaux de finition (régalage et compactage) nous utilisons des niveleuses et des compacteurs à pneus.

1. Travaux de terrassement

Les travaux de terrassement sont exécutés avec le même matériel utilisé pour les voies d'accès (bulldozers, pelles retro, camions à benne, niveleuses, compacteurs à pneus...)

2. Excavation de la fouille :

L'excavation de la fouille (à ciel ouvert) se fait à l'aide de bulldozers et des pelles; la succession des travaux est comme suite:

- Creusage et déplacement des terres en utilisant un bulldozer;
- Chargement des terres dans des camions à benne à l'aide d'une pelle chargeuse ou en utilisant des chargeurs;
- Le transport des terres se fait à l'aide des camions à benne qui permettent aussi leur déchargement.

3. Exécution de la digue**a- Décapage de la couche végétale**

- Pour le creusage et le déplacement des terres nous utilisons des bulldozers;
- Des chargeurs sont utilisés pour le chargement des terres;
- Le transport des terres est assuré par des camions à bennes.

b- Exécution de la fouille du noyau

- Les terrains meubles seront excavés à l'aide des pelles;
- Les terrains rocheux à l'aide d'explosifs.

c- Exécution du noyau de la digue

- Déchargement: se fait à l'aide des camions à bennes;
- Régalage : se fait à l'aide de niveleuses;

1- Humectage : à l'aide des camions citernes;

2- Compactage : s'effectue en utilisant des compacteurs à pied de mouton jusqu'à atteindre la densité optimale.

4. Exécution de l'évacuateur de crues

Il est nécessaire que les coffrages aient une raideur suffisante pour résister à la pression du béton, lors de sa mise en place et surtout au cours de la vibration. Les coffrages doivent être également suffisamment bien ajustés entre eux afin d'éviter les pertes de mortiers. Les fixations de coffrage intérieur au béton doivent être conçues de façon à ce que le démontage des coffrages puisse être effectué sans destruction du béton.

5. Rendement des différents engins

a) Engin de prélèvement

L'engin utilisé est la "chargeuse-pelleteuse", munie d'une pelle rétro et d'un chargeur. Nous pourrions utiliser aussi l'excavateur; son rendement est estimé à:

$$R_{ex} = g.n. \frac{K_r \cdot K_u}{K_a},$$

n: nombre de cycles de l'excavateur = 3600/T;

T: durée d'un cycle= f (distance et volume de la carrière);

g: capacité du godet= (2,15 ÷ 2,5)m³;

Kr: coefficient de remplissage du godet= (0,8 ÷ 0,9);

Ku: coefficient d'utilisation = (0,7 ÷ 0,9);

Ka: coefficient d'ameublissement du sol = (1,14 ÷ 1,25).

b) Engin de transport

L'engin le plus souvent utilisé est le camion à benne. Son rendement est estimé à:

$$R_b = 60.Q. \frac{K_i \cdot K_u}{T},$$

Q : capacité du camion benne = (5 ÷ 7)m³;

Ki: coefficient d'uniformité de présentation du camion de charge Ki=0,9;

Ku: coefficient d'utilisation =0,85;

T : durée du cycle de travail = f(chargement, transport, Déchargement, retour à vide).

Le nombre de camions à benne qui doit être utilisé se déduit de la manière suivante:

$$n = \frac{R_{ex}}{R_b}$$

c) Engin de nivellement

L'engin qui est utilisé souvent est la niveleuse. Son rendement est estimé à:

$$R_n = q.n.K_u.K_p$$

D' ou :

Q : volume du sol devant la lame de niveleuse;

n : nombre de cycle pour une opération complète;

Ku: coefficient d'utilisation;

Kp: coefficient de perte du sol.

d) Engin de compactage

Les engins de compactage sont diversifiés et interviennent suivant la nature du sol à compacter et la profondeur. Leur rendement est évalué suivant cette formule:

$$R = K \cdot \frac{V \cdot L \cdot H}{N},$$

K: coefficient d'efficience;

V: vitesse du compacteur;

L: largeur traitée;

H: épaisseur de la couche;

N: nombre de passes.

VII.5 Planification :

VII.5.1 Définition :

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

VII.5.2 Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

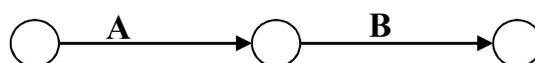
VII.5.2.1 Méthodes basées sur le réseau :

VII.5.2.1.1 Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

➤ Réseau à flèches :

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.

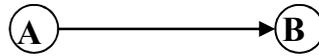


L'opération A précède l'opération B

➤ **Réseau à nœuds :**

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches

L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.



VII.5.2.1.2 Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

❖ **Etablissement d'une liste des tâches :**

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

❖ **détermination des tâches antérieures :**

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- ❖ Construction des graphes partiels :
- ❖ Regroupement des graphes partiels :
- ❖ Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage :
- ❖ Construction du réseau.

VII.5.2.1.3 Différentes méthodes basées sur le réseau :

VII.5.2.1.3.1 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VII.5.2.1.3.2 Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technic):

C'est-à-dire une technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

VII.5.2.1.3.3 Methode P.D.M (Procedure Diagram Method):

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) relations à savoir :

- Commencement de l'opération (A) et (B) ;

- Finition de l'opération (A) et commencement de (B) ;
- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

VII.5.2.2 Méthodes basées sur le graphique :

VII.5.2.2.1 Méthode linéaire (ligne of balance technico):

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

VII.5.2.2.2 Methode à barre :

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail).

VII.5.2.3 les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

VII.5.2.3.1 la collecte d'informations :

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

VII.5.2.3.2 la décomposition du projet :

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VII.5.2.3.3 relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VII.5.2.3.4 choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire.

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M

VII.5.3 les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- TR** : temps de réalisation ;
DCP : date de commencement au plus tôt ;
DCPP : date de commencement au plus tard ;
DFP : date de finition au plus tôt ;
DFPP : date de finition au plus tard ;
MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

VI.5.3.1 Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.P} \end{cases}$$

VII.5.3.2 Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;

Dimensions du projet.

- En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec :

$$\begin{cases} \mathbf{Q = Quantité de travail} \\ \mathbf{N = Rendement} \\ \mathbf{n = Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VII.5.4 Les plannings :

Il existe trois types de plan de travail :

VII.5.4.1 Plan de travail au plus tôt :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VII.5.4.2 Plan de travail au plus tard : (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

VII.5.4.3 Plan de travail intermédiaire :

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date u plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VII.6 Délai de construction et programme des travaux :

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement.

La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes taches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bonne nescience la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération
- Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir :

- La mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservie par du personnel qualifié;
- Le bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport;
- La combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans pénaliser leur bonne réalisation.

VII.7 Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : symboles des opérations

Phases des Travaux	Opérations	Duré (jours)
Installation de chantier	A	15
Décapages généraux	B	15
Réalisation du batardeau	C	15
Réalisation de la vidange et de la prise d'eau	D	10
Exécution du bassin d'amortissement	E	10
Excavations, fouilles pour l'évacuateur de crue	F	20
Coffrage, ferrailage de l'évacuateur de crue	G	20
Bétonnage de l'évacuateur de crue	H	15
Excavation de la clé d'ancrage	I	10
Remblais du barrage et prisme	J	30
Revêtement sur les talus (amont, aval)	K	30
Remblais de la clé d'encrage	L	10
Équipements hydromécaniques	M	10
Travaux de finitions	N	40

Détermination du/des chemin(s) critique(s) :

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donné a une durée de :

$$DTR = \sum TR = 40 + 10 + 30 + 30 + 10 + 10 + 10 + 15 + 15 + 15 = 195 \text{ jours}$$

Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes :

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues et .

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages:

La digue:

Tableau VII.2 : devis estimatif

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m3	(DA)	(DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m3	3544.2	400	1417680
Enrochement	m3	4626.33	2200	10177926
Sable	m3	1391.96	600	835.176
Gravier	m3	9663.89	600	5798334
Remblai en argile compacte	m3	85660.76	400	34264304
Produit asphaltique	m3	491.4	1000	491400
Montant total = 52150479.18 (Da)				

L'évacuateur de crues:

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m3	(DA)	(DA)
Déblai	m3	4500	300	1350000
Remblai	m3	470	500	235000
Béton armé 350 kg/m3	m3	810	22000	17820000
Enrochements	m3	52	2200	114400
Water stop	ml	80	8000	640000
Montant total = 20159400(Da)				

vidange de fond et prise d'eau:

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m3	(DA)	(DA)
Déblai	m3	640	250	160000
Remblai	m3	550	500	280000
Béton armé 350 kg/m3	m3	1120	22000	275000
Béton de propreté 250 kg/m3	m3	170	8000	140000
Enrochements	m3	12	2200	1360000
Conduite métallique 300 mm	ml	80.8	20000	1616000
Vannes 300mm	u	3	36000	108000
Joint water stop	u	25	8000	200000
Montant total = 4139000 (Da)				

Le coût total de l'ouvrage est de: 76448879.18 DA.

VII.Conclusion:

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Finalement on peut dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les tâches critiques, et perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Ceci est normalement pris en charge lors de l'étude de l'organisation d'un chantier

CHAPITRE VIII
protection et sécurité
de travail

VIII. Introduction

Les accidents de travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production et surtout, sur le plan humain . L'objectif sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise .il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes, de règlements dits « de sécurité ».leur utilité est incontestable. (V.AMBARTSOUMIAN ,1994).

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moment, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers. Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers. Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

VIII.1. Conditions dangereuses dans le chantier

- Installation non protégée ou male protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Stockage irrationnel.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

VIII.2. Actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.
- Adopter une position peu sûre.

VIII.3. Cause des accidents de travail

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

VIII.3.1. Causes humaines

Ces causes peuvent être :

1. La négligence des travailleurs.
2. La fatigue.
3. La distraction.
4. Les gestes néfastes.
5. Inaptitude mentale ou physique.
6. Adoption de la solution de facilité.

VIII.3.2. Causes techniques

1. Les mauvaises conditions de travail.
2. Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
3. Le manque d'éclairage.

VIII.4. Causes des maladies professionnelles**❖ Poussière**

Par son inhalation, la poussière est l'un des facteurs qui cause le plus de maladies graves. Parmi ces maladies nous pouvons citer la silicose due aux poussières de

silicium qui est l'une des plus graves et des plus fréquentes des maladies professionnelles, notons également l'asbestose due aux poussières d'amiante, ainsi que la sidérose due aux poussières d'oxyde de fer.

❖ **Bruit**

Les surdités professionnelles surviennent par traumatismes sonores dû à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieurs à une seconde et aigus, c'est une surdité de perception parce qu'elle se situe au niveau de l'oreille interne. Nous pouvons citer comme exemple le marteau piqueur qui donne une surdité de perception avec une notion à clarifier : une durée minimale d'exposition de deux années, déficit audiométrique bilatéral par lésions cochléaires irréversibles, c'est-à-dire ne s'aggravant plus après cessation d'exposition aux risques, le marteau piqueur donne également des tendinites aux niveaux des coudes et des poignets par microtraumatismes dus aux vibrations.

VIII.5. Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés :

- A.** Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- B.** Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- C.** Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- D.** Les abris doivent être aérés et chauffés.
- E.** Assurer une protection individuelle
- F.** Assurer un entretien continu
- G.** Assurer un stockage rationnel

VIII.6. Méthode et moyens de prévention

- ❖ Demander l'autorisation d'agir et avertir.
- ❖ La protection individuelle est obligatoire.
- ❖ Développer l'esprit de sécurité et d'hygiène.
- ❖ L'intervention à une meilleure utilisation.
- ❖ Veiller à une meilleure utilisation.

- ❖ Eviter toute cadence de travail supérieure à la normale.
- ❖ Veiller à être toujours concentré lors du travail notamment lors de manipulation des engins dangereux.

VIII.7. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profondes. On a résumé ce plan dans le tableau VIII.1

Tableau VIII.1 : Plan de sécurité

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
1. Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement	Disposition concernant : - La réalisation du chantier de jour comme nuit. - Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard - Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
2. Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	- Repérage des lignes électriques.
3. Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	- Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
4. Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	- Interdiction de dépassement et de stationnement
5. Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	- Définition des lieux de stockage des divers matériaux ; - Moyens de calage de chargement et de déchargement.
6. Eliminer les surcharges en bordure des fouilles	- Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.

7. Prévenir les chutes des objets	- Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières
8. Prévenir des ruptures des organes de levage.	- Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules
9. Heurts des personnes par les outils.	- Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.

VIII .5. Conclusion

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre du mémoire de fin d'études, nous avons essayé d'étudier l'ensemble des aspects qui concernent le dimensionnement de la digue du de la retenue collinaire d'oued boukerkar commune M'ghila, dans la wilaya de TIARET.

L'ensemble des éléments qui ont été étudiés ont concerné les données de la morphologie du site, la topographie, la géologie, l'hydrologie et la mécanique des sols, cela a conduit à établir une étude comparative et rationnelle des variantes, pour dégager la plus adéquate tout en vérifiant sa stabilité.

Durant les différents chapitres du mémoire, nous avons essayé de traiter et d'étudier en détail les principales caractéristiques de la digue.

Ce travail a permis de tirer les conclusions suivantes :

- Du point de vue géologique et géotechnique, le site proposé s'est avéré favorable à l'implantation d'une retenue, sans risque majeur sur les fondations ou l'ancrage de la digue..
- La retenue peut assurer la pérennité de l'alimentation en eau pour l'irrigation, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres.

Enfin, on peut dire que cette étude nous a permis d'aborder différents volets qui concernent l'étude de la digue et l'exécution d'un barrage/retenue, tout en se basant sur les théories le long de notre cursus universitaire.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Ambartsoumian, V. (1994)** Protection de travail. Polycopie de cours. ENSH. Blida.
- BENLOUAKLI.B,** cours d'ODC 4^{em} et 5^{eme} année.
- Bermad A. 2004.** Élaboration d'un modèle de prévision basé sur l'analyse en composante principales. Thèse doctorat, ENP. Alger.
- Bernardo A. R. ; SANTOS. L (2004).** Manuel de conception et projets typiques des digues en terres : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages. ANBT Alger.
- Bobée B., F. Ashkar (1991),** The gamma family and derived distributions applied in hydrology. Water Resources Publications.
- Durand, J.M., Royet P, Meriaux P (1999).** Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et Equatoriale. CEMAGREF, 415
- El jabi et al., 1987.** Hydrologie fondamentale, Presses Polytechnique de Montréal; Édition : 2^{eme} (1 janvier 1987).
- Hydraulic Design Series No. 2,** Second Edition Highway Hydrology, National Highway Institute, Publication No. FHWA-NHI-02-001 Octobre 2002.
- Laborde J. 2009,** Eléments d'hydrologie de surface. Ecole polytechnique de l'université Sophia Antipolis, Nice France.
- Lamas, 1993 Lamas J.** Hydrologie générale. Principes et applications. 2e édition. Montréal : Gaeton Morin, 1993.
- M.HASSAN,** guide méthodologique de calcule hydraulique 'l'evacuateure de crue à entonnement frontale, Ecole nationale supérieure de l'hydraulique, ENSH BLIDA.
- M.HASSAN, les ouvrage Annexe des barrages 5^{em} ENSH BLIDA.**
- Maalel, K. et Hafsia, Z (2012).**Ouvrages hydrauliques, Polycopié du cours, Département de GénieCivil de l'ENIT. Tunisie. [10] -**Mihoubi M.K,** (2014).Ouvrages Hydrotechniques,

Polycopie de cours, ENSH, Blida. [11] - **Ministère de l'agriculture**, 1998. technique des barrages en aménagement

rural, [12] -**Musy A. & Higy C.** (1998) . Hydrologie appliquée, HGA, Bucarest,

Remeneiras, 1963 L'hydrologie de l'ingénieur. Edition Eyrolles, 345 p.

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

M. Roche, 1963 Hydrologie de surface. Gauthier-Villars ORSTOM, Paris, 1963

MIHOUBI, M.K , caractéristiques technique des retenue collinaire ENSH BLIDA.

Touaibia, B. & B. Benlaoukli. (2004) Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida.

Touaibia, B. (2004) Manuel pratique d'hydrologie. Edition Madani. Blida. Algérie.166p.

Touaibia. B. (2001) Polycopié de cours de régularisation des débits ; les retenues. ENSH. Blida.

Willi H . Hager et Anton J Schleiss ,2009 . Constructions Hydrauliques . Ecoulement stationnaires , Volume 15 .

Tableau III.35: Régularisation saisonnière suivant la 1^{ère} consigne.

Mois	W (hm3)	U (hm3)	W-U (hm3)	1ere consigne		
				Vrf (hm3)	Vri (hm3)	S (hm3)
Septembre	0.0460	0	0.046	0.0763	0.0763	
Octobre	0.0710	0	0.071	0.1223	0.1223	
Novembre	0.0790	0	0.079	0.1933	0.1653	0.028
Décembre	0.0790	0	0.079	0.2443	0.1653	0.079
Janvier	0.0980	0	0.098	0.2443	0.1653	0.079
Février	0.0880	0	0.088	0.2633	0.1653	0.098
Mars	0.0770	0.02	0.057	0.2533	0.1653	0.088
Avril	0.0780	0.04	0.038	0.2223	0.1653	0.057
Mai	0.0780	0.05	0.028	0.2033	0.1653	0.038
Juin	0.0340	0.055	-0.021	0.1933	0.1653	0.028
Juillet	0.0100	0.05	-0.04	0.1443	0.1443	
Août	0.0120	0.04	-0.028	0.1043	0.1043	
Total	0.750	0.26	0.495	0.0763	0.0763	
						0.495

Tableau III.36: Régularisation saisonnière suivant la 2^{ème} consigne.

Mois	W (hm3)	U (hm3)	W-U (hm3)	2eme consigne		
				Vrf (hm3)	Vri (hm3)	S (hm3)
Septembre	0.0460	0	0.046	0.0303	0.0763	0.046
Octobre	0.0710	0	0.071	0.0053	0.0763	0.0710
Novembre	0.0790	0	0.079	-0.0027	0.0763	0.079
Décembre	0.0790	0	0.079	-0.0027	0.0763	0.079
Janvier	0.0980	0	0.098	-0.0217	0.0763	0.098
Février	0.0880	0	0.088	-0.0117	0.0763	0.088
Mars	0.0770	0.02	0.057	0.0423	0.0763	0.034
Avril	0.0780	0.04	0.038	0.0993	0.0993	
Mai	0.0780	0.05	0.028	0.1373	0.1373	
Juin	0.0340	0.055	-0.021	0.1653	0.1653	
Juillet	0.0100	0.05	-0.04	0.1443	0.1443	
Août	0.0120	0.04	-0.028	0.1043	0.1043	
Total	0.750	0.26	0.495	0.0763	0.0763	
						0.495

Mois	W (hm3)	U (hm3)	Vrf hm3	V moy (hm3)	S moy (km2)	E vp (m)	V evp (hm3)	V inf (hm3)	P (hm3)	U+P (hm3)	W- (U+P) (hm3)	1ere consigne			2eme consigne		
												Vrf (hm3)	Vri (hm3)	S (hm3)	Vrf (hm3)	Vri (hm3)	S (hm3)
Septembre	0.0460	0.0000	0.0763	0.0993	0.0175	0.0879	0.0401	0.000497	0.0406	0.0406	0.0054	0.0763	0.0763		0.0709	0.0763	0.0054
			0.1223									0.0817	0.0817		0.0332	0.0763	0.0431
Octobre	0.0710	0.0000	0.1933	0.1578	0.0177	0.0564	0.0272	0.000789	0.0279	0.0279	0.0431	0.1247	0.1247		0.0199	0.0763	0.0564
Novembre	0.0790	0.0000	0.2443	0.2188	0.0243	0.0347	0.0215	0.00109	0.0226	0.0226	0.0564	0.1811	0.1811		0.0003	0.0763	0.0760
Décembre	0.0790	0.0000	0.2443	0.2443	0.0301	0.0187	0.0017	0.00122	0.0030	0.0030	0.0760	0.2571	0.1998	0.0573	-0.0188	0.0763	0.0951
Janvier	0.0980	0.0000	0.2633	0.2538	0.0349	0.0335	0.0016	0.00127	0.0029	0.0029	0.0951	0.2950	0.1998	0.0951	0.0118	0.0763	0.0645
Février	0.0880	0.0000	0.2533	0.2583	0.0390	0.0755	0.0017	0.00129	0.0030	0.0030	0.0850	0.2848	0.1998	0.0850	0.0967	0.0967	
Mars	0.0770	0.0200	0.2223	0.2378	0.0395	0.0904	0.0034	0.00119	0.0046	0.0246	0.0524	0.2522	0.1998	0.0524	0.1491	0.1491	
Avril	0.0780	0.0400	0.2033	0.2128	0.0381	0.1310	0.0047	0.00106	0.0058	0.0458	0.0322	0.2321	0.1998	0.0322	0.1814	0.1814	
Mai	0.0780	0.0500	0.1933	0.1983	0.0293	0.1960	0.0086	0.00099	0.0095	0.0595	0.0185	0.2183	0.1998	0.0185	0.1998	0.1998	
Juin	0.0340	0.0550	0.1443	0.1688	0.0209	0.2630	0.0114	0.00084	0.0122	0.0672	-0.0332	0.1666	0.1666		0.1666	0.1666	
Juillet	0.0100	0.0500	0.1043	0.1243	0.0158	0.2530	0.0150	0.00062	0.0156	0.0656	-0.0556	0.1110	0.1110		0.1110	0.1110	
Août	0.0120	0.0400	0.0763	0.0903	0.0125	0.1630	0.0063	0.00045	0.0067	0.0467	-0.0347	0.0763	0.0763		0.0763	0.0763	
Total	0.7500									0.4095	0.3405			0.3405			0.3405

Tableau III.39: Régularisation saisonnière en tenir compte les pertes (1ere approximation).

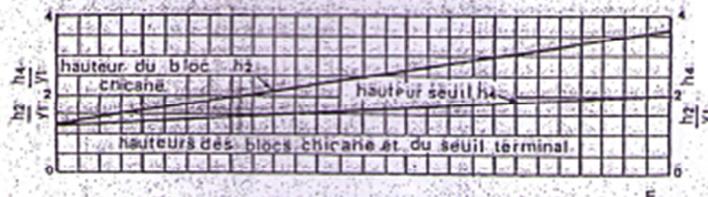
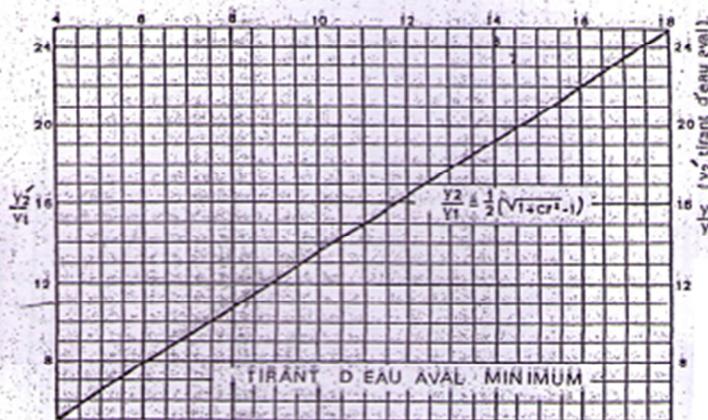
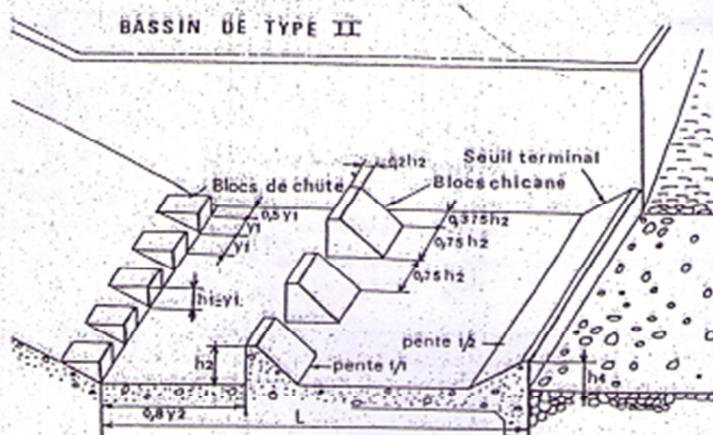
Mois	W (hm3)	U (hm3)	Vrf hm3	V moy (hm3)	S moy (km2)	E vp (m)	V evp (hm3)	V inf (hm3)	P (hm3)	U+P (hm3)	W-(U+P) (hm3)	1ere consigne			2eme consigne		
												Vrf (hm3)	Vri (hm3)	S (hm3)	Vrf (hm3)	Vri (hm3)	S (hm3)
Septembre	0.0460	0.0000	0.0763	0.0790	0.0175	0.0879	0.0401	0.000395	0.0405	0.0405	0.0055	0.0763	0.0763		0.0708	0.0763	0.0055
			0.0817									0.0818	0.0818	0.0330	0.0763	0.0433	
Octobre	0.0710	0.0000	0.1250	0.1034	0.0177	0.0564	0.0272	0.000517	0.0277	0.0277	0.0433	0.1251	0.1251		0.0196	0.0763	0.0567
Novembre	0.0790	0.0000	0.1821	0.1536	0.0243	0.0347	0.0215	0.00077	0.0223	0.0223	0.0567	0.1818	0.1818		0.0001	0.0763	0.0762
Décembre	0.0790	0.0000	0.2590	0.2205	0.0301	0.0187	0.0017	0.00110	0.0028	0.0028	0.0762	0.2580	0.2000	0.0580	-0.0187	0.0763	0.0950
Janvier	0.0980	0.0000	0.2958	0.2774	0.0349	0.0335	0.0016	0.00139	0.0030	0.0030	0.0950	0.2950	0.2000	0.0950	0.0126	0.0763	0.0637
Février	0.0880	0.0000	0.2857	0.2908	0.0390	0.0755	0.0017	0.00145	0.0032	0.0032	0.0848	0.2848	0.2000	0.0848	0.0974	0.0974	
Mars	0.0770	0.0200	0.2530	0.2694	0.0395	0.0904	0.0034	0.00135	0.0048	0.0248	0.0522	0.2522	0.2000	0.0522	0.1496	0.1496	
Avril	0.0780	0.0400	0.2327	0.2429	0.0381	0.1310	0.0047	0.00121	0.0059	0.0459	0.0321	0.2321	0.2000	0.0321	0.1817	0.1817	
Mai	0.0780	0.0500	0.2189	0.2258	0.0293	0.1960	0.0086	0.00113	0.0097	0.0597	0.0183	0.2183	0.2000	0.0183	0.2000	0.2000	
Juin	0.0340	0.0550	0.1670	0.1930	0.0209	0.2630	0.0114	0.00096	0.0124	0.0674	-0.0334	0.1666	0.1666		0.1667	0.1667	
Juillet	0.0100	0.0500	0.1117	0.1394	0.0158	0.2530	0.0150	0.00070	0.0156	0.0656	-0.0556	0.1110	0.1110		0.1110	0.1110	
Août	0.0120	0.0400	0.0771	0.0944	0.0125	0.1630	0.0063	0.00047	0.0067	0.0467	-0.0347	0.0763	0.0763		0.0763	0.0763	
Total	0.7500									0.4096	0.3404			0.3404			0.3404

Tableau III.38: Régularisation saisonnière en tenir compte les pertes (2^{ème} approximation)

Annexe A

Annexe B

Abaque pour le dimensionnement du bassin type II.



Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FROUDE supérieur à 4,5 et une vitesse de l'eau à l'entrée du bassin inférieure à 15 m/s (extrait de "design of small dams")

A	Alluvions actuelles: <i>lacs, marécages, dayas, chotts, sebkhas, timons et croûtes gypso-salines</i>		
D	Dunes récentes		
qt	Quaternaire continental: <i>alluvions, regs, terrasses</i>		
qm	Quaternaire marin: <i>plages anciennes et formations dunaires consolidées qui les accompagnent</i>		
qC	Calabrien: <i>grès marins et formations dunaires associées</i>		
qV	Villafranchien: <i>calcaires lacustres, argiles à lignite, couches rouges</i>		
pV	Pliocène continental et Villafranchien non séparés (pV)		
pe	Pliocène continental: <i>poudingues, calcaires lacustres</i>		
p	Pliocène marin <i>conglomérats, marnes bleues, mollasses, grès et formations dunaires subordonnées</i>		
mp	Pontien (localement équivalent du mc)		
ms	Miocène terminal marin et lagunaire: <i>couches à Tripoli, marnes à gypse</i>		
mm	Miocène supérieur marin: <i>calcaires, grès, argiles</i>		
mc	mc Miocène continental antépontien		
mi	Miocène inférieur marin (Burdigalien)		
oa	Aquitanien continental (<i>pouvant inclure localement la base du Burdigalien</i>)		
oc	Oligocène continental (<i>pouvant inclure localement l'Éocène sup^r continental</i>)		
o	Oligocène marin (<i>incluant localement l'Éocène supérieur</i>)		
em	Éocène moyen marin		
ec	ec Éocène moyen et inférieur continental		
ei	Éocène inférieur marin		
es	es Crétacé supérieur marin		
csc	csc Crétacé supérieur continental		
esm	esm Crétacé supérieur marin non subdivisé		
em	em Crétacé moyen (marin ou lagunaire)		
et	et Turcomien		
cm	cm divisé éventuellement en		
cn	cn Cénomannien		
c	c Crétacé marin non subdivisé		
ci	Crétacé inférieur <i>ci faciès marins normaux</i>		
cir	(Vraconien à Berriasien) <i>cir " récifaux ou subrécifaux</i>		
cic	<i>cic " continentaux ou lagunaires</i>		
cj	Crétacé et Jurassique non séparés		
js ₃	jc Jurassique sup ^r et moyen	js Jurassique supérieur non divisé	js ₃ Portlandien et Kimmeridgien (<i>pouvant inclure localement le Berriasien</i>)
js ₂	jms Jurassique sup ^r et moyen marins non séparés		js ₂ Lusitanien
js ₁			js ₁ Oxfordien et Callovien
jm	jm Jurassique moyen (<i>pouvant inclure localement l'Aalénien supérieur</i>)		
ji ₃	ji Jurassique inf ^r marin	ji ₃ Aalénien et Toarcien	} ji ₃₋₂ Aalénien à Domérien ji ₂₋₁ Pliensbachien à Rhétien
ji ₂		ji ₂ Domérien et Pliensbachien	
ji ₁		ji ₁ Lotharingien à Rhétien	
t	Trias marin ou lagunaire		

Extrait de la légende de la carte géologique de l'est de l'Algérie au 1/500.000

Annexe C

Calcul de stabilité pour R =38.68 m talus aval fin de construction

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	Ceq*dli	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-5	2.22	0	0.72	- 0.36	0.934	3.261	-1.165	3.046	2.377	9.507	1.401	38.22	17.448
-4	3.87	0	2.11	- 0.29	0.958	16.658	-4.759	15.964	4.038	16.153	7.343	37.72	87.968
-3	3.87	0	3.55	- 0.21	0.977	28.027	-6.006	27.376	3.962	15.848	12.593	36.99	145.138
-2	3.87	0	4.15	- 0.14	0.990	32.763	-4.680	32.427	3.910	15.640	14.917	36.46	167.238
-1	3.87	1.12	5.13	- 0.07	0.997	49.559	-3.540	49.433	3.880	15.520	22.739	35.58	246.864
0	3.87	2.66	5.32	-	1.000	63.515	0.000	63.515	3.870	15.480	29.217	34.69	308.468
1	3.87	4.2	5.13	0.07	0.997	74.471	5.319	74.281	3.880	15.520	34.169	34.04	354.900
2	3.87	5.75	4.54	0.14	0.990	82.350	11.764	81.505	3.910	15.640	37.493	33.66	388.067
3	3.87	7.29	3.55	0.21	0.977	86.990	18.641	84.970	3.962	15.848	39.086	33.65	409.811
4	3.87	8.84	2.11	0.29	0.958	88.159	25.188	84.484	4.038	16.153	38.862	33.72	416.179
5	3.87	10.38	0.16	0.36	0.934	85.220	30.436	79.599	4.143	16.573	36.616	34.22	408.271
6	3.87	9.54	0	0.43	0.904	77.162	33.070	69.717	4.283	17.133	32.070	34.98	377.880
7	3.87	7.78	0	0.50	0.866	62.927	31.463	54.496	4.469	17.875	25.068	36.00	317.152
8	3.87	4.23	0	0.57	0.821	34.214	19.551	28.077	4.716	18.863	12.916	37.45	179.381
9	0.86	0.81	0	0.64	0.766	1.456	0.936	1.115	1.123	4.491	0.513	38.41	7.829
SOMMES							156.218			226.245	345.002		3832.593

Kss=	3.66
Kas=	2.24

Calcul de stabilité pour R =27.71 m talus aval fin de construction

N°Tr	bi	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	Ceq*dli	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	1.24	0.8	0	- 0.23	0.973	2.073	-0.478	2.017	1.274	5.098	0.928	27.45	7.968
-2	2.77	1.72	0	- 0.15	0.988	9.958	-1.532	9.839	2.803	11.213	4.526	26.87	37.458
-1	2.77	3.49	0	- 0.08	0.997	20.205	-1.554	20.145	2.778	11.113	9.267	26.1	73.828
0	2.77	4.49	0	-	1.000	25.994	0.000	25.994	2.770	11.080	11.957	25.46	92.653
1	2.77	5.46	0	0.08	0.997	31.610	2.432	31.516	2.778	11.113	14.497	24.99	110.589
2	2.77	6.15	0	0.15	0.988	35.604	5.478	35.180	2.803	11.213	16.183	24.7	123.119
3	2.77	6.54	0	0.23	0.973	37.862	8.737	36.840	2.847	11.387	16.946	24.61	130.450
4	2.77	6.61	0	0.31	0.951	38.267	11.775	36.411	2.911	11.645	16.749	24.71	132.382
5	2.77	6.32	0	0.38	0.923	36.588	14.072	33.774	3.001	12.003	15.536	25.02	128.162
6	2.77	5.6	0	0.46	0.887	32.420	14.963	28.761	3.122	12.490	13.230	25.52	115.830
7	2.77	4.33	0	0.54	0.843	25.068	13.498	21.123	3.287	13.149	9.717	26.21	91.983
8	2.77	2.28	0	0.62	0.788	13.200	8.123	10.404	3.514	14.057	4.786	27.04	49.968
9	0.36	0.27	0	0.69	0.722	0.203	0.141	0.147	0.499	1.996	0.067	27.57	0.784
SOMMES							75.653			137.557	134.389		1095.175

K _{ss} =	3.59
K _{as} =	2.36

Calcul de stabilité pour R =20.58 m talus aval fin de construction

N°Tr	bi	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	Ceq*dli	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	1.67	0.39	0.00	-0.18	0.98	1.36	-0.25	1.34	1.70	2.72	0.62	20.39	3.89
-1	2.06	1.54	0.00	-0.09	1.00	6.63	-0.60	6.60	2.07	5.58	3.04	19.82	18.40
0	2.06	2.48	0.00	0.00	1.00	10.68	0.00	10.68	2.06	5.56	4.91	19.35	28.93
1	2.06	3.21	0.00	0.09	1.00	13.82	1.26	13.76	2.07	5.58	6.33	18.99	36.74
2	2.06	3.71	0.00	0.18	0.98	15.97	2.90	15.71	2.09	5.65	7.23	18.77	41.97
3	2.06	4.01	0.00	0.27	0.96	17.26	4.71	16.61	2.14	5.78	7.64	18.69	45.17
4	2.06	4.05	0.00	0.36	0.93	17.44	6.34	16.24	2.21	5.96	7.47	18.75	45.77
5	2.06	3.82	0.00	0.45	0.89	16.45	7.48	14.65	2.31	6.24	6.74	18.96	43.66
6	2.06	3.25	0.00	0.55	0.84	13.99	7.63	11.73	2.46	6.63	5.39	19.32	37.85
7	2.06	3.27	0.00	0.64	0.77	14.08	8.96	10.86	2.67	7.20	5.00	19.80	39.03
8	1.63	0.67	0.00	0.73	0.69	2.28	1.66	1.57	2.37	4.33	0.72	20.39	6.52
SOMMES							40.087	119.746		96.635	55.083		347.916

K _{ss} =	3.785989714
K _{as} =	2.661530261

Calcul de stabilité pour R =37.34 m talus aval Retenue normal

N°Tr	bi	h2	h3	h1	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	Pi=Ui*dI	Ceq*dli	N*tangø	dn	a*Gn*dn	
-4	2.24	0	0.71	-	-	0.29	0.958	9.596	-2.742	9.196	2.337	4.909	9.350	1.972	36.37	48.862
-3	3.73	0	1.77	-	-	0.21	0.977	0.000	0.000	0.000	3.819	13.365	15.275	-6.148	35.67	0.000
-2	3.73	0	2.74	-	-	0.14	0.990	0.000	0.000	0.000	3.769	16.846	15.075	-7.749	35.15	0.000
-1	3.73	0.62	3.31	-	-	0.07	0.997	4.833	-0.345	4.821	3.740	18.735	14.958	-6.401	34.54	23.372
0	3.73	2.17	3.51	-	-	1.000	16.917	0.000	16.917	3.730	19.471	14.920	-1.175	33.64	79.671	
1	3.73	3.66	3.32	-	-	0.07	0.997	28.532	2.038	28.459	3.740	18.810	14.958	4.439	33.01	131.859
2	3.73	5.16	2.72	-	-	0.14	0.990	40.226	5.747	39.813	3.769	16.846	15.075	10.565	32.63	183.760
3	3.73	6.65	1.79	-	-	0.21	0.977	51.841	11.109	50.637	3.819	13.404	15.275	17.127	32.52	236.024
4	3.73	8.15	0.64	-	-	0.29	0.958	63.535	18.153	60.886	3.892	8.252	15.569	24.212	32.68	290.685
5	3.73	9.64	0	-	-	0.36	0.934	75.151	26.839	70.194	3.993	0.000	15.973	32.289	33.14	348.668
6	3.73	8.92	0	-	-	0.43	0.904	69.538	29.802	62.828	4.128	0.000	16.513	28.901	33.86	329.636
7	3.73	7.22	0	-	-	0.50	0.866	56.285	28.142	48.744	4.307	0.000	17.228	22.422	34.83	274.457
8	3.73	4.48	0	-	-	0.57	0.821	34.925	19.957	28.661	4.545	0.000	18.181	13.184	36.03	176.167
9	0.99	0.83	0	-	-	0.64	0.766	1.717	1.104	1.315	1.292	0.000	5.170	0.605	36.93	8.879
SOMMES								138.700			130.637	198.350	133.640		2123.161	

Kss=	2.39
Kas=	1.70

Calcul de stabilité pour R =34.8 m talus aval Retenue normal

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	Pi=Ui*dli	Ceq*dli	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-6	1.46	0.00	0	1.08	- 0.40	0.917	3.217	-1.287	2.948	1.593	1.72	6.372	0.565	34.48	15.528
-5	3.48	0.00	0	2.09	- 0.33	0.943	14.837	-4.946	13.989	3.691	7.71	14.764	2.886	33.92	70.460
-4	3.48	0.00	0.23	3.85	- 0.27	0.964	29.005	-7.735	27.954	3.611	14.73	14.443	6.082	32.96	133.840
-3	3.48	0.00	1.62	5.15	- 0.20	0.980	48.343	-9.669	47.367	3.552	24.05	14.207	10.728	31.60	213.871
-2	3.48	0.00	3.01	6.05	- 0.13	0.991	64.842	-8.646	64.264	3.511	31.81	14.045	14.927	30.39	275.879
-1	3.48	0.00	4.41	6.58	- 0.07	0.998	78.788	-5.253	78.612	3.488	38.33	13.951	18.530	29.36	323.848
0	3.48	0.00	5.8	6.75	-	1.000	90.104	0.000	90.104	3.480	43.67	13.920	21.358	28.54	360.020
1	3.48	0.00	7.19	6.58	0.07	0.998	99.007	6.600	98.787	3.488	48.03	13.951	23.350	27.97	387.692
2	3.48	0.00	8.59	6.05	0.13	0.991	105.427	14.057	104.486	3.511	51.41	14.045	24.417	27.69	408.698
3	3.48	0.00	9.98	5.15	0.20	0.980	109.147	21.829	106.942	3.552	53.74	14.207	24.474	27.69	423.121
4	3.48	1.71	9.66	3.85	0.27	0.964	110.385	29.436	106.388	3.611	48.78	14.443	26.499	28.01	432.865
5	3.48	4.41	8.66	2.09	0.33	0.943	110.819	36.940	104.481	3.691	39.68	14.764	29.809	28.63	444.184
6	3.48	5.59	8.57	0	0.40	0.917	104.156	41.662	95.460	3.797	32.54	15.188	28.943	29.54	430.746
7	3.48	3.27	7.54	0	0.47	0.884	79.306	37.009	70.141	3.935	29.67	15.739	18.618	31.10	345.299
8	3.48	0.00	6.54	0	0.53	0.846	47.567	25.369	40.237	4.114	26.91	16.456	6.133	32.86	218.826
9	1.76	0.00	1.96	0	0.60	0.800	7.210	4.326	5.768	2.200	4.31	8.800	0.670	34.09	34.409
								179.695			497.086	219.296	257.987		4519.285

Kss=	2.656073251
Kas=	1.542092979

Calcul de stabilité pour R =22.71 m talus aval Retenue normal

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	Pi=Ui*dli	Ceq*dli	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	1.08	-	0.84	0	0.29	0.958	3.090	-0.883	2.961	1.837	-	7.346	1.362	20.32	8.790
-3	2.271	-	1.86	0.44	0.21	0.977	10.862	-2.328	10.610	2.324	1.02	9.296	4.410	21.62	32.877
-2	2.271	-	2.77	1.02	0.14	0.990	17.865	-2.552	17.682	2.294	2.34	9.174	7.058	20.86	52.173
-1	2.271	-	3.68	1.37	0.07	0.997	23.803	-1.700	23.742	2.276	3.12	9.103	9.487	20.21	67.349
0	2.271	-	4.58	1.48	-	1.000	28.582	0.000	28.582	2.270	3.36	9.080	11.603	19.68	78.750
1	2.271	-	5.49	1.37	0.07	0.997	32.390	2.314	32.308	2.276	3.12	9.103	13.427	19.31	87.564
2	2.271	-	6.4	1.02	0.14	0.990	35.087	5.012	34.727	2.294	2.34	9.174	14.898	19.09	93.773
3	2.271	-	7.31	0.43	0.21	0.977	36.672	7.858	35.820	2.324	1.00	9.296	16.018	19.06	97.856
4	2.271	-	8.21	0	0.29	0.958	38.951	11.129	37.327	2.369	-	9.475	17.170	19.20	104.699
5	2.271	-	7.49	0	0.36	0.934	35.535	12.691	33.191	2.430	-	9.721	15.268	19.53	97.159
6	2.271	-	6.67	0	0.43	0.904	31.644	13.562	28.591	2.512	-	10.050	13.152	20.03	88.737
7	2.271	-	5.93	0	0.50	0.866	28.134	14.067	24.364	2.621	-	10.485	11.208	20.70	81.531
8	2.271	-	4.24	0	0.57	0.821	20.116	11.495	16.508	2.766	-	11.064	7.594	21.51	60.577
9	1.24	-	1.89	0	0.64	0.766	7.426	4.774	5.688	2.454	-	9.817	2.617	22.28	23.164
SOMMES								75.439			16.30	132.185	145.271		975.001

Kss=	3.686404599
Kas=	2.342564889

Calcul de stabilité pour R =41.1 m talus amont vidange rapide

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	Ceq*dli	N*tang θ	dn	a*Gn*dn
-3	4.03	1.18	0	0.39	-0.25	0.968	8.67	-2.17	8.400	4.162	16.649	3.864	40.26	48.896
-2	4.11	2.43	0	1.34	-0.17	0.986	22.72	-3.79	22.403	4.168	16.673	10.305	39.24	124.817
-1	4.11	3.8	0	1.96	-0.08	0.997	34.39	-2.87	34.274	4.124	16.497	15.766	38.14	183.651
0	4.11	5.18	0	2.17	-	1.000	42.68	0.00	42.677	4.110	16.440	19.632	37.41	223.519
1	4.11	6.55	0	1.96	0.08	0.997	47.39	3.95	47.227	4.124	16.497	21.724	36.84	244.429
2	4.11	7.92	0	1.34	0.17	0.986	48.67	8.11	47.988	4.168	16.673	22.075	36.51	248.767
3	4.11	9.29	0	0.27	0.25	0.968	46.17	11.54	44.707	4.245	16.979	20.565	36.58	236.461
4	4.11	9.39	0	0	0.33	0.943	44.38	14.79	41.844	4.359	17.437	19.248	36.73	228.220
5	4.11	7.56	1.13	0	0.42	0.909	45.44	18.93	41.307	4.521	18.085	19.001	37.55	238.872
6	4.11	2.63	4.75	0	0.50	0.866	53.23	26.62	46.101	4.746	18.983	21.206	38.08	283.794
7	4.11	0	4.7	0	0.58	0.812	40.37	23.55	32.792	5.060	20.241	15.084	39.39	222.638
8	2.06	0	1.58	0	0.67	0.745	6.80	4.54	5.070	2.764	11.055	2.332	40.52	38.589
SOMMES							440.930	103.211			202.210	190.803		2322.654

K_{ss}=	3.81
K_{as}=	2.46

Calcul de stabilité pour R =29.92 m talus amont vidange rapide

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	Ceq*dli	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	0.88	0.31	0	- 0.25	0.968	0.436	-0.109	0.423	0.909	2.817	0.175	29.78	2.600
-2	2.99	1.41	0	- 0.17	0.986	6.745	-1.124	6.651	3.032	9.400	2.760	29.24	39.447
-1	2.99	2.86	0	- 0.08	0.997	13.682	-1.140	13.635	3.000	9.301	5.658	28.5	77.989
0	2.99	4	0	-	1.000	19.136	0.000	19.136	2.990	9.269	7.941	27.92	106.855
1	2.99	4.85	0	0.08	0.997	23.202	1.934	23.122	3.000	9.301	9.596	27.51	127.660
2	2.99	5.39	0	0.17	0.986	25.786	4.298	25.425	3.032	9.400	10.551	27.29	140.739
3	2.99	5.62	0	0.25	0.968	26.886	6.722	26.032	3.088	9.573	10.803	27.26	146.583
4	2.99	5.5	0	0.33	0.943	26.312	8.771	24.807	3.171	9.831	10.295	27.43	144.348
5	2.99	4.98	0	0.42	0.909	23.824	9.927	21.658	3.289	10.196	8.988	27.79	132.416
6	2.99	4	0	0.50	0.866	19.136	9.568	16.572	3.453	10.703	6.877	28.35	108.501
7	2.99	2.43	0	0.58	0.812	11.625	6.781	9.442	3.681	11.412	3.919	29.07	67.588
8	1.5	29.68	0	0.67	0.745	71.232	47.488	53.093	2.012	6.239	22.034	29.68	422.833
SOMMES						268.004	93.114			107.444	99.598		1517.558

Kss=	2.22
Kas=	1.53

Calcul de stabilité pour R =20.72 m talus amont vidange rapide

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	Ceq*dli	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	0.76	0.2	0	- 0.20	0.980	0.175	-0.035	0.171	0.776	3.103	0.079	20.62	0.505
-1	2.07	0.88	0	- 0.10	0.995	2.095	-0.209	2.084	2.080	8.322	0.959	20.29	5.951
0	2.07	1.67	0	-	1.000	3.975	0.000	3.975	2.070	8.280	1.829	19.89	11.070
1	2.07	2.26	0	0.10	0.995	5.380	0.538	5.353	2.080	8.322	2.462	19.60	14.763
2	2.07	2.63	0	0.20	0.980	6.261	1.252	6.134	2.113	8.451	2.822	19.43	17.030
3	2.07	2.79	0	0.30	0.954	6.642	1.992	6.336	2.170	8.680	2.914	19.40	18.039
4	2.07	2.7	0	0.40	0.917	6.427	2.571	5.891	2.259	9.034	2.710	19.49	17.538
5	2.07	2.35	0	0.50	0.866	5.594	2.797	4.845	2.390	9.561	2.229	19.71	15.437
6	2.07	1.67	0	0.60	0.800	3.975	2.385	3.180	2.588	10.350	1.463	20.06	11.165
7	2.49	0.65	0	0.70	0.714	1.861	1.303	1.329	3.487	13.947	0.611	20.49	5.339
SOMMES							42.386	12.594			88.049	18.078	

Kss=	8.43
Kas=	5.82