

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 DE FAISABILITE D'UNE RETENUE
COLLINAIRE SUR OUED LOUIDI COMMUNE DE
BALOUL W. SAIDA**

**PRESENTE PAR :
YAGOUBI HEMZA**

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
M ^r A.HEBBOUCHE	M.A.A	Examinateur
M ^{me} N.HADJ SADOK	M.A.A	Examinatrice
M ^r M.D.BENSALAH	M.A.A	Examinateur
M ^r M.BOUKHELIFA	M.A.B	Examinateur
M ^{me} A.ADDOU	M.A.A	Promotrice

Septembre - 2014

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 DE FAISABILITE D'UNE RETENUE
COLLINAIRE SUR OUED LOUIDI COMMUNE DE
BALOUL W. SAIDA**

**PRESENTE PAR :
YAGOUBI HEMZA**

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
M ^r A.HEBBOUCHE	M.A.A	Examinateur
M ^{me} N.HADJ SADOK	M.A.A	Examinatrice
M ^r M.D.BENSALAH	M.A.A	Examinateur
M ^r M.BOUKHELIFA	M.A.B	Examinateur
M ^{me} A.ADDOU	M.A.A	Promotrice

Septembre - 2014

Remerciements

Je remercie **Dieu Le Tout Puissant**, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions.

J'aimerais exprimer ma gratitude à ma promotrice Mme : A. Addou pour ses orientations et sa compréhension.

Mes remerciements également à :

Tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce travail.

Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire.

Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.

Enfin un grand merci tout spécial à ma famille, à **mes parents**, à mes frères, mes sœurs, ainsi à tous mes amis. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

P. O. Samza



Dédicace



Je dédie ce modeste travail à tous ceux que j'aime et surtout :

A mes parents qui ont toujours été la lumière de ma vie et ont illuminé mon Chemin depuis ma naissance, je ne les remercierai jamais assez, que Dieu me les garde.

A mes frères

A mes sœurs, mes neveux et mes nièces.

A mes beaux-frères et mes belles-sœurs.

A toute les famille YAGOUBI, BERKANI et a tous mes amis spécialement à: Karim, Billel , Yacine, Belkacem ,AbdeElhak, mes voisins Ibrahim ,AbdeAnnour khaled ,seddik et a tous mes frères en Dieu.

A tous les enseignants qui m'ont accompagné durant ma formation.

A toute personne utilisant ce document pour un bon usage.



ملخص

تعمل الدولة الجزائرية حاليا على تكثيف الانتاج الفلاحي عبر ولايات الوطن، وذلك بإنشاء سدود صغيرة مخزنة لكميات معتبرة من المياه خاصة المناطق الفلاحية، في اطار هذه الاستراتيجية استفادت ولاية سعيدة من مشروع بناء سد واقع على واد لويدي في بلول والذي هو موضوع هذه المذكرة.

حيث قمنا خلال هذه الدراسة المعمقة للجانب الجيولوجي و الهيدرولوجي لهذا السد. ثم قمنا بدراسة محددة لأبعاده وملحقاته.

Résumé

L'Etat Algérien s'efforce à l'intensification de la production agricole à travers le pays par la création des retenues collinaires qui représentent des substantielles réserves d'eau, surtout dans les zones agricoles.

Dans le cadre de cette stratégie, la Wilaya de **SAIDA** a bénéficié d'un projet de réalisation d'une retenue collinaire sur Oued **Louidi** commune de **BALOUL**, cette retenue fait l'objet de ce mémoire.

Nous avons pris le soin de faire une étude détaillée de la géologie et de l'hydrologie de cette retenue, puis, nous somme passés au dimensionnement de la digue et ses ouvrages annexes.

Abstract

The Algerian government is working to develop the agricultural production in its different states, in terms of building small dams which stock big amount of water especially in agricultural areas. In the context of this strategy the wilaya of **SAIDA** has benefited from the project of building a small dam situated on Oued **Louidi** in **BALOUL** town, which is the subject of this thesis.

We have done a detailed study of the geological and hydrogeological aspects of the dam. In addition to the dimensions and annexes of the study.

Sommaire

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Présentation du site :

Introduction.....	2
I. Présentation du site :.....	2
I.1. Situation géographique.....	2
I.2. Caractéristiques morphologiques.....	3
Conclusion.....	3

Etude géologique et géotechnique

Introduction.....	4
II. 1. Etude géologique.....	4
II. 1.1. Géologie régionale.....	4
II.1. 2. Géologie au niveau de la cuvette.....	6
II.1.3. Sismicité de la région.....	8
II.2. Etude géotechnique.....	9
II. 2.1. Travaux de reconnaissance effectués.....	9
II.2.2. Résultats des essais géotechniques.....	11
II.2.3. Matériaux de construction.....	12
Conclusion.....	14

Etude Hydrologique

Introduction.....	14
III. 1 .Le bassin versant.....	14
III.1.1. Les caractéristiques du bassin versant.....	15
III.1.2.Relief.....	16
III.1.3.Le réseau d'écoulement.....	18
III.2. Les caractéristiques climatiques.....	19
III.2.1.Le climat.....	20
III.2.2.Précipitations.....	20

III.2.3. Les pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	25
III.3. Etudes des apports	26
III.3.1. Apports liquides	26
III.3.2. Irrégularité des apports	29
III.3.3. Calcul du volume mort	30
III.4. Etude des crues :	31
III.5. Hydrogramme de crue	34
III.6. Choix de fréquence de la crue	35
III.6.1. Choix de la crue de projet	35
III.6.2. Choix de la crue de Chantier	36
III.7. Régularisation des débits	36
III.7.1. Courbes caractéristiques de la retenue	37
III.7.2. Répartition des besoins	38
III.7.3. Répartition des apports mensuels 80%	38
III.7.5. Calcul du volume utile	39
III.7.6. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	39
III.7.7. Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)	40
III.7.8. Estimation de l'erreur	41
III.8. Laminage des crues	42
III.8.1. Méthode de KOTCHERINE	42
III.8.2. Estimation de la charge au-dessus du déversoir	42
III.9. Etude d'optimisation	45
III.9.1. Dimensionnement préalable de la digue	46
III.9.1.1. La revanche	46
III.9.2. Calcul des coûts	47
III.10. Laminage pour un déversoir de largeur $b=10$ m	50
Conclusion	50

Etude Des Variantes

Introduction	51
IV.1. Variantes à choisir	51
IV.1. 1. Barrage en terre homogène	51
IV.1. 2. Barrage zoné a noyau d'argile	52

IV.1.3. Barrage en enrochement avec masque en béton.....	52
IV.2. Définition de profil général du barrage.....	52
IV.2.1. Hauteur de barrage.....	53
IV.2.1.1. Calcul de la revanche.....	53
IV.2.2. Largeur en crête.....	54
IV.2.3 longueur en crête.....	54
IV.2.4. Pentes des talus.....	55
IV.2.5. Bermes.....	55
IV.3. Barrage en terre homogène.....	55
IV.4. Barrage zoné a noyau d'argile.....	59
IV.5. Barrage en enrochement a masque en béton.....	62
IV.5.1. Fixation du choix définitif du type de barrage.....	62
IV.6. Etude comparative.....	63
IV.6.1. Calcul des volumes.....	63
Conclusion.....	64

Etude Des Variante

INTRODUCTION.....	65
V.1. Conception de la Digue.....	65
V.1.1. Revanche du barrage.....	65
V.1.2. Hauteur du barrage : Elle est obtenue par la relation suivante.....	65
V.1.3. Largeur en crête.....	65
V.1.4. Classification de l'ouvrage.....	65
V.1.5. Bermes.....	66
V.1.6. Pentes des talus.....	66
V.1.7. Protection des talus.....	66
V.1.8. Drainage de la digue.....	67
V.1.8.1. Constitution et fonctionnement des filtres et drains.....	67
V.1.8.1.1 Filtres.....	67
V.1.8.1.3. Calcul des drains.....	69
V.2. Etanchéité du barrage.....	73
V.2.1. Clé d'ancrage.....	73

V.2.2. Protection de la crête.....	74
V.2.3. Protection contre l'envasement.....	74
V.3. Calcul des infiltrations à travers la digue et la fondation.....	74
V.3.1. Ligne de saturation.....	75
V.3.2. Calcul d'infiltration.....	77
V.3.2.2. Fondation.....	78
V.3.3. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage.....	78
V.4. Calcul de stabilité.....	80
V.4.1. Conséquences de l'instabilité des talus.....	80
V.4.2. Méthode de calcul.....	81
V.4.2.1.3 Classement des forces.....	84
V.4.3 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement...	85
Conclusion.....	86

Etude Des Ouvrages Annexe

Introduction	88
VI.1 Ouvrage d'évacuation de crues.....	88
VI.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue.....	88
VI.1.2 Différents types des évacuateurs de crues.....	89
VI.1.3 Choix du tracé de l'axe.....	90
VI.1.4 Type d'évacuateur de crue.....	90
VI.1.5 Etude de la variante retenue.....	91
VI.2 Ouvrage de vidange.....	103
VI.2 .1 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange.....	104
VI.3 Dimensionnement de la prise d'eau.....	106
Conclusion.....	107

Organisation De Chantier

VII.1.Introduction.....	108
VII.2.Installations du chantier	108
VII.3.Ordre d'exécution des travaux	109
VII.4.Succession des opérations du chantier	109
VII.5.Besoins mécaniques des principaux travaux	109
VII.5.1.Travaux de terrassement	110
VII.5.2.Excavation de la fouille.....	110
VII.5.3.Exécution de la digue	110
VII.5.4.Exécution de l'évacuateur de crues	110
VII.6 Rendement des différents engins	110
VII.7.Planification	112
VII.7.1.Définition	112
VII.7.2.Techniques de la planification	112
VII.7.2.1.Méthodes basées sur le réseau	112
VII.7.2.2.Les étapes de la planification	114
VII.7.2.3.Choix de la méthode de calcul.....	114
VII.7.3.Les paramètres de la méthode C.P.M	114
VII.7.4 Les plannings :	115
VII.7.4.1 Plan de travail au plus tôt	115
VII.7.4.2 Plan de travail au plus tard (ptpp).....	115
VII.7.4.3.Plan De Travail Intermédiaire	115
VII.8.Délai de construction et programme des travaux.....	116
VII.10 Détermination des chemins critiques.....	117
Conclusion:.....	118
Conclusion générale.....	119

LISTE DES TABLEAUX

Tableau .II.01 : Récapitulatif des résultats d'essais granulométriques.....	9
Tableau .II.02 : Récapitulatif des résultats d'essais physiques.....	10
Tableau .II.03 : Récapitulatif des résultats d'essais mécaniques.....	10
Tableau .II.04 : Résultats des essais géotechniques du rocher de la fondation.....	11
Tableau .II.05 : Récapitulatif des résultats des essais géotechniques	12
Tableau III.01 : Caractéristiques géométriques du bassin versant.....	15
Tableau III.02 : Caractéristique de forme.....	15
Tableau III.03 : Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	16
Tableau III.04 : Caractéristiques hydrographiques du bassin versant.....	17
Tableau III.05 : Classification O.R.S.T.O.M. (type de relief).....	18
Tableau III.06 : Caractéristique de l'écoulement.....	19
Tableau.III.07 : Résumé des données climatiques moyennes mensuelles.....	20
Tableau III.08 : Nombre moyen de jours de gelée blanche.....	20
Tableau III.09 : Précipitations enregistrés.....	21
Tableau III.10 : Répartition mensuelle des pluies moyennes.....	21
Tableau III.12 : Test d'adéquation de chaque loi.....	23
Tableau III.13 :Test d'adéquation de la loi log normal.....	23
Tableau III.14 : Test d'adéquation de la loi Gumbel.....	24
Tableau III.15 : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence.....	25
Tableau III.16 : L'apport moyen annuel.....	26
Tableau III.17 : Récapitulatif des résultats de coefficient de variation.....	28
Tableau III.18 : L'apport fréquentielle.....	29
Tableau III.19 : Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%.....	30
Tableau III.20 : Calcul du volume mort.....	30
Tableau III.21 : Valeur de α en fonction de la perméabilité.....	31
Tableau III.22 : Récapitulatif de la méthode de Mallet-Gauthier.....	32
Tableau III.23 : Récapitulatif des résultats de la formule Possenti.....	32

Tableau III.24 : Pluies de courte durée.....	34
Tableau III.25 : Récapitulatif des résultats de la formule SOKOLOVSKY.....	34
Tableau III.28 : Crues de projet recommandé.....	36
Tableau III.29 : Caractéristiques de la cuvette.....	37
Tableau III.30 : Répartition mensuelle des besoins.....	38
Tableau. III.32 : Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques.....	41
Tableau .III.34 : Récapitulatif des résultats de la régularisation.....	41
Tableau III.35 : Données initiales pour la méthode de KOTCHERINE.....	43
Tableau III.36 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue.....	44
Tableau III.37 : Détermination de la hauteur de la vague.....	46
Tableau III.38 : Formules utilisées pour le calcul de la largeur en crête.....	47
Tableau.III.39 : Résultats des largeurs en crête obtenues	47
Tableau III.40 : Coût de la digue.....	47
Tableau III.41 : Coût de l'évacuateur	48
Tableau III.42 : Coût total du barrage.....	49
Tableau.IV.1 : Récapitulation des résultats de calcul de la revanche.....	53
Tableau IV.02 : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.....	54
Tableau IV .05 : Coûts des variantes choisies.....	64
Tableau V.1 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.....	67
Tableau V.02 : Coordonnées de la ligne de saturation	77
Tableau V.03 : Débit de fuite à travers la digue	78
Tableau V.04 : Débit de fuite de la Fondation	78
Tableau V.05 : Débit de fuite de barrage	79
Tableau V.06 : Gradient d'infiltration admissible.....	79
Tableau V.07 : Détermination du coefficient de sécurité	80
Tableau V.08 : Détermination des rayons max et min.....	82
Tableau V.09 : Valeurs admissibles des coefficients de sécurité.....	83

Tableau V.10 : Caractéristiques géotechniques des sols.....	86
Tableau V.11 : Valeurs des Coefficients de sécurité	86
Tableau VI.01 : Sélection des types d'évacuateurs de crue.....	90
Tableau VI.02 : Coordonnées du profil de déversoir.....	93
Tableau VI.03 : Calcul de la profondeur normale.....	95
Tableau VI.04 : Calcul de la profondeur normale.....	98
Tableau.VI.05 : Données de calcul la ligne d'eau.....	99
Tableau VI.06 : Ligne d'eau avec un pas de 10m.....	99
Tableau.VII.1 : Symboles des opérations.....	116
Tableau.VII.2 : Détermination des chemins critiques.....	117
Tableau VII.03 : Programme des travaux pour la réalisation du la retenue collinaire.....	118

LISTE DES FIGURES

Figure .I.01 : Localisation de la commune de Baloul	2
Figure.II.01 :Extrait de la carte géologique de la Saida	7
Figure. II. 02 : Carte de zonage sismique.	8
Figure III. 1 : Limite du Bassin Versant à l'échelle 1/50.000.....	14
Figure.III.02 : Rectangle équivalent.....	15
Figure III.03 : Courbe hypsométrique.....	17
Figure III.04 : Réseau hydrographique du bassin d'Oued LOUIDI.....	18
Figure III.05 : Les stations pluviométriques disponible dans la zone d'étude.....	20
Figure III.06 : Répartition mensuelle des pluies moyennes.....	21
Figure III.07 : Représentation graphique de l'ajustement à loi de Galton.....	24
Figure III.08 : Représentation graphique de l'ajustement à loi de Gumbel.....	25
Figure III.09 : Représentations des intensités en fonction de temps.....	26
Figure III.10 : Hydrogramme des crues.....	35
Figure III.11 : Courbes de $H=f(q)$	44
Figure III.12 : Courbes $V=f(q)$	45
Figure III.14 : La courbe d'optimisation.....	50
Figure.IV.1 : Digue homogène.....	51
Figure.IV.2 : Digue à noyau.....	52
Figure.IV.03 : Digue à masque	52
Figure.IV.04 : Longueur en crête	55
Figure.IV.05 : Importance du revêtement.....	56
Figure.IV.06 : Disposition des différents drain.....	58

FigureV.01 : Tracé de la ligne de saturation	76
Figure.V.02. Schémas de sens de l'écoulement par infiltration	78
Figure V.03 : Schémas qui illustre le principe de la méthode des tranches.....	82
Figure VI.01: Schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal.....	91
Figure VI.02: Profil du déversoir.....	93
Figure.VI.03: Schéma d'un convergent.....	96
Figure.VI-03: Schéma explicative du linge d'eau.....	98
Figure.VI.04: Profil de la ligne d'eau.....	99
Figure.VI.05: Bassin de dissipation <i>type II (selon USBR)</i>	100
Figure.VII.1 :Réseau à nœuds.....	117

LISTE DES PLANCHES

Planche N°01 : Plan générale d'aménagement.

Planche N°02 : Coupe géologique de la retenue.

Planche N°03 : Coupes en travers de la digue.

Planche N°04 : Profil en long de l'évacuateur de crues.

Planche N°05 : Schémas de calcul de la stabilité I.

Planche N°06 : Schémas de calcul de la stabilité II.

Introduction générale

Il est de nature que l'aliment qui prime sur le globe terrestre soit de l'importance vitale allant du plus petit mammifère en arrivant vers l'homme vu que tout être est disposés par la structure dont il fait, c'est pourquoi l'eau demeurent l'élément le plus prisé de toute nation qui se doit d'assurer le besoin de leur peuples et de protéger les ressource d'eau dont elle dispose pour les générations du présent et celles du future. L'Algérie n'en reste pas loin de cette visée de sauvegarde des ressources en eaux d'un niveau affaibli et qui est sans doute dues au innombrable pertes causé la plupart du temps par la négligence et l'abus Humain, sans pour autant perdre de regard l'insuffisance des structure de capture des eaux malgré l'effort colossale dont notre pays a fourni depuis son indépendance jusqu'à ce jour ou de grands barrages ont vu le jour. Mais et là ce qui l'accompagnement des besoins en eaux demeure très pénible face à la croissance qui ne cesse de s'accroître.

Les besoins en eau croissent avec l'augmentation des populations et celle du niveau de vie, et dans le cadre des opérations de sauvegarde des ressources en eau et la mobilisation des eaux de surface, la retenue collinaire sur Oued Louidi constitue l'un des projets de préoccupation des eaux de surface et leur réutilisation.

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

CHAPITRE I :

Présentation du site

Introduction

L'objectif de la réalisation de la future retenue d'Oued **Louidi** consiste à prévoir le stockage des débits dans la retenue et de couvrir les besoins en irrigation des terres limitrophes.

I. Présentation du site :

I.1. Situation géographique

La zone d'étude est située au nord de chef-lieu de la commune d'Ouled-Brahim qui se situe sur une distance de 45 km à l'Est de Saida, chef-lieu de la wilaya, Cette dernière s'éloigne environ de 400 Km à l'Ouest de la capitale **Alger**.

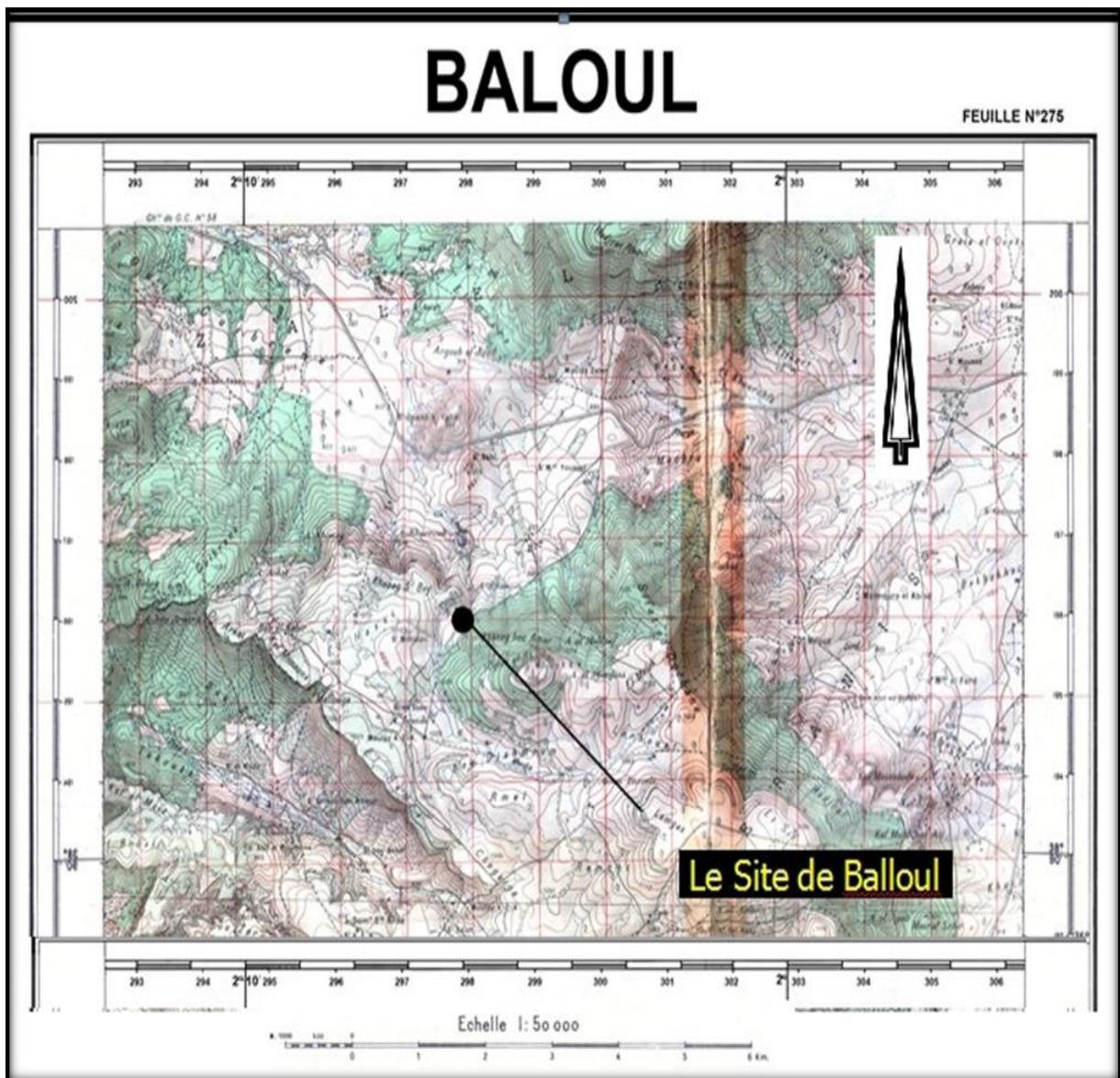


Figure J.01 : Localisation de la commune de Baloul –(DRE)

Les coordonnées du site de la retenue collinaire en système des coordonnées Lambert du Nord de l'Algérie sont:

$$X= 297,8 \text{ km}$$

$$Y= 197,2 \text{ km}$$

$$Z = 850.0 \text{ m,NGA}$$

I.2. Caractéristiques Morphologiques

I.2.1. Topographie

L'accès au site de la retenue collinaire est possible à partir du chemin de wilaya qui relie Ouled Brahim et Oued Taria par une route goudronnée, en suite, une piste carrossable de 600m en face le marabout de Sidi Bahi.

Le lieu de la retenue collinaire **Baloul** est dans un site étroit, précédé à l'amont par un élargissement de la vallée, avec l'absence totale des glissements ou les éboulements. Ce site présente un endroit idéal et le plus économique pour une digue en terre.

Oued Louidi présente une vallée rétrécie, précédé à l'amont par un élargissement de la cuvette. Le lit majeur est sinueux et profond en raison de la réponse rapide lors des précipitations. L'oued coule de l'Ouest à l'Est.

Les collines sont élevées sur un versant de $>8^\circ$. Ils s'élèvent de 15m et plus au-dessus de la crête proposés du barrage.

Dans le tronçon de l'implantation de la digue projetée la direction principale du cours d'eau d'Oued Louidi est du Sud-Ouest vers le Nord-Est.

Les terrains en pente assez forte apparaissent principalement à l'amont, sur les berges de l'oued à l'aval et au niveau du lit de l'oued.

Le fond du lit se trouve à une profondeur qui varie entre (3.5 à 4.0 m) plus bas de la vallée de l'oued, les rives du lit sont très raides, les pentes de l'oued changent de 0,020 à 0,1 .

I.2.2. Végétation et climatologie

La présence d'une végétation assez dense le protégeant de l'érosion et donc de la formation de thalweg.

La température moyenne annuelle est de $T = 16.45 \text{ c}^\circ$. (Station de Saida).

Conclusion

D'après l'étude topographique qui a été réalisée sur le site de la future retenue d'Oued Louidi représenté par un levé topographique de la cuvette.

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

CHAPITRE II :
Etude géologique et
géotechnique

II) Etude géologique et géotechnique:

INTRODUCTION :

L'étude géologique de la retenue collinaire Baloul est basée sur la recherche et l'exploitation de la documentation de la région ; le levé géologique du site et sa retenue ainsi que les résultats de la reconnaissance géologique et géotechnique exécutés sur site et au laboratoire.

L'étude géologique et géotechnique de notre site de la retenue collinaire a pour objet de répondre aux questions suivantes :

- La stabilité mécanique et l'étanchéité des appuis et des fondations des ouvrages.
- L'étanchéité de la cuvette de la retenue et la stabilité des versants.
- L'existence et les caractéristiques nécessaires à la construction du barrage.
- La pérennité de la retenue et de la qualité de ses eaux (apports solides, caractéristique des eaux, risques d'eutrophisation).

II. 1. Etude géologique :

II. 1.1. Géologie régionale:

A) Généralités : L'atlas saharien forme la dernière barrière topographique, rencontrée avant d'atteindre la plateforme saharienne et dont les caractères géologique sont assez semblables d'Est en Ouest.

L'atlas saharien s'est formé à l'emplacement d'un sillou subsidient intercalé entre les hauts plateaux et la plateforme saharienne ;

Il est constitué de trois ensembles principaux :

- Les Monts de Kseurs à l'Ouest
- Les Monts des Djbel Amour au centre.
- Les Monts des Ouled Naïls à l'Est

La limite Sud correspond géologiquement à la flexure saharienne et la limite Nord est moins nette, marquée par un jeu de cassures importantes entre les hautes plaines et l'atlas.

B) Stratigraphie

1) jurassique supérieur et moyen

1.1. Formation Basale «calcaire à polypiers»

C'est l'ensemble stratifié et massif, des calcaires, sombres, bleutés, comportent souvent localement, des développements de polypiers.

1.2.. Formation des grés supérieurs

Elle représente dans la région de Sidi Bahi où elle occupe le cœur de l'anticlinal. C'est un complexe grés-argileux, elle a une puissance de 600 à 800mètres.

1.3.. Formation marno-calcaire

Cette formation est présentée à côté des grés supérieurs, elle est constituée de deux unités, bien distinct, l'une calcareo-dolomitique et marneuse et l'autre de calcaire à ostréidés leur puissance est de 200mètres.

1.4.. KIMMERDJIEN calcareo-gréseux

Il est présent dans tous les anticlinaux de la région.

Dans la région de Baloul, il est surtout argileux–gréseux, alors que dans les régions environnantes, il est subdivisé en trois unités :

- Grés intermédiaires.
- Marno–calcaires bleutés.
- Calcaires repérés massif.
- Cet ensemble varie de 50 à 260mètres d'épaisseur.

1.5.. KIMMERIDIEN terminal à PORTLANDIEN Gypseux

Il est présent dans tous les anticlinaux, c'est une formation essentiellement argilo–gypseuse.

Il est situé entre les barres calcaires du jurassique terminal et les grés intermédiaires sous-jacents. Il atteint parfois 160m d'épaisseur.

1.6.. PORTLANDIEN–BERRILASIEN

Dans la région cette formation est la limite des synclinaux formés par les grés du crétacé supérieur, sa base est représentée par des marnes feuilletées ou de calcaire avec alternance de marnes et de marno–calcaire. Le centre est formé de marnes avec intercalations de marno–calcaire avec rarement des barres de calcaire. Son toit est représenté par une barre calcaire, c'est une série très puissante.

2) Crétacé

2.1. VALANGINIEN–BARREMEIN (formation de grés à DRAGEES INFÉRIEURES)

Il est présent dans tous les synclinaux. C'est une série monotone, argilo–gréseuse, mal définie sur les terrains de forêts de la médiocrité des affleurements, on trouve, parfois en alternance avec les grés, des conglomérats à dragées de quartz.

C'est une série très puissante, dépassant parfois 1000m.

Il se trouve à l'ouest de la région de notre études, au Dj'bel Tenfled

2.2. APMEN (Barre calcaire INTERGRESSEUSE)

A partir de l'Aptien, toutes les formations des crétacés jusqu'au turnien, sont localisées au Djebel Tenfled, Djebel Azedine, cette barre calcaire, peut atteindre 550m d'épaisseur.

2.3. Albien supérieur (Calcaire fin blanc)

C'est une formation calcaire–gréso–marneuse avec une épaisseur très variable.

2.4. CENOMAMIEN (Formation des argiles à gypse)

C'est une formation essentiellement argilo–gypseuse et calcaire avec un chargement de faciès de Taoudine par rapport au djebel Tenflef. Sa puissance dépasse la soixantaine de mètres.

2.5. TURONIEN (Barre solomitique)

Cette formation est constituée de deux unités :

- Une barre massive de calcaire
- Une alternance de calcaire avec marnes
- Ces unités ont une épaisseur de presque 30m.

3) Le tertiaire

Il affleure généralement dans les talwegs avec la couverture quaternaire, ce sont des argiles rouges à gypse, surmontés de conglomérats et se terminant par des sables de grés rouges; cette formation dépasse 100m d'épaisseur.

4) Le quaternaire

Il se trouve généralement à l'Ouest et au Nord de la région de notre étude.

4.1. Quaternaire ancien

Il comporte deux niveaux morphologiques :

-La haute surface : elle se présente sous forme de lanières avec des blocs de 30 à 60cm fortement encroûtés par des calcaires.

-Le Glacis : c'est un encroûtement de calcaire pulvérulent par endroit, surmonté d'une dalle de croûte qui consolide une mousse de galets (30cm au maximum), son épaisseur varie de 3 à 5m.

4.2. Quaternaire moyen

Deux topographies de glacis étagés ont été aménagées au cours de cette période :

Le premier Glacis : c'est un encroûtement diffus d'où l'identification délicate.

Il se présente en lambeaux, rares, subsistent autour du djebel Bou Youel et du djebel Bou Maza.

Il est épais, grossier, hétérométrique (Blocs de 1m3).

Le deuxième Glacis : il est bien conservé et bien fossilisé par une croûte calcaire, c'est un glacis d'érosion, formé de galets hétérométriques, bien émoussés et fortement encroûtés et surmontés par une croûte calcaire.

4.3. Quaternaire récent

Il s'agit d'un simple reminement, des glacis coniques anciens. S'il est formé d'une incision de 4 à 5m suivie d'un remblaiement de sables et de poches d'argiles.

II.1. 2. Géologie au niveau de la cuvette

II.1.2.1. Site de la retenue collinaire

Dans le but de définir avec précision la géologie du site sur lequel sera construite la retenue collinaire en question, Des sondages carotte d'une profondeur de vingt (20) mètre chacun ont été exécutés le long de l'axe du barrage.

Le site de la retenue collinaire sur oued Louidi présente deux rives de topographie assez prononcée.

-La rive Est est édifiée dans des argiles marneuses brunâtres à grisâtres peu plastiques sur une profondeur de 8m après une couche de sables tufeux renfermant des blocs de roches calcaires.

-La rive Ouest est édifiée dans des argiles marneuses brunâtres à grisâtres sur une profondeur de 10m après une couche végétale de 50cm.

-Le fond de la vallée étroite consiste un dépôt alluvionnaire qui est essentiellement sableuse qui est l'emprunt des produits de démantèlement des reliefs du bassin versant de la retenue, avec une profondeur qui peut atteindre 2,20m. Ensuite on trouve une couche profonde des argiles marneuses brunâtres à grisâtres.

II.1.2.2. Cuvette

La cuvette présente les mêmes formations du site de la retenue, c'est-à-dire des argiles marneuses brunâtres à grisâtres. Vers la fin de la cuvette des formations Tufeuses rocheuses à inclusions graveleuses centimétriques et millimétriques apparaissent jusqu'à 3m.

1.2.5. Matériaux de construction

Suite à la visite effectuée sur le terrain, on constate que les matériaux d'emprunt pour la construction du corps de la digue (des argiles marneuses brunâtres à grisâtres) sont disponibles au niveau de la cuvette de oued Louidi à quelques dizaines de mètres du site.

Pour les matériaux rocheux la protection du talus amont de la digue, ils peuvent être extraits en amont du site à environ 400 à 2000m, surtout le long de l'oued Louidi.

Les matériaux pour les agrégats du béton pour les ouvrages de génie civil sont disponibles dans la commune d'Ouled Brahim (15 km).

II.1.11 Sismicité du site

Le site de la retenue collinaire oued Louidi – Commune de Baloul- wilaya de Saida est situé dans la zone « I » (zone caractérisée par une faible intensité sismique d'après R.P.A).

La dite retenue collinaire constitue un ouvrage de peu d'importance pour la communauté ce qui lui permet d'être dans le groupe d'usage 3 selon le règlement R.P.A et ayant une durée de vie limitée de 15-20 ans.

Donc pour notre site ayant un degré d'usage égal à 3, appartenant à la zone sismique I, une durée de vie économique de 20 - 30 années et une période de retour est égale 100 ans, son coefficient de dommage est de 0.07.

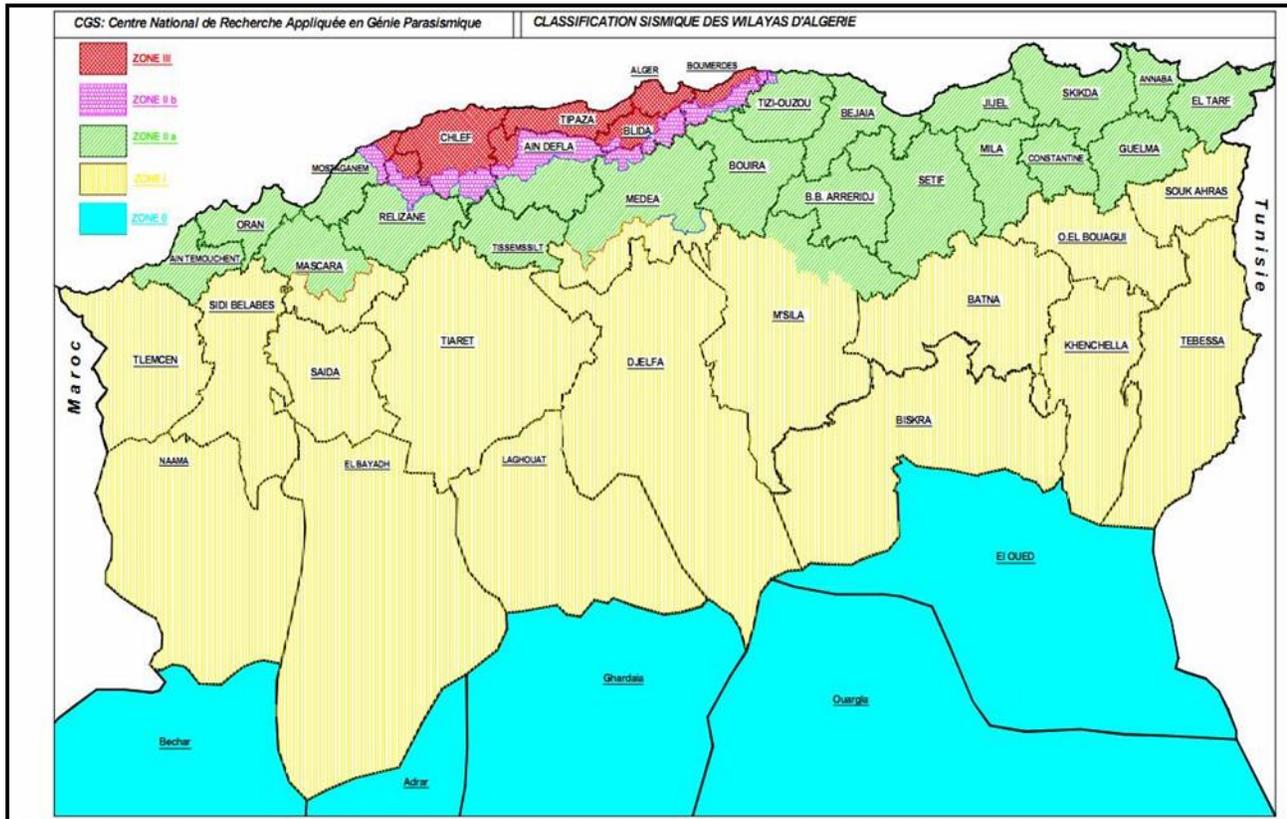


Figure. II. 02: Carte de zonage sismique. (RPA 9/REV.2003).

II.2) Etude géotechnique :

II. 2.1. Travaux de reconnaissance effectués :

Les travaux de reconnaissance mis en œuvre ont permis de définir les conditions géologiques et géotechniques en profondeur et de construire les coupes géologiques qui permettent de reconstituer la structure géologique du massif.

Les objectifs principaux de ces reconnaissances étaient de:

- Définir la nature et la qualité du rocher et son évolution avec la profondeur
- Définir la perméabilité du rocher
- Fixer le niveau de la nappe
- Définir les caractéristiques physiques et mécaniques du rocher

II.2.1.2. Puits dans les zones d'emprunt :

Les tableaux suivants récapitulent les résultats des essais géotechniques des puits.

Tableau .II.01 : Récapitulatif des résultats d'essais granulométriques

Puits	Profondeur [m]	Granulométrie [%]							
		Cailloux	Graviers	Sable g	Sable f	Limons	Argile	Totale	Totale
		200-20	20-2	2-0,2	0,2-0,02	0,02-2 μ	2 μ -0,2 μ	200-0,2 μ	<80 μ
P1	2.00-2.50	0.0	6.0	4.0	24.0	37.0	29.0	100.0	88.0
P2	1.70-2.00	0.0	0.0	2.0	24.0	52.0	22.0	100.0	98.0
P3	1.90-2.40	0.0	0.0	1.0	21.0	50.0	28.0	100.0	98.0
P4	1.70-2.00	0.0	0.0	0.0	30.0	49.0	21.0	100.0	99.0
P5	1.80-2.30	0.0	0.0	1.0	21.0	47.0	31.0	100.0	98.0
P6	1.50-2.00	0.0	5.0	7.0	18.0	45.0	25.0	100.0	85.0
P7	1.50-2.00	0.0	0.0	0.0	19.0	52.0	29.0	100.0	99.0
P8	1.70-2.20	0.0	0.0	0.0	27.0	49.0	24.0	100.0	99.0
P9	1.70-2.20	0.0	0.0	1.0	21.0	45.0	33.0	100.0	99.0
P10	1.60-2.10	0.0	0.0	1.0	29.0	48.0	22.0	100.0	98.0
P11	1.80-2.30	0.0	0.0	2.0	28.0	43.0	27.0	100.0	98.0
P12	2.00-2.50	0.0	0.0	0.0	44.0	38.0	18.0	100.0	98.0
Moyenne		0.0	0.9	1.6	25.5	46.3	25.8	100.0	96.4

Tableau .II.02 : Récapitulatif des résultats d'essais physiques

Puits	Profondeur [m]	γ_s [t/m ³]	Limites d'Atterberg					Proctor Normal		Sr [%]	Classification
			W [%]	W_L [%]	W_p [%]	I_p [%]	I_c -	W_{opt} [%]	$\gamma_{d,max}$ [t/m ³]		
P1	2.00-2.50	2.62	16.8	50	23.4	26.6	1.25	22.3	1.6	94.4	CH
P2	1.70-2.00	-	18.1	68	32.1	35.9	1.39	-	-	-	CH
P3	1.90-2.40	2.72	23.7	67.5	31.9	35.7	1.23	-	-	-	CH
P4	1.70-2.00	-	24.2	67.5	32.2	35.6	1.23	20.9	1.6	80.5	CH
P5	1.80-2.30	2.69	20.2	60.5	30.4	30.1	1.34	-	-	-	CH
P6	1.50-2.00	-	19.5	58	30.2	27.8	1.38	18.3	1.7	88.1	CH
P7	1.50-2.00	-	14.3	29.8	30	29.8	1.53	-	-	-	CH
P8	1.70-2.20	2.67	19.4	56	29.1	26.9	1.36	24.2	1.6	94.6	CH
P9	1.70-2.20	-	21.9	63	30.7	32.3	1.27	-	-	-	CH
P10	1.60-2.10	2.60	12.2	62.9	32.7	30.3	1.68	24.3	1.6	95	CH
P11	1.80-2.30	-	17.3	64	31.1	33.0	1.42	-	-	-	CH
P12	2.00-2.50	2.66	18.6	61.5	30.7	30.8	1.39	24.1	1.6	93.6	CH
Moyenne		2.66	18.9	61.6	30.4	31.2	1.37	22.4	1.6	91	

Tableau .II.03: Récapitulatif des résultats d'essais mécaniques

Puits	Profondeur [m]	Cisaillement rectiligne (UU)		Cisaillement rectiligne (CU)		Œdomètre				Matière organique [%]	Matière soluble [%]
		C_{uu}	Φ_{uu}	C_{cu}	Φ_{cu}	P_c	C_c	C_g	C_s		
		[bars]	[°]	[bars]	[°]	[bars]	[%]	[%]	[%]		
P1	2.00-2.50	0.3	0.6	0.25	8.75	1.378	25.7	3.4	1.5	0.3	81.3
P2	1.70-2.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P3	1.90-2.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P4	1.70-2.00	0.72	9.61	0.04	18.77	-	-	-	-	-	-
P5	1.80-2.30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P6	1.50-2.00	1.1	6.17	0.42	14.82	-	-	-	-	-	-
P7	1.50-2.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P8	1.70-2.20	0.76	0.9	0.4	17.2	1.53	24	5.4	0.6	0.2	47.9
P9	1.70-2.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P10	1.60-2.10	0.23	11.19	0.11	20.82	1.11	24.3	5	1.1	0.5	43.6
Moyenne		0.62	5.69	0.24	16.07	1.34	24.7	4.6	1.1	0.3	50.9

II.2.2. Résultats des essais géotechniques :

La fondation rocheuse est essentiellement constituée de marnes et de calcaires. Les échantillons prélevés dans les sondages forés de la fondation rocheuse (10 sondages dans la fondation et un sondage à la carrière) ont été soumis à des essais physiques et mécaniques.

Le tableau .II.04 donne par faciès, les valeurs moyennes et extrêmes de ces analyses.

Tableau .II.04 : Résultats des essais géotechniques du rocher de la fondation

		Densité		Résistance mécanique			
		γ_d [t/m ³]	γ_s [t/m ³]	$R_{c,nat}$ [bars]	$R_{c,sat}$ [bars]	$R_{t,nat}$ [bars]	$R_{t,sat}$ bars]
Calcaires Compacts	Valeur moyenne	2.63	2.68	176.8	87.6	21.4	24.3
	Valeur min	2.48	2.62	69.5	14.7	28.9	10.4
	Valeur max	2.83	2.76	332.9	161.9	33.6	34.7
Calcaires Marneux	Valeur moyenne	2.65	2.68	176	61.8	19.5	19.7
	Valeur min	2.48	2.6	94.5	14.1	6.2	11.5
	Valeur max	2.78	2.77	386.9	109.5	39.5	32.7
Marnes du Cénomien	Valeur moyenne	2.57	2.68	76.2	77.9	19.5	11.5
	Valeur min	2.38	2.62	19	28.6	4.3	1.3
	Valeur max	2.71	2.76	154	127.3	79.1	28.2

II.2.3. Matériaux de construction :

On peut constater qu'à proximité immédiate de l'axe du futur barrage, les seuls matériaux de construction disponibles en quantité importante sont des limons sablo-argileux. Il s'agit des vastes terrasses sédimentaires qui couvrent la fondation rocheuse.

La zone reconnue s'étale sur une superficie de l'ordre de 15 ha. Il est clair que les réserves sont de l'ordre de plusieurs dizaines de millions de m³ dans la cuvette et encore autant à l'aval ou à l'amont de celle-ci, les parois verticales des terrasses tout le long de l'oued permettent de l'attester.

Les échantillons prélevés sur les puits ont été soumis à une série d'essais physiques et mécaniques. Les résultats ci-dessous donnent les valeurs extrêmes et moyennes mécaniques :

Tableau .II.05 : Récapitulatif des résultats des essais géotechniques

	Proctor Normal		Cisaillement rectiligne				Edomètre				Matières organiques [%]	Matières solubles [%]
	W_{opt} [%]	$\gamma_{d,max}$ [t/m ³]	C_{uu} [bars]	Φ_{uu} [°]	C_{cu} [bars]	Φ_{cu} [°]	P_c [bars]	C_c [%]	C_g [%]	C_s [%]		
Valeur max.	24.3	1.71	0.55	25.19	0.42	20.82	1.53	25.7	5.4	1.5	0.5	61.3
Valeur min.	18.3	1.57	0.23	0.60	0.04	8.75	1.11	24.0	3.4	0.6	0.2	43.6
Moyenne	22.4	1.61	0.62	5.69	0.24	16.07	1.34	24.7	4.6	1.1	0.3	50.9
	Granulométrie [%]					γ_s [t/m ³]	W [%]	Limites d'Atterberg				
	Sable g 2-0.2	Sable f 0.2-0.02	Limons 0.02-2 μ	Argile 2 μ -0.2 μ	Totale < 80 μ			W_L [%]	W_p [%]	I_p [%]	I_c -	
Valeur max.	7.0	44.0	52.0	33.0	99.0	2.72	24.2	68.0	32.7	35.9	1.68	
Valeur min.	0.0	18.0	37.0	18.0	85.0	2.60	12.2	50.0	23.4	26.6	1.23	
Moyenne	1.6	25.5	46.3	25.8	96.4	2.66	18.9	61.6	30.4	31.2	1.37	

On remarque que les matériaux sont à forte composante limoneuse avec une proportion égale en sable et en argile. Ils sont de catégorie argile très plastique à compressibilité et plasticité élevée. A l'état naturel ces sols sont durs. Au Proctor la densité obtenue est moyenne pour des teneurs en eau élevées souvent supérieures à la teneur en eau naturelle.

Les caractéristiques au cisaillement sont juste moyennes. Le pourcentage de matière organique est faible.

Ces sols sont assez compressibles et peu gonflants. D'après les relevés des puits il y a très peu de gypse (2 à 3%), donc il y a si peu de matières solubles que cela ne pose pas de problème pour la faisabilité.

Les caractéristiques mécaniques retenues à partir de ces essais sont: angle de frottement 25°, cohésion 0.55 t/m².

Pour un béton de bonne qualité ou pour des filtres, les agrégats ne peuvent être obtenus que par concassage de blocs de calcaire d'une carrière à ouvrir dans le massif d'Ouled-Brahim à une quinzaine de kilomètres du site du barrage. Ces affleurements peuvent fournir autant de matériaux que l'on souhaite. Les horizons calcaires s'étalent sur 5 kilomètres de long et environ un kilomètre de large. Le front de taille peut être ouvert sur la partie SW du massif pour rapprocher au plus près la zone d'emprunt de l'axe du barrage.

Conclusion :

Le site de la retenue collinaire de point de vue géologique est favorable et ne s'oppose guère à la réalisation d'une digue en terre avec ancrage au fond du thalweg après décapage de la couverture végétale, le remplissage sableux de l'oued ainsi que le toit altéré des marno-calcaires. L'étanchéité du site et son assiette sont assurés par les argiles consolidées. Les matériaux de la construction sont convenables du point de vue quantité, qualité et seront exploités au niveau de la cuvette à l'exception des couches de transitions qui seront fournis des carrières.

CHAPITRE III :
ETUDE
HYDROLOGIQUE

Introduction

L'étude hydrologique est une étape importante dans le processus de détermination de la faisabilité d'une retenue collinaire. Ces paramètres hydrologiques, sont déterminants, car ils sont traités comme tâches initiales à effectuer lors de cette étape du travail.

Ces derniers, nous permettent de connaître les capacités du bassin versant qui produisent des écoulements. Ils nous conduisent à l'évaluation, de manière sommaire et approximative, des paramètres qui conditionnent le dimensionnement des différents ouvrages annexes, leurs coûts et surtout leur capacité de stockage.

Nous procédons ci- après à une étude hydrologique du bassin versant d'Oued Louidi pour déterminer certains paramètres de base pour la réalisation du barrage, comme l'apport annuel, l'apport solide, la crue de projet, le volume mort, le volume utile, le volume forcé et ces côtesetc.

Enfin, ils nous permettent d'arrêter les caractéristiques des ouvrages d'évacuation de crues (évacuateur de crues, etc.).

III. 1 .Le bassin versant

Le bassin versant est délimité dans la carte topographique de la wilaya de **Saida**, en commençant par l'exutoire, en passant par les lignes des partages des eaux et les crêtes. La figure ci-dessous présente la délimitation du bassin versant d'oued **LOUDI**.

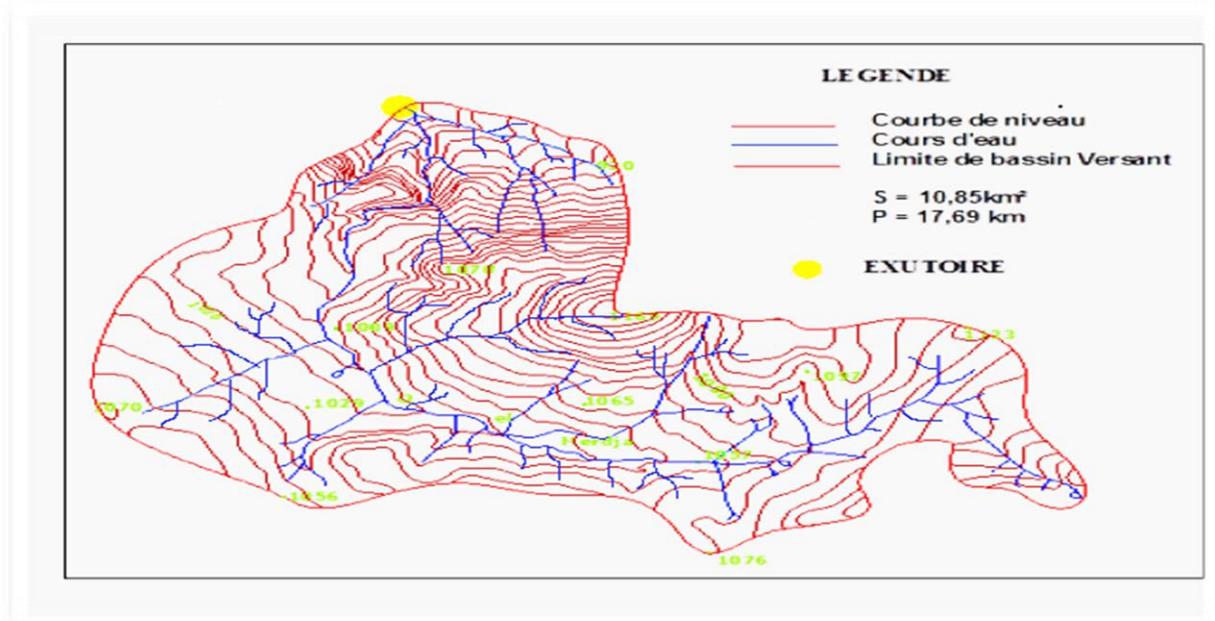


Figure III. 1 : Limite du Bassin Versant à l'échelle 1/50.000

III.1.1. Les caractéristiques du bassin versant

III.1.1.1. Caractéristiques géométrique

Elles sont calculées à l'aide d'AUTO-CAD et mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau III.01 : Caractéristiques géométriques du bassin versant

Caractéristiques	Valeur	Unités
Surface	10.85	Km ²
Périmètre	17.69	Km

III.1.1.2. Caractéristiques de forme

Tableau III.02 : caractéristique de forme.

Caractéristiques		Formule	valeur	Remarque
Indice de compacité (Gravelius)		$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$	1.50	Bassin allongé
Coefficient d'allongement		$K_a = L^2 / S$	4.96	/
Rectangle équivalent	Longueur L	$L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right]$	7.34	/
	Largeur l	$l = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right]$	2.459	/

Avec : P : périmètre en Km.

S : surface en Km².

L : longueur de la cour d'eau principale en Km.

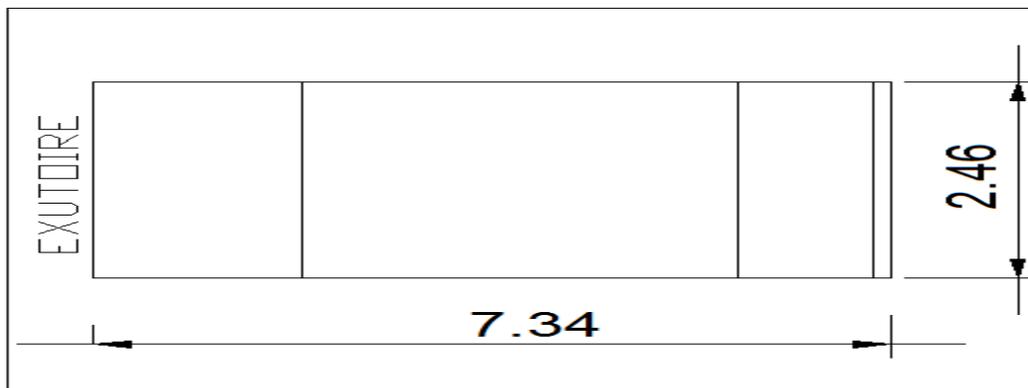


Figure.III.02 : Rectangle équivalent.

III.1.2.Relief

Les courbes hypsométriques sont d'une grande importance dans l'étude du relief d'un bassin versant. Sur un graphique, on porte en ordonnée l'altitude et en abscisse la surface souvent exprimée en %.

Les surfaces partielles par tranche d'altitude sont données dans le tableau III.03.

Tableau III.03: Coordonnées de la courbe hypsométrique.

N°	H _{moy} (m)	Superficie partielle (Km2)	Superficie partielle (%)	Superficie cumulée (Km2)	Superficie cumulée (%)
	850	0,0000	0,00%	0,0000	100%
S1	860	0,0227	0,21%	0,0227	99,79%
S2	870	0,0635	0,59 %	0,0862	99,20%
S3	880	0,0723	0,66 %	0,1585	98,54%
S4	890	0,1068	0,98%	0,2653	97,56%
S5	900	0,1309	1,21 %	0,3962	96,35%
S6	910	0,1318	1,21 %	0,5280	95,14%
S7	920	0,1028	0,95 %	0,6308	94,19%
S8	930	0,1056	0,97%	0,7364	93,22%
S9	940	0,1137	1,05%	0,8501	92,17%
S10	950	0,1660	1,53%	1,0161	90,64%
S11	960	0,1441	1,33%	1,1602	89,31%
S12	970	0,1633	1,50%	1,3235	87,81%
S13	980	0,2596	2,39%	1,5831	85,42%
S14	990	0,2779	2,56%	1,8610	82,86%
S15	1000	0,1424	1,31%	2,0034	81,55%
S16	1010	0,1850	1,70%	2,1884	79,85%
S17	1020	0,5602	5,16%	2,7486	74,69%
S18	1030	0,6746	6,21%	3,4232	68,48%
S19	1040	0,6862	6,32%	4,1094	62,16%
S20	1050	0,8321	7,66 %	4,9415	54,50%
S21	1060	0,8447	7,78%	5,7862	46,72%
S22	1070	0,8330	7,68 %	6,6192	39,04%
S23	1080	0,7393	6,81 %	7,3585	32,23%
S24	1090	0,5218	4,81 %	7,8803	27,42%
S25	1100	0,8002	7,38%	7,9301	19,59%
S26	1110	0,6744	6,22 %	8,7303	13,37%
S27	1120	0,6200	5,71 %	9,4047	7,66%
S28	1130	0,6905	6,36 %	10,0247	1,68 %
S29	1140	0,0732	0,67 %	10,7152	1,01%
S30	1150	0,0498	0,45%	10,7884	0,56%
S31	1160	0,0439	0,40%	10,8323	0,16%
S32	1169	0,0177	0,16 %	10,8500	0%
TOT	-	10,8500	100,00%		

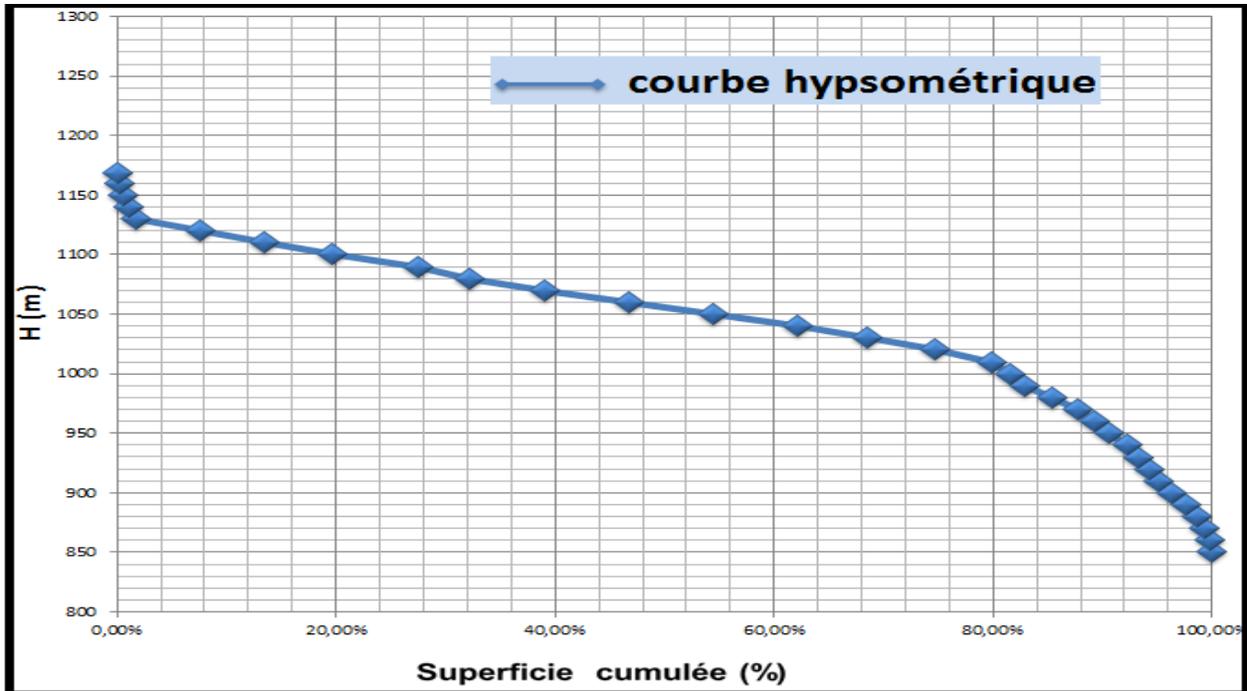


Figure III.03 : Courbe hypsométrique de bassin versant.

Tableau III.04: Caractéristiques hydrographiques du bassin versant.

Caractéristiques		Formule	Valeur	Unité
Altitude	H_{max}	A partir du graphe	1169.00	m
	H_{moy}	$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{S}$	1051.37	m
	H_{med}	A partir du graphe	1055	m
	H_{min}	/	850	m
	$H_{5\%}$	/	1117	m
	$H_{95\%}$	/	912	m
Indice de pente globale I_g		$I_g = \frac{D}{L}$	0.03	m/m
Indice de pente moyenne I_{pm}		$I_{pm} = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L}$	0.043	m/m

Note : L : longueur du rectangle équivalent en Km

$$D = H_{5\%} - H_{95\%}$$

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

$D_i = H_i - H_{i-1}$ (la dénivelle 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1}).

- A partir de la deuxième classification de L’O.R.S.T.O.M appliquée a tout bassin quel que soit sa surface, notre relief est assez fort et l’écoulement est rapide.

Tableau III.05: Classification O.R.S.T.O.M. (type de relief).

R1	Relief très faible	$I_g < 0.002$
R2	Relief faible	$0.002 < I_g < 0.005$
R3	Relief assez faible	$0.005 < I_g < 0.01$
R4	Relief modéré	$0.01 < I_g < 0.02$
R5	Relief assez fort	$0.02 < I_g < 0.05$
R6	Relief fort	$0.05 < I_g < 0.1$
R7	Relief très fort	$0.1 < I_g$

Conclusion : Le relief de notre bassin versant est assez fort .

III.1.3.Le réseau d’écoulement

Le Réseau hydrographique du bassin d’Oued Louidi est représenté dans la figure. III.04.

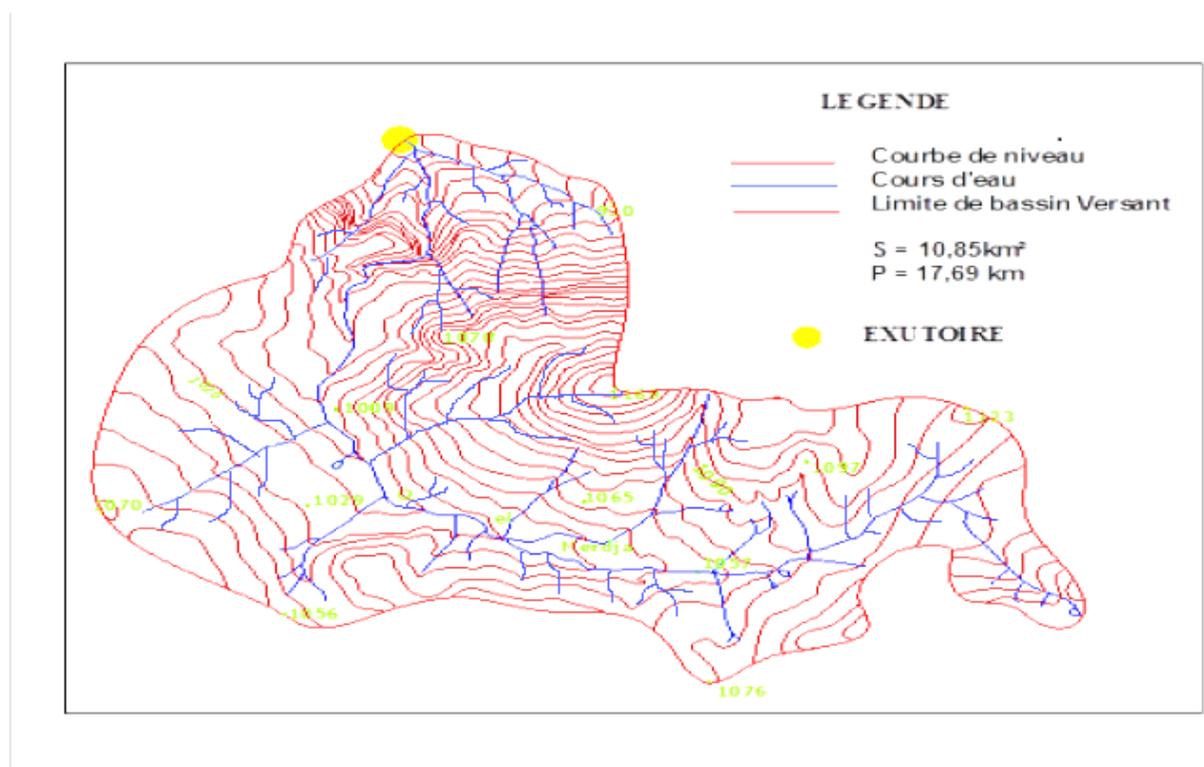


Figure III.04 : Réseau hydrographique du bassin d’Oued LOUIDI W.SAIDA

Tableau III.06 : Caractéristique de l'écoulement.

caractéristique	formule	Valeur	Unité	Remarque
Densité de drainage Dd	$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n Li}{S}$	3.72	km/km ²	/
Densité du thalweg élémentaire F ₁	$F_1 = \frac{N_1}{S}$	10.13	thalweg/ km ²	/
Coefficient de torrentialité C _t	$C_t = D_d \cdot F_1$	37.68	Km ⁻³	Le chevelu hydrographique est dense=notre bassin est bien drainé
Temps de concentration du bassin versant t _c	$t_c = 76.3 \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{I_{cp} \cdot 100}} \text{ (} S > 10 \text{ km}^2 \text{, pente faible)}$	2.62	Heures	T _c est calculé par la formule de Ventura (1973)
Vitesse de ruissellement V _r	$V_r = \frac{L}{T_C}$	4.47	m/s	/

Avec : S : Superficie du bassin versant en (Km²).

L_{cp} : longueur de cours d'eau principal (Km),

$\sum_{i=1}^n Li = 40.43 \text{ Km}$: La longueur totale de tous les cours d'eau.

N₁ = 58 : Nombre de thalwegs d'ordre 1.

H_{moy} : altitude moyenne (m).

H_{min} : altitude minimale (m).

III.2. Les caractéristiques climatiques

Les données pluviométriques pour la région à étudier sont obtenues à partir de l'Agence Nationale des Ressources en Eau (ANRH), la station pluviométrique utilisée dans les calculs hydrologiques est représenté dans la figure III.05 qui est : AIN BALLOUL CODE (11-12-03)

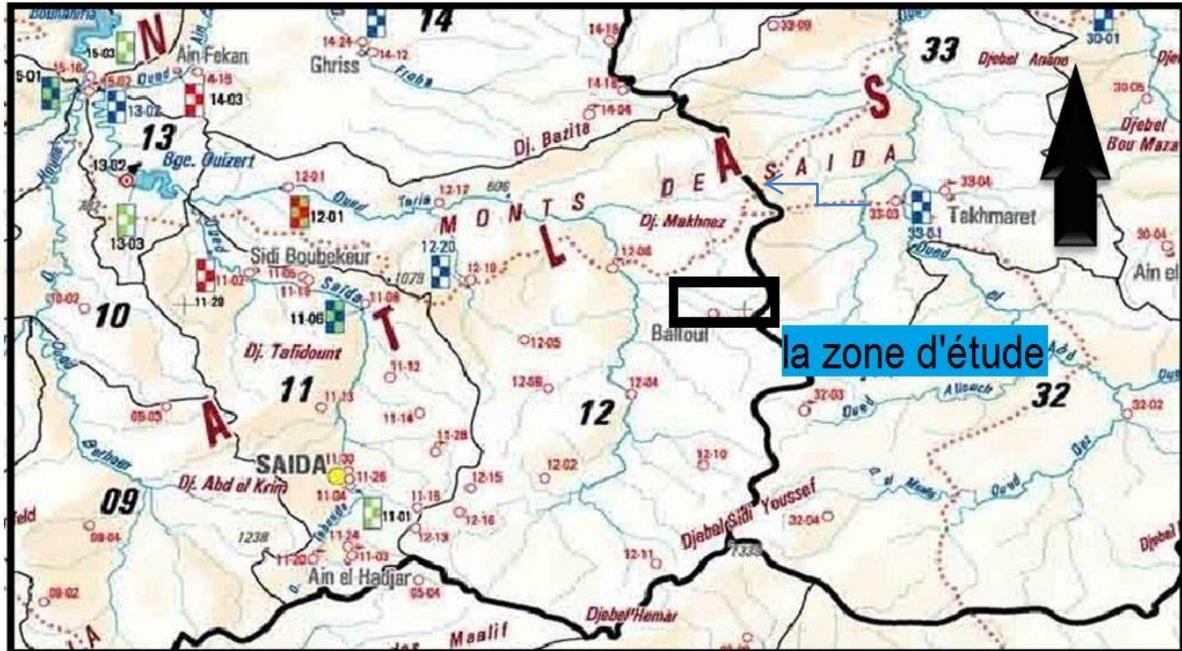


Figure III.05 : Stations pluviométriques disponible dans la zone d'étude. (Source ANRH)

III.2.1. Le climat

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

Tableau.III.07: Résumé des données climatiques moyennes mensuelles mesurées à la station climatique d'AIN BALLOUL Code 11-12-03 sur la période (1967/2001).

Mois	Sep	octo	nov	Déc	Jan	fév	Mar	avr	mai	jui	juill	Août
Température °C	7.75	9.10	11.05	14.00	17.80	22.15	27.20	27.30	23.05	17.55	11.85	8.45
Humidité (%)	57	68	79	80	77	75	67	53	55	44	39	39

Tableau III.08 : Nombre moyen de jours de gelée blanche

Station	J	F	M	A	M	J	Jt	A	S	O	N	D	Moy. Année
Saida	1.2	0.6	2.3	1.1	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.6	7.9	16.2

Source : Le climat de l'Algérie

III.2.2. Précipitations

III.2.2.1. Précipitations enregistrés

Les coordonnées de la station sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.09 : Précipitations enregistrés

Station	Code	Nom de la station	Les coordonnées			Année de service	N (ans)
			X(Km)	Y(km)	Z(km)		
Stations Pluviométriques	11-12-03	AIN BALOUL	296,85	190,55	1014	1967/2001	35

(Source ANRH)

III.2.2.2.Répartition mensuelle de la pluie moyenne

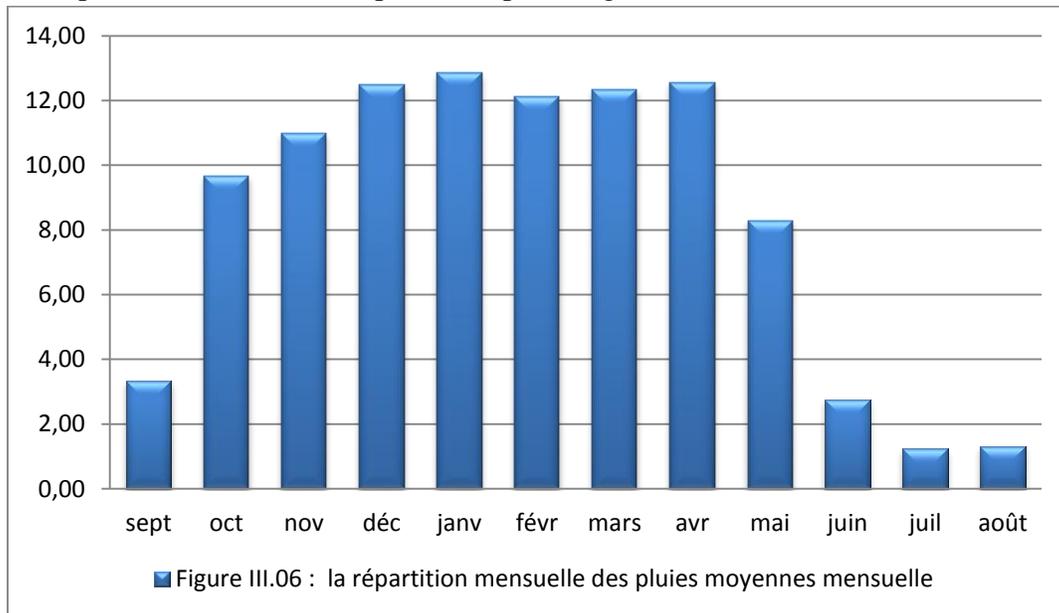
La répartition mensuelle des pluies moyennes interannuelle a été établie sur la base de la série des précipitations à la station AIN BALOUL sur la période (1967/2001), elle est donnée par le tableau ci-dessous :

Tableau III.10 : Répartition mensuelle des pluies moyennes

Mois	Sept	oct	nov	Déc	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juil	Août	ΣP (mm)
P (mm)	11.69	34.09	38.74	44.01	45.28	42.72	43.51	44.27	29.2	9.71	4.34	4.63	352.19
P (%)	3.32	9.68	11.00	12.50	12.86	12.13	12.35	12.57	8.29	2.76	1.23	1.31	100

(Source ANRH)

❖ La répartition mensuelle est présentée par la figure ci-dessous :



Interprétation du graphe :

Nous remarquons que les lames d'eau précipitées durant les mois d'octobre jusqu'au mois de mai sont en moyenne de même ordre de grandeur néanmoins, on note une pointe en janvier.

III.2.2.3. Les pluies maximales journalières

Les pluies maximales journalières sont souvent génératrices de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi de probabilité à la série d'observation afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

La station AIN BALLOUL CODE (11-12-03) est considérée avec une série d'observation de 35 années dans le tableau N°III.11. (ANNEXE I).

Le logiciel HYFRAN est utilisé pour déterminer les paramètres et l'ajustement de notre série pluviométrique.

❖ Paramètres du logiciel (HYFRAN)

T : Période de retour.

q : Fréquence.

Xt : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée.

❖ Les paramètres statistiques de la série pluviométrique

Statistiques de base	Nombre d'observations	35
	Minimum	13.3
	Maximum	67.2
	Moyenne	33.6
	Ecart-type	11.1
	Médiane	33.4
	Coefficient de variation (Cv)	0.331
	Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.871
	Coefficient d'aplatissement (Ck)	3.78

❖ L'ajustement des pluies maximales journalières

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions homogénéité-stationnarité sont réunies parmi lesquelles :

- La loi log normale (**Galton**).
- La loi de double exponentielle (**Gumbel**).

❖ **Choix de la loi de l'ajustement**

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. 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.

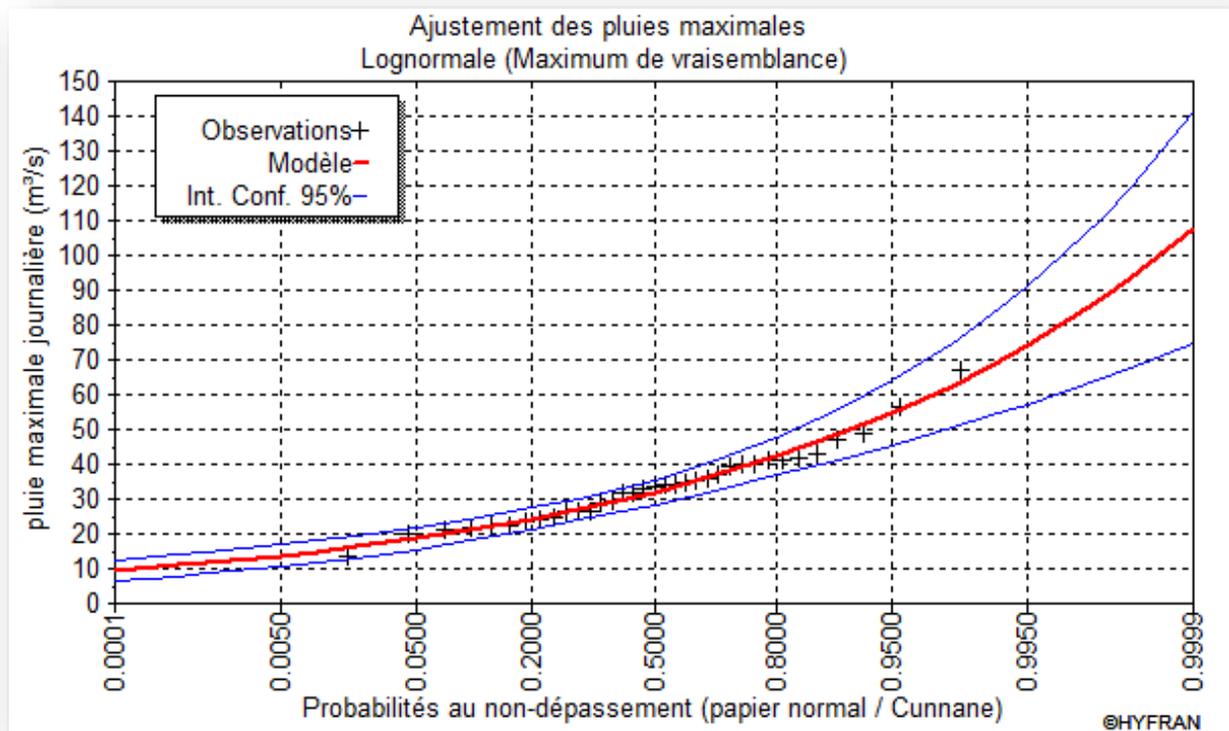
L'ajustement est effectué à l'aide de logiciel « Hyfran », on comparant la satisfaisante de chaque loi par le test d'adéquation, si $P(x_2) > 5\%$ donc l'ajustement est satisfaisant.

Tableau III.12 : Test d'adéquation de chaque loi

Hypothèses		H0 : L'échantillon provient d'une loi H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi
Résultats	La loi log normale (Maximum de vraisemblance).	Résultat de la statistique : $X^2 = 0.9380$ p-value $p = 0.85$
	La loi Gumbel (Maximum de vraisemblance).	Résultat de la statistique : $X^2 = 6.63$ p-value $p = 0.2495$ Degrés de liberté :5 Nombre de classes :8
Conclusion		Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %.

Tableau III.13:Test d'adéquation de la loi log normale : (Maximum de vraisemblance)

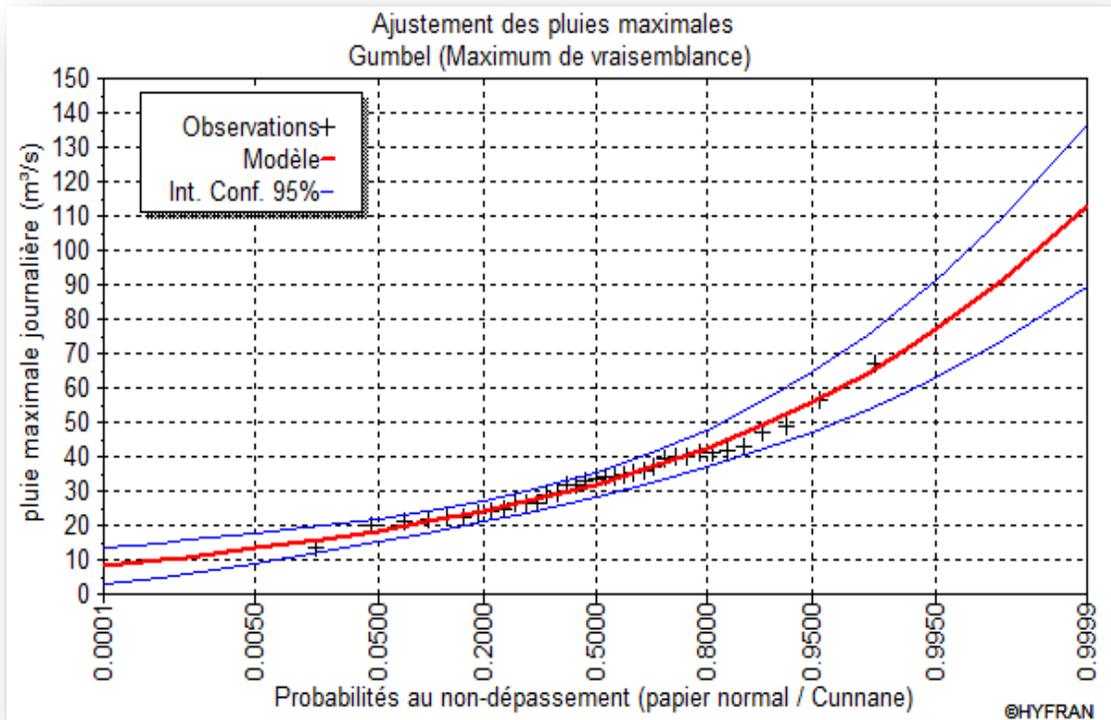
	Carac. de la loi
Moyenne	33.7
Ecart-type	11.3
Médiane	32.0
Coefficient de variation (Cv)	0.335



Fig^oIII.07: Représentation graphique de l’ajustement à loi de Galton

Tableau III.14: Test d’adéquation de la loi Gumbel (Maximum de vraisemblance)

	Carac.de la loi
Moyenne	33.9
Ecart-type	11.8
Médiane	31.9
Coefficient de variation (Cv)	0.348



Fig°III.08: Représentation graphique de l’ajustement à loi de Gumbel

Conclusion :

D’après les deux schémas de l’ajustement, on trouve que la série de pluie maximale journalière suit la loi Log Normal, par ce que tous les points sont à l’intérieure de l’intervalle de confiance.

III.2.3. Les pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

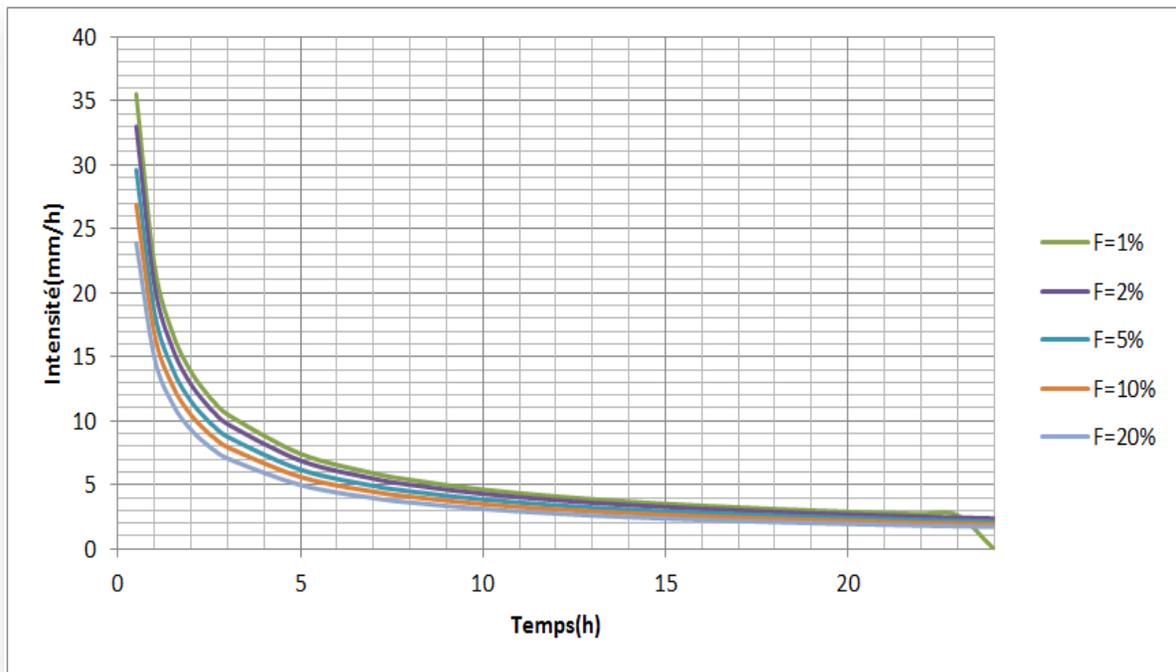
$$P_{tc, p\%} = P_{maxj, p(\%)} \left(\frac{t}{24} \right)^b$$
 $t = T_c = 2,62 \text{ h.}$ (Déjà calculé)
 b : Exposant climatique (pour notre région $b = 0,36$)
 P_{tc} : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de P_{maxj} .
 P_{maxj} : pluies maximales fréquentielles.
 t : temps en heure.

L’intensité de pluies est donnée par la formule suivante: $I_t = \frac{P_{ct}}{t}$

Tableau III.15 : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

Période de retour (ans)	5,0	10,0	20,0	50,0	100,0
\bar{P}_{maxj} (mm)	41,21	46,36	51,09	56,92	61,30

Les résultats de calcul de Ptc et It sont donnés dans Tableau III.16 (ANEXE N°I).



FigN°III.09: Représentations des intensités en fonction de temps

III.3.Etudes des apports

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

III.3.1. Apports liquides

III.3.1.1. Apport moyen annuel (A0)

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuel A0.

Tableau III.16 : L'apport moyen annuel.

Formule		A0 (Hm³)	
ANRH	$A_{moy} = 0,915 \cdot P_{moy}^{2,684} \cdot S^{0,842}$ [10 ⁶ m ³]	0.42	
Medinguer	$A_0 = L_e \cdot S$	0.0941	
Samie		$L_e = P_{moy}^2 (293 - 2,2\sqrt{S})$	0.322
Mallet -Gauthier		$L_e = 0,6 \cdot P_{moy} (1 - 10^{-0,36 \cdot P_{moy}^2})$	0.19

Avec :

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

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

L_e : Lamme d'eau écoulée (mm).

On opte la valeur moyenne entre les 3 méthodes " ANRH, Samie et Malet-Gauthier " et on prend la valeur proche de moyenne :

$$A_{moy} = \frac{0.42 + 0.322 + 0.19}{3} = 0.31 Hm^3$$

Conclusion

Vu les résultats des différentes formules qui varient d'une méthode à une autre. Nous allons choisir une valeur commode et moyenne, c'est-à-dire la valeur donnée par la formule de **Samie**.

III.3.1.2. Caractéristique de l'écoulement

III.6.6 Caractéristiques de l'écoulement

1-Module de l'écoulement

$$\text{On a :} \quad Me = Amoy / T \quad (III.01)$$

$Amoy$: Apport moyen annuel (l/an).

T : Temps d'une année en secondes $T = 3.1536.107 \text{ s}$

$$\text{AN :} \quad Me = 10,21 \text{ l/s}$$

2- Module de l'écoulement relatif

$$\text{On a:} \quad M_0 = Me / S_{bv} \quad (III.02)$$

Me : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km^2).

$$\text{AN :} \quad M_0 = 0,94 \text{ l/s/Km}^2$$

3-Lamme d'eau écoulée

$$L_e = Amoy/S_{bv} \quad (III.03)$$

$$\text{AN :} \quad L_e = 29,67 \text{ mm}$$

4- Coefficient de l'écoulement

Il est donné par : $C_e = L_e / P_{\text{moy}}$. (III.04)

AN : $C_e = 0.08$

5-Coefficient de variation

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

➤ Formule de SOKOLOVSKY

On a :

$$C_v = a - 0,063 \log_{10} (S+1) \quad (III.05)$$

Avec :

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0) \quad (III.06)$$

Mer : Module de l'écoulement relatif [$l/s/km^2$].

S : Superficie du bassin [Km^2]

➤ Formule Algérienne de N.N PADOUM:

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

$$C_v = 0.93 K / M_0^{0.23} \quad (III.07)$$

Avec : K : coefficient de réduction $K = (0.25-1.00)$ on prend $K=0.55$

M_0 : module spécifique du bassin versant en ($l/s/km^2$).

➤ Formule d'URGIPROVODKMOZ

$$C_v = \frac{0,70}{M^{0,125}}$$

M_0 : module spécifique du bassin versant en ($l/s/km^2$).

Tableau N°III.17: Récapitulatif du coefficient de variation

La formule	Le coefficient de variation (C_v)
SOKOLOVSKI	0.7
Formule d'URGIPROVODKMOZ	0.66
Algérienne de N.N PADOUM	0.69

On opte pour la formule S Algérienne de N.N PADOUM, car elle nous donne une valeur de coefficient de variation plus proche de la moyenne, c'est-à-dire que : **Cv = 0.69**

III.3.2. Irrégularité des apports

III.7.1. 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 :

$$A\% = \frac{A_0}{\sqrt{Cv^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(Cv^2 + 1)}} \quad (\text{III.08})$$

A% : Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss.

A₀ : Apport moyen annuel (Hm³).

Cv : Coefficient de variation.

$$A\% = \frac{1,95}{\sqrt{0,69^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(0,69^2 + 1)}} \quad (\text{III.09})$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau N°III.18.

Tableau N°III.18: Apports fréquentiels

Période deretour(ANS)	5/4	10	20	50	100	1000
Fréquence P (%)	80	10	5	2	1	0,1
variable de Gauss μ	-0,84145	1,28229	1,64308	2,05046	2,32723	3,15954
Apport (Mm ³)	0,17	0,52	0,63	0,78	0,91	1,41

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : A_{80%} = 0,17 Mm³

Remplissage garanti de 8 années sur 10.

III.7.2. Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel:

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a donc :

Tableau N°III.19: Répartition mensuelle des apports

Mois	sep	oct	nov	déc.	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juil	août
Pluies mens %	3,3	9,7	11,0	12,5	12,9	12,1	12,4	12,6	8,3	2,8	1,2	1,3
A(Mm ³)	0,0107	0,0312	0,0354	0,0403	0,0414	0,0391	0,0398	0,0405	0,0267	0,0089	0,0040	0,0042
A _{80%} (Mm ³)	0,0056	0,0165	0,0187	0,0213	0,0219	0,0206	0,0210	0,0214	0,0141	0,0047	0,0021	0,0022

III.3.3. Calcul du volume mort

Le volume mort est un volume qui ne participe pas à la régularisation des débits. Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier.

Tableau III.20 : Calcul du volume mort

Formule de Tixeront		Valeur	Unité
$V_m = (1,05 \div 1,10) \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s}$	$Q_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \cdot S$	9302,75	m ³
Formule de Fournier		Valeur	Unité
$V_m = \frac{A_s \cdot T \cdot S}{\delta_s}$	$A_s = \frac{1}{36} \left(\frac{P_{men}^2}{P} \right)^{2.65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0.46}$	8038,20273	m ³

Avec :

Q_s : Débit solide en (tonne/an).

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

T: temps d'exploitation (T = 10 ans).

α : Caractéristique de perméabilité.

T_0 : Taux d'abrasion (t/Km²/an).

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

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

S : Superficie du bassin versant (Km²).

Tableau III.21: Valeur de α en fonction de la perméabilité.

Variation de perméabilité	α
Elevée	8,5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

On prend la valeur : 9302,75 m³

III.4. Etude des crues :

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

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

Les paramètres définissant une crue est :

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

III.8.2 Formules empiriques pour la détermination de la crue

a-Formule de Mallet – Gauthier

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

$$Q_{\max P\%} = 2K \cdot \log(1 + 20 \cdot H) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \quad (\text{III. 10})$$

K : constante comprise entre 1-3 on, prend (2,5)

H : Précipitation moyenne annuelle en m

S : Surface du bassin versant en Km²

L : Longueur du talweg principale en Km

T : Période de retour

A : Paramètre du bassin varie entre 20 et 30, on prend (25)

Tableau N°III.22: Récapitulatif de la méthode de Mallet-Gauthier

Période de retour (an)	1000	100	50	20	10
Q_{max} (m³/s)	49,49	40,38	37,20	32,53	28,49

c) Formule de POSSENTI

On a:

$$Q_{p\%} = \frac{\mu \cdot P_{\max j\%} \cdot S}{L} \tag{III.11}$$

- P_{max p%} : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée [m] ;
- μ : Coefficient compris entre 700 et 800 [μ = 740] ;
- L : Longueur du cours d'eau principal (Km) ;
- Les résultats de calcul sont inscrits dans le Tableau III.23.

Tableau N°III.23 : Récapitulatif des résultats de la formule Possenti.

Période de retour (an)	100	50	20	10
Q_{max} (m³/s)	41,78	38,80	34,82	31,60

b-Formule de Sokolovsky

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max, p\%} = 0,28 \cdot \frac{(X_{p\%tc} - H_0) \cdot \alpha_{p\%} \cdot S \cdot f}{t_m = t_c} \tag{III.12}$$

α_{p%} : coefficient de ruissellement pour la crue probable

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{Xtc} - \sqrt{H0}}{\sqrt{Xtc} + \sqrt{H0}} \tag{III.13}$$

S : Surface du bassin versant en Km^2

f : Coefficient de forme de la crue

T_c : Temps de concentration du bassin versant en h

$X_{p\%, t_c}$: précipitation en mm, de probabilité $p\%$ correspondant à un temps t_c .

H_0 : la perte d'eau initiale. Au nord d'Algérie $H_0 = (7-14)$ mm

0.28 : coefficient de changement d'unité

Le coefficient de forme de la crue peut être calculé par la formule :

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} \quad (\text{III.14})$$

- Pour $S \leq 50 \text{km}^2$ on a $\gamma = 3$
- Pour des petits bassins non boisés, sol peu perméable, on a $\gamma = 2 \div 2.5$
- Pour bassin boisés, sol perméable on a $\gamma = 3 \div 4$
- Dans notre cas ($\gamma=3$)
- Donc ($f = 0.92$)
- on prend $H_0 = 7$ mm.

Pluies de courte durée A partir des pluies journalières maximales nous calculons les pluies de courte durée de même fréquence en utilisant la relation suivante:

$$P_{tc} = P_{j\max} \left[\frac{T_c}{24} \right]^b \quad (\text{III.15})$$

Où:

- P_{tc} : pluie de courte durée de fréquence donnée, mm
- $P_{j\max}$: pluie max. journalière de même fréquence, mm
- T_c : temps de concentration, heure
- b : coefficient climatique 0.33

Tableau N°III.24: Pluies de courte durée

PERIODE DE RETOUR (années)	1000	200	100	50	10
FREQUENCE (%)	0,1	0.5	1	2	10
Pluies de courte durée (mm)	50,07	39,10	35,82	31,44	28,07

Tableau N°III.25: Récapitulatif des résultats de la formule SOKOLOVSKY.

Période de retour (an)	1000	100	50	20	10
Q_{\max} (m ³ /s)	21,01	13,92	11,94	9,39	7,53

Conclusion

D'après les résultats de cette étude comparative, on trouve que la formule de **Mallet – Gauthier** donne les résultats les plus proches du débit réel,

III.5. Hydrogramme de crue

La forme des crues (temps de montée et de décrue) assimile l'Hydrogramme de crue a deux équations paraboliques, l'une pour le temps de montée est définie par:

$$Q_t = Q_{\max\%} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n$$

Et l'autre pour la décrue exprimée par : $Q_t = Q_{\max\%} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m$ (III.17)

$Q_{\max\%}$: débit maximum de fréquence donnée.

Q_t : débit instantané au moment (t).

t_m, t_d : temps de montée et de décrue.

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

Temps de base: $t_b = t_m + t_d$

On considère généralement que: $t_d = 3 t_m$, et $t_m = t_c$ (pour des petits bassins).

On a donc:

$$\begin{aligned} t_m = t_c = 2.62h & & t_d = 3 t_m = 7.68 h & & t_b = t_m + t_d = 10.48 h . \\ t_b = 10,48 h. & & & & \end{aligned}$$

Pour construire l'Hydrogramme des crues d'Oued LOUIDI, on a utilisé les valeurs des débits de crues des fréquences 5% ,2% ,1% ,0.1%, les résultats obtenue ainsi que l'Hydrogramme de crues :

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour (1000; 100; 50 ; 20 ;10) Dans, sont donnés dans les tableaux III.26 , III.27 (Annexe I) .

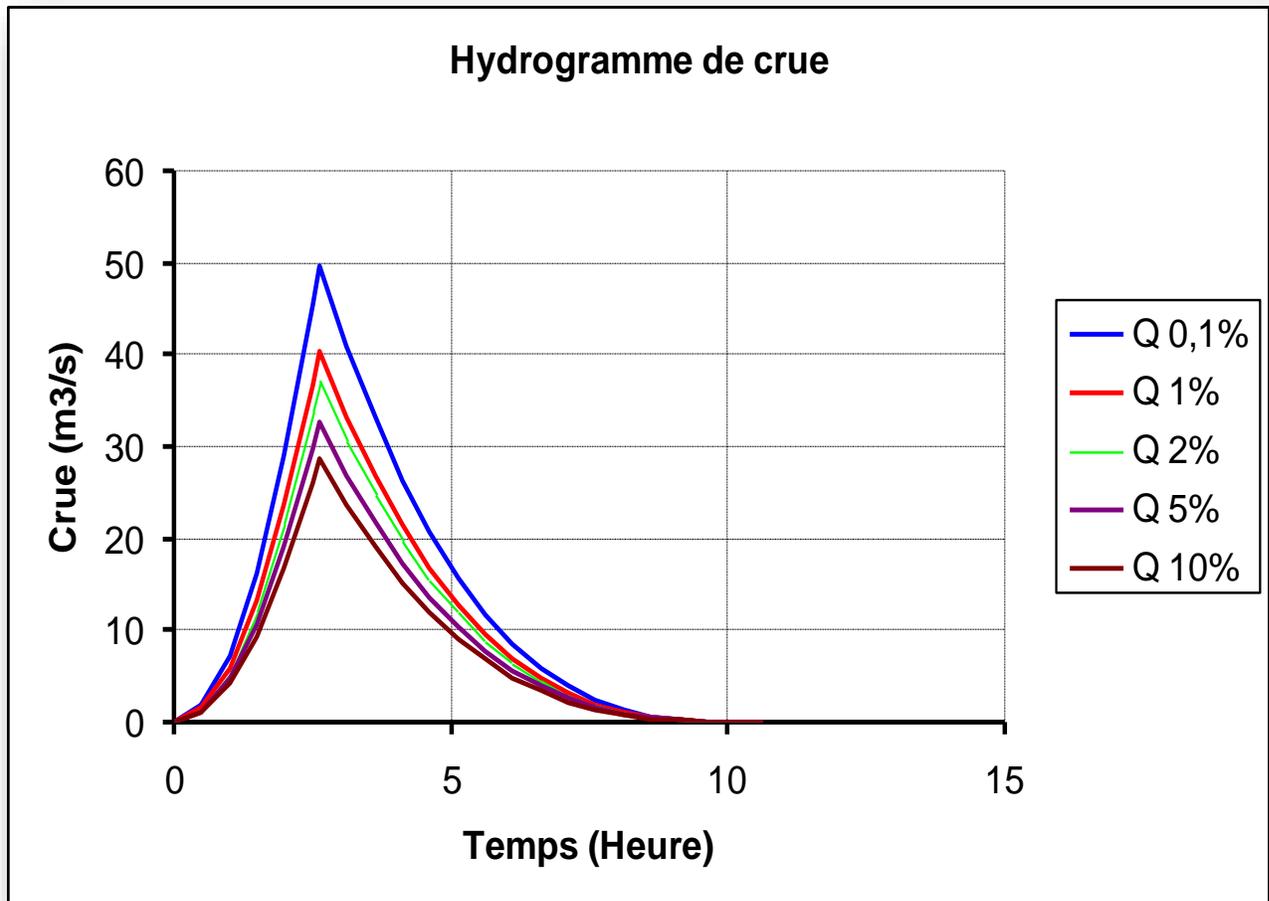


Figure III.10 : Hydrogramme des crues

III.6.Choix de fréquence de la crue

III.6.1.Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée.

Le choix de la crue de ce projet dépend essentiellement de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent être causées à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Tableau III.28 : Crues de projet recommandé.

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

Dans notre cas on fait le choix sur un débit de projet qui correspond pour une période de retour de 100ans, de sorte que : $Q_{1\%}=40.38 \text{ m}^3 / \text{s}$.

III.6.2.Choix de la crue de Chantier

Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il faut faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues, le choix de la crue dépend du degré de risque admis.

Les barrages en remblais sont souvent protégés contre les crues cinquantenales ou même centennales, mais dans notre pays, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans.

Etant donné ses exigences je vais choisir la crue (**20 ans**) pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau.

$$Q_{5\%}= 32.53 \text{ m}^3 / \text{s}.$$

III.7. Régularisation des débits

L'objet de l'étude de régularisation est d'établir la capacité de la retenue de l'**Oued LOUIDI**, de façon à ce que la régularisation des apports de l'oued soit optimum. Donc le but consiste à déterminer les paramètres de la retenue et un mode d'exploitation, permettant ainsi une utilisation rationnelle des eaux, pour la satisfaction des consommateurs. le barrage étant destiné à l'irrigation des terres limitrophes.

Pour la définition du volume de la retenue, on a tenu compte des conditions jouant sur la régularisation des masses d'eau, l'apport, l'évaporation, la consommation et les pertes par infiltration et l'évaporation.

Le calcul de la régularisation a été fait par la méthode du bilan d'eau, il y a deux types de régularisation utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Pour cette étude, on a effectué une régularisation saisonnière puisque les apports sont supérieurs à la demande.

Les paramètres qu'on doit avoir pour pouvoir faire le calcul de la régularisation sont :

- La répartition mensuelle de la demande en eau d'irrigation
- La répartition mensuelle de l'apport ($A_{80\%}$ Hm).
- La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporation.

II.7.1. Courbes caractéristiques de la retenue

Elle représente l'identité de la retenue car elle permet par une simple lecture de la courbe de connaître la valeur du volume d'eau en fonction de l'altitude et la surface inondée aussi.

Pour tracer les courbes en se basant sur levée topographique et à l'aide de l'Auto-cade on établit un **tableau III.29** contenant les caractéristiques de la cuvette du retenue ; la hauteur en fonction du volume et la surface comme il est représenté sur la **figure III.12 (Annexe I)**.

Tableau III.29 : Caractéristiques de la cuvette.

Hauteur m	Surface partielle m ²	Surface cumulée m ²	Volume	Côte NGA
0,00	0,000	0,000	0,000	843,70
0,50	69,934	69,934	23,311	844,20
1,00	12,021	57,913	55,273	844,70
1,50	505,888	563,800	210,701	845,20
2,00	380,275	944,075	587,670	845,70
2,50	487,726	1431,801	1181,639	846,20
3,00	700,879	2132,680	2072,759	846,70
3,50	1782,491	3915,171	3584,722	847,20
4,00	1177,097	5092,268	5836,581	847,70
4,50	1071,357	6163,624	8650,554	848,20
5,00	1167,044	7330,668	12024,127	848,70
5,50	1208,352	8539,020	15991,549	849,20
6,00	1370,201	9909,221	20603,610	849,70
6,50	1364,782	11274,003	25899,416	850,20
7,00	1382,316	12656,319	31881,996	850,70
7,50	1447,413	14103,732	38572,009	851,20
8,00	1493,201	15596,933	45997,175	851,70
8,50	1443,934	17040,867	54156,625	852,20

9,00	1426,446	18467,313	63033,670	852,70
9,50	1472,531	19939,844	72635,459	853,20
10,00	1519,075	21458,919	82985,150	853,70
10,50	1586,955	23045,874	94111,348	854,20
11,00	1718,694	24764,568	106063,959	854,70
11,50	1697,512	26462,080	118870,620	855,20
12,00	1753,994	28216,074	132540,159	855,70
12,50	1945,518	30161,592	147134,575	856,20
13,00	2152,564	32314,155	162753,512	856,70
13,50	2039,207	34353,363	179420,391	857,20
14,00	2993,170	37346,533	197345,365	857,70

III.7.2.Répartition des besoins

L'objet de cette étude est d'établir la capacité de la retenue collinaire sur **Oued LOUIDI** façon à la régularisation annuelle des apports de l'Oued soit optimum. La retenue étant destinée strictement à l'irrigation.

La répartition des besoins est mentionnée dans le tableau III.30

Tableau N°III.30: Répartition mensuelle des besoins.

Mois	Besoin (m ³ /ha/an)	Besoin (%)
septembre	1750	15
Octobre	0	0
Novembre	0	0
Décembre	0	0
Janvier	0	0
Février	0	0
Mars	0	0
Avril	2250	5
Mai	17750	15
Juin	19750	20
Juillet	21254	25
Août	22982	20
Totale	85736	100

III.7.3.Répartition des apports mensuels 80%

L'apport 80% donne dans le tableau suivant :

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
A ₈₀ (%)	0,0056	0,0165	0,0187	0,0213	0,0219	0,0206	0,0210	0,0214	0,0141	0,0047	0,0021	0,0022	0,17

III.7.5. Calcul du volume utile

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

- ❖ L'apport annuel A_{80%}.
- ❖ La consommation U_{80%}.
- ❖ Le volume mort de la retenue.

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

III.7.6. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans :

Tableau .III. 31(Annexe I).

V_s : Volume excédentaire V_s = 0.1394 Mm³

V_d : Volume déficitaire V_d = 0.0586 M m³ V_s > V_d

Fonctionnement à un temps.

Le volume utile : V_u = V_d = 0.0586 M m³

Le volume au niveau normal de la retenue :

$$V_{\text{NNR}} = V_{\text{mort}} + V_{\text{utile}} = 0.009302 + 0.0586 = 0.0679 \text{ Mm}^3$$

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normales d'exploitation c'est-à-dire la cote au niveau normale de la retenue NNR .

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution s'appelle temps de fonctionnement, à ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation qui sont au nombre de deux :

1^{ère} Consigne d'exploitation

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

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

2^{ème} Consigne d'exploitation

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de fond. Remplir et ensuite restituer au consommateur.

III.7.7. Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Les pertes dans la retenue sont de deux sortes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

a) Pertes par évaporation

On a: $V_{ep} = E_s \cdot S_{moy}$

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 moyen $\left[V_{moy} = \frac{V_{rfj} + V_{rfj+1}}{2} \right]$.

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

b) Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \quad (III.19)$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminé d'après le tableau

V_{moy} : volume moyen $\left[V_{moy} = \frac{V_{rfj} + V_{rfj+1}}{2} \right]$.

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

Tableau. III.32 : Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques

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

Donc : $\delta=1,25$

Le calcul des pertes est représenté dans le **Tableau III.33 (Annexe)**.

III.7.8. Estimation de l'erreur

Les volumes des pertes sont considérés comme une consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante :

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes.

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

LES RESULTAT :

V_s : Volume excédentaire $V_s = 0.108 \text{ Mm}^3$

V_d : Volume déficitaire $V_d=0.100 \text{ Mm}^3$

$V_s > V_d$

Fonctionnement à un temps.

Le volume utile : $V_u = V_d = 0.1 \text{ m}^3$

Le volume au niveau normal de la retenue :

$V_{NNR} = V_{mort} + V_{utile} = 0.009302 + 0.1 = \mathbf{0.109} \text{ m}^3$

Tableau .III.34: Récapitulatif des résultats de la régularisation.

Dénomination	Quantité
Volume mort (Mm^3)	0.009302
Volume utile (Mm^3)	0.1
Volume normal de la retenue (Mm^3)	0.109
Cote au niveau mort (∇NVM)	849,20
Cote au niveau normale de retenue(∇NNR)	854.20
Cote du fond (∇fond)	843.7

III.8.Laminage des crues

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

$$Q.dt = q.dt + S.dh \quad (III.20)$$

III.8.1. Méthode de KOTCHERINE

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

1. L'hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze.
2. Les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
3. Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normal de la retenue (NNR).
4. Les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

III.8.2.Estimation de la charge au-dessus du déversoir

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

$$q = m.b.\sqrt{2.g}(H)^{\frac{3}{2}} \quad (III.20)$$

Où :

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

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

b : La largeur de déversoir. (On la fait varier de 7 à 12m);

H : La charge sur le déversoir (on la fait varier de 1.33 à 1.5m).

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = V_{moy}S \quad (III. 21)$$

$$S = b.(H + P) \quad (III.22)$$

P : La hauteur de pelle.

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

$$V_{moy} = \frac{q}{L \cdot (H + P)} \quad (\text{III.23})$$

Tableau III.35: Données initiales pour la méthode de **KOTCHERINE**

Données	g	2*g	2*g ^{0.5}	Q1%	W1%(Mm ³)	M
	9.81	19.62	6.26	40.38	0.17	0.49

En utilisant, toujours la formule II.1 et en variant la largeur déversante, nous obtenons les débits indiqués dans le tableau II.35 (L comprise entre 5 et 12 mètres).

$$q = m \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot (H_0)^{\frac{3}{2}}$$

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_{moy}^2}{2g} \quad (\text{III.24})$$

Où :

Ho : est la charge globale ;

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

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

$$V_{lam} = Q\% (1 - V_{ch}/V_{cr}) \quad (\text{III.25})$$

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.

$$V_{cr} = \frac{1}{2} q T_b \quad (\text{III.26})$$

T_b: temps global de la crue.

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique, nous devons faire une étude d'optimisation (c'est ce qu'on appelle une étude technico-économique) qui nécessite la détermination des volumes des travaux pour chaque largeur du déversoir, du remblai et du béton.

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

H0	H	V forcé	q Laminé	Débit m3/s				
				B=5	B=6	B=8	B=10	B=12
(m)	(m)	(M m ³)	(m ³ /s)					
0,51	0,5	0,02	33,51	3,92	4,71	6,28	7,85	9,42
0,93	0,75	0,03	33,20	9,73	11,68	15,57	19,47	23,36
1,24	1	0,03	32,97	14,99	17,98	23,98	29,97	35,97
1,55	1,25	0,04	32,66	20,94	25,13	33,51	41,89	50,27
1,86	1,5	0,04	32,34	27,53	33,04	44,05	55,06	66,08

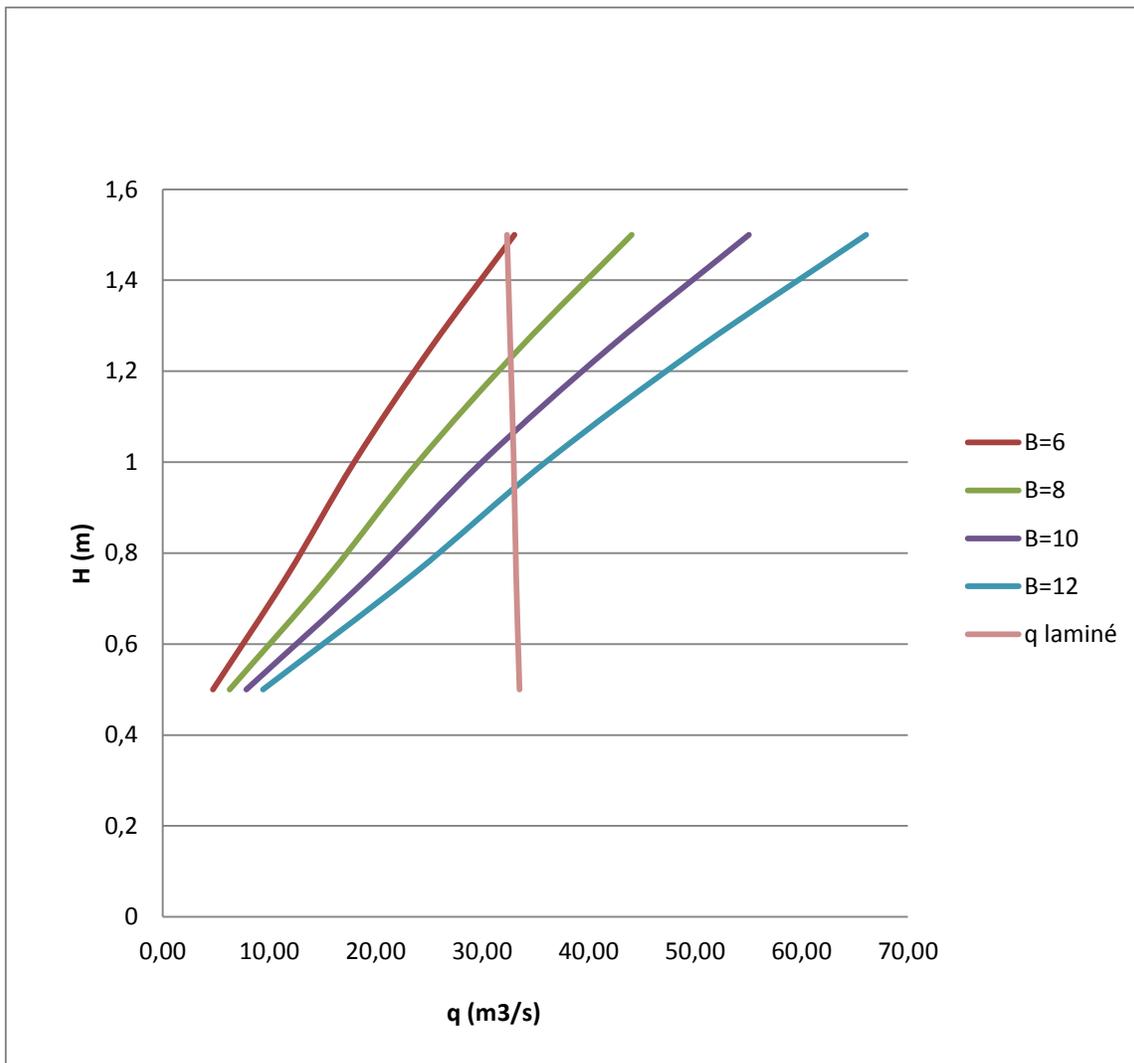


Figure III.11: Courbes de H=f(q) .

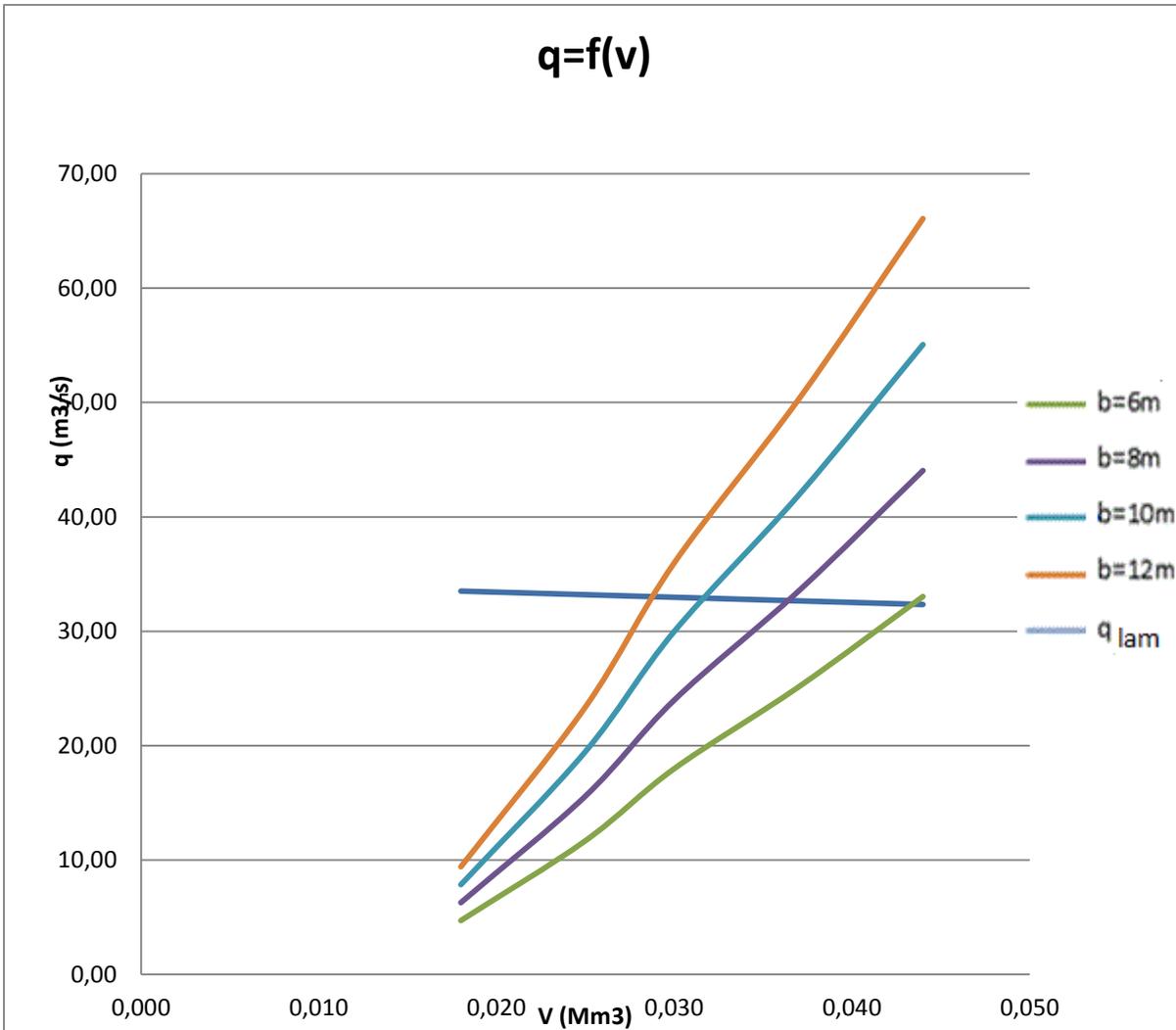


Figure III.12 : Courbes $V=f(q)$.

III.9. 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.9.1. Dimensionnement préalable de la digue

III.9.1.1. La revanche

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la cote des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue.

La revanche minimale est donnée par la relation suivante : $R = 0.75 H + \frac{v^2}{2g}$

H : La hauteur des vagues (m).

V : vitesse des vagues (m/s).

Tableau III.37: Détermination de la hauteur de la vague.

	Formule	Valeur (m)
Formule de Stevenson	$H = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26\sqrt[4]{F}$	0.73
Formule de Mallet Paquant	$H = 0,5 + 0,33\sqrt{F}$	0.65
Formule simplifiée	$H = 1 + 0,3\sqrt{F}$	1.13

Avec :

F : longueur du Fetch (F= 0,198 Km).

On prend H = 0.73 m (proche de la moyenne).

La vitesse de propagation des vagues est donnée par la relation de Gaillard :
 $V = 1,5 + 2H$

Donc : R = 1.00 m

II.9.1.2. Détermination de la hauteur du barrage

$$H_b = H_{NNR} + h_d + R + t$$

H_b : Hauteur du barrage en m.

t : valeur du tassement en m.

H_{NNR} : Hauteur correspondant au niveau normal de la retenue en mètre.

R : Revanche en m.

$$H_b = 10.50 + 1,30 + 1.00 + 0,16 = 12.96\text{m}$$

Donc : H_b = 12.96m on prend : **H_b = 13m**

II.9.1.3. Largeur en crête

Les formules utilisées pour le calcul de la largeur sont mentionnés dans le **tableau III.38**

Tableau III. 38. Formules utilisées pour le calcul de la largeur en crête.

Formule de Knappen	$b_{cr}=1,65\sqrt{H_b}$
Formule de F-Preece	$b_{cr}=(1,1\sqrt{H_b}) + 1$
Formule anonyme (simplifiée)	$b_{cr}=3,60^3\sqrt{H_b} - 3$
Formule pratique	$b_{cr}=\frac{5}{3}\sqrt{H_b}$

Tableau.III.39 : Résultats des largeurs en crête obtenues par les formules précédentes

formules utilisées	Les résultats obtenus				
	b=7m	b=14m	b=21m	b=28m	b=42m
KNAPPEEN	5,88	5,77	5,71	5,69	5,63
E .F.PREECE	4,92	4,85	4,8	4,79	4,75
Simplifiée	5,4	5,29	5,23	5,21	5,16
En pratique	5,95	5,82	5,76	5,74	5,69

On prend : $b_c=6m$

III.9.2.Calcul des coûts

III.9.2.1.Calcul du coût de la digue

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment. Nous avons pris 1m³ de remblais = 200DA, vu que le remblai existe sur place.

Tableau.III.40 : Coût de la digue

Long dév (m)	Coût de la Digue (DA)
5	8 252 570,92
6	6 877 142,43
8	5 501 713,95
10	4 401 371,16
12	3 521 096,93

III.9.2.2. Calcul du coût de l'évacuateur de crues

a) Coût du déversoir

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

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

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H}\right)^{1,85} \quad (\text{II.08})$$

Ou :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc : $V_{\text{dév}} = S \cdot L$

S : Section transversale (m²).

L : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube du béton à vingt-deux mille dinars Algériens 22000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

b) Calcul du coût du coursier

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

La longueur du coursier est 61.43 mètre (selon le plan topographique).

L'épaisseur du mur "e" est prise à 0,2

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times e = L \times H \times e$$

Le Tableau III.43 nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes.

Tableau.III.41 : Coût de l'évacuateur

<i>Largeurs déversantes (m)</i>	Coût total de (déversoir +coursier) (DA)
5	4 501 264,19
6	4 946 444,16
8	5 152 546,00
10	5 257 700,00
12	5 941 201,00

III.9.2.3.Le coût total du barrage

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

Tableau III.42: Coût total de barrage.

<i>Largeurs déversantes (m)</i>	Coût de la Digue (DA)	Coût total de l'évacuateur de crue (DA)	Coût total (DA)
5	8 252 570,92	4 501 264,19	12 753 835,10
6	6 877 142,43	4 946 444,16	11 823 586,59
8	5 501 713,95	5 152 546,00	10 654 259,95
10	4 401 371,16	5 257 700,00	9 659 071,16
12	3 521 096,93	5 941 201,00	9 462 297,93

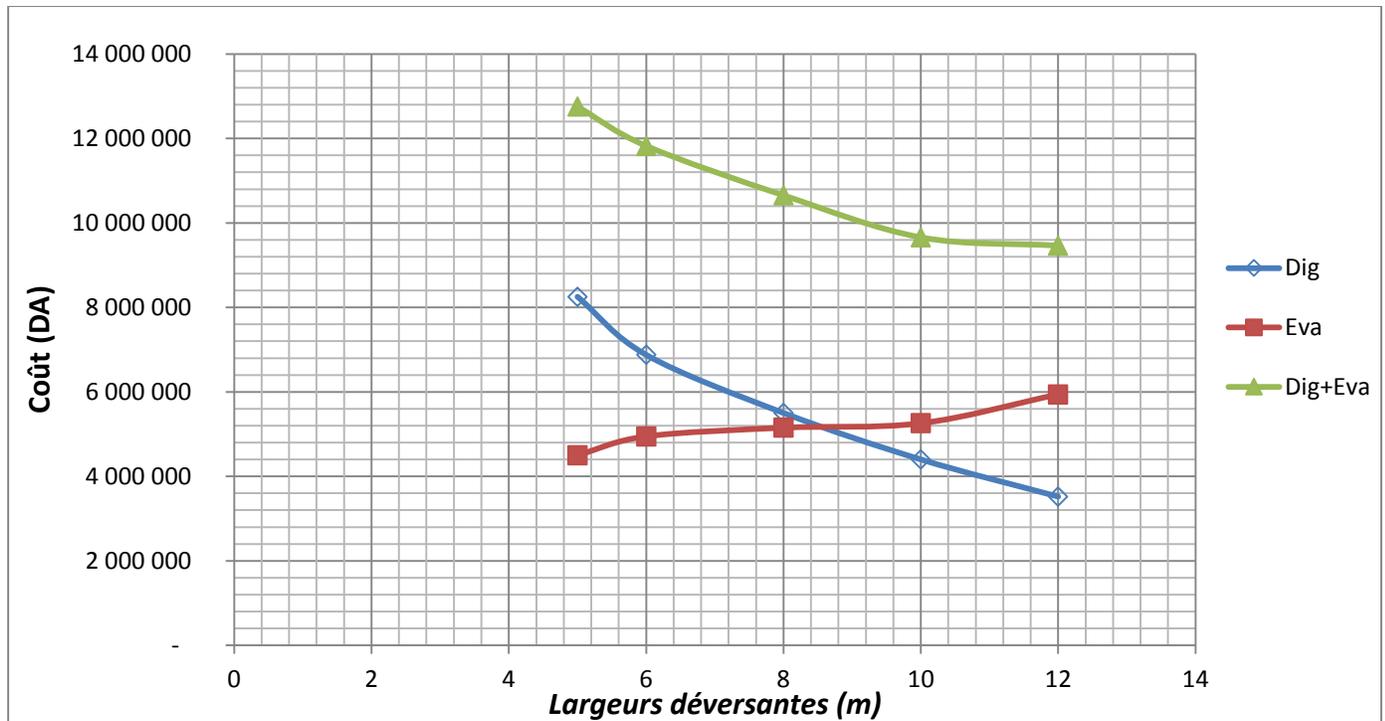


Figure III.14: La courbe d'optimisation

III.10.Laminage pour un déversoir de largeur $b=10$ m

Connaissant cette largeur, la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir est calculé et tracé dans l'annexe (Tableau III.44, 45, Figure III.15)

Conclusion

De la courbe d'optimisation, on tire la largeur du déversoir optimale qui est $L=10.00$ m
 Cette longueur correspond à $H=1,30$ m, $Q_{dev}=29.50$ m³/s.

CHAPITRE IV :

Etude des variantes

Introduction

Les barrages en terre peuvent être construits en matériaux à caractéristiques variées, différemment des barrages en béton ou en enrochements, dont les matériaux constitutifs ont des caractéristiques comprises dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme « terre » couvre toute la gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine aux éléments très grossiers. Dans certains cas on utilise même des roches altérées facilement compactables, telles que les latérites, les schistes et grés tendres...etc.

IV.1. Variantes à choisir

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

IV.1.1. Barrage en terre homogène

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

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

Barrage en terre compactée, homogène

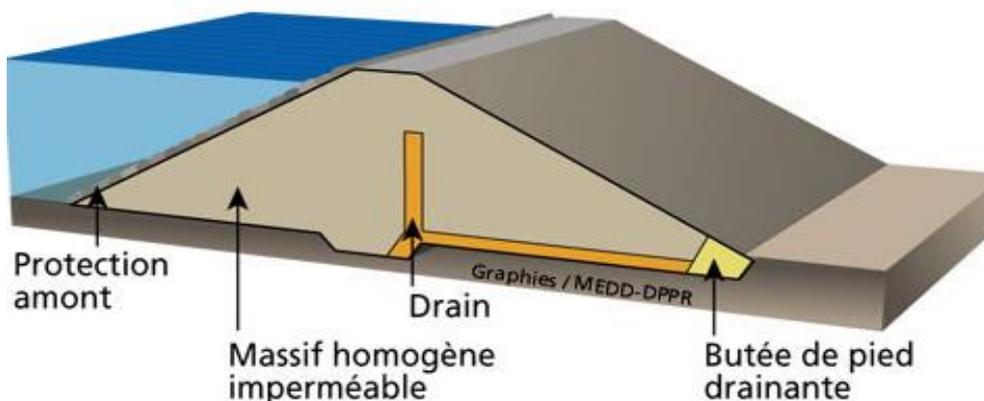


Figure.IV.1 : Digue homogène

IV.1. 2. Barrage zoné a noyau d'argile

L'hétérogénéité des matériaux, disponibles sur place et leurs caractéristiques géotechniques ne permettant souvent pas d'envisager une digue homogène, car ceci constitue un massif en plusieurs zones où chacune est composée de matériau différent, selon le rôle et la fonction que doit jouer chaque zone.

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

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

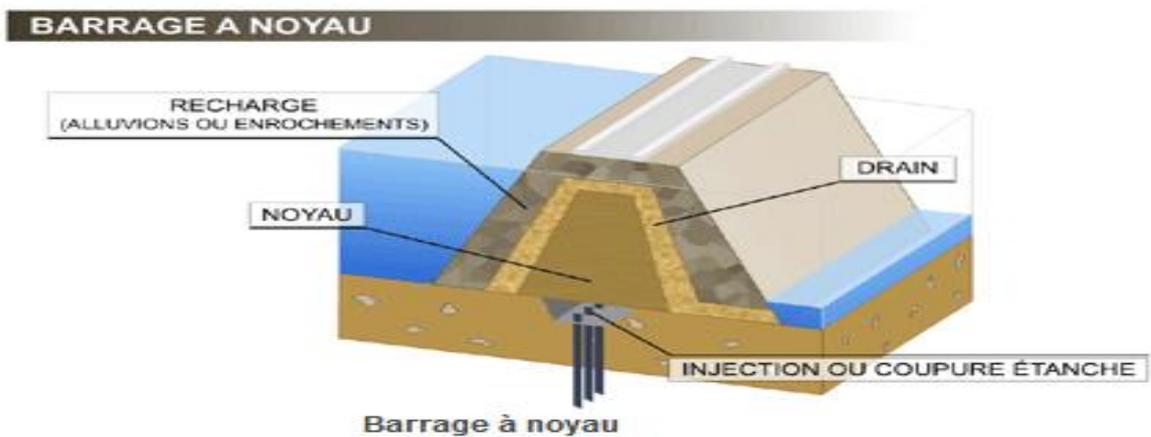


Figure.IV.2 : Digue à noyau

IV.1.3. Barrage en enrochement avec masque en béton

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que le manque de matériaux convenables, la difficulté de mise en œuvre etc. pour éviter toutes ces difficultés nous pouvons prévoir un barrage avec masque en béton

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

Il présente l'avantage de la possibilité d'être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique, abrasivité...et

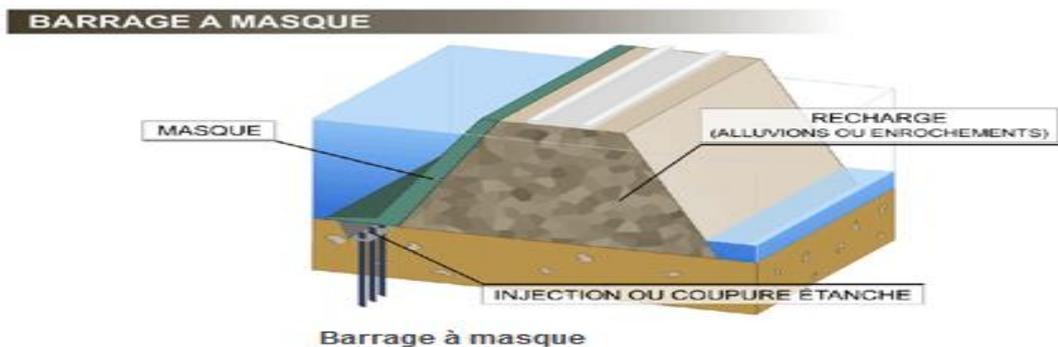


Figure.IV.03 : Digue à masque

IV.2.Définition de profil général du barrage

IV.2.1.Hauteur de barrage

IV.2.1.1.Calcul de la revanche

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle résulte de la hauteur des vagues H et de la vitesse du vent U et la vitesse de propagation des vagues V.

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD

$$R = 0,75H + \frac{V^2}{2g} \tag{IV.01}$$

$$H = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26\sqrt[4]{F} \tag{IV.02}$$

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

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment suivant la direction du barrage appelée Fetch qui doit être inférieure à 18 kilomètres.

$$F = 0.198\text{km}$$

$$V = 1,5 + 2.H$$

b) Formule de MALLET et PAQUANT

$$R = 0,75H + \frac{V^2}{2g} \tag{IV.03}$$

$$H = 0,5 + 0,33\sqrt{F} \tag{IV.04}$$

c) Formule Simplifiée

$$H = 1 + 0,3\sqrt{F} \tag{IV.05}$$

Tableau.IV.1.Récapitulation des résultats de calcul de la revanche

Formules utilisées	H (m)
Formule de STEVENSON GAILLARD	0,73
Formule de MALLET et PAQUANT	0,65
Formule Simplifiée	1,13

Il est prudent d'adopter comme valeur minimale de la revanche de 1 à 2 m pour les ouvrages de 10 à 20 m de hauteur.

Conclusion :

On prend la valeur la plus proche à la moyenne donc : $R=1,00m$

Donc :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \quad (IV.06)$$

$$H_b = 10,5 + 1,3 + 1 + 0,15 = 12,96m. \quad \text{on prend : } H_b = 13m$$

On admet une valeur de $t = 0.15$ mètre pour le tassement des petits barrages.

IV.2.2. Largeur en crête :

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

1) Formule de KNAPPEN T

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \quad (IV. 07)$$

2) Formule de E- F-PREECE

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \quad (IV. 08)$$

3) Formule Anonyme (simplifiée)

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \quad (IV. 09)$$

4) Formule pratique

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \quad (IV. 10)$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

Tableau IV-02: Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formules	b_{cr} (m)
KNAPPEN	5,88
PREECE	4,92
SIMPLIFIEE	5,4
PRATIQUE	5,95

On opte pour une largeur de crête égale à : $b_{ert} = 6 m.$

IV.2.3 longueur en crête :

La longueur en crête est obtenue à partir du plan de l'aménagement, elle est égale à :

$$L = 166m.$$

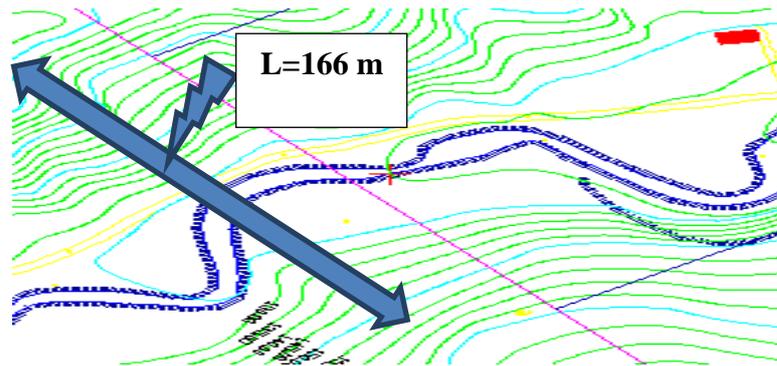


Figure.IV.04.Longueur en crête

IV.2.4. Pentes des talus :

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales, comme le montre dans l'annexe. (Tableau IV.01) en fonction de la hauteur et le type de barrage on choisit les pentes.

IV.2.5. Bermes

Pour une digue qui dépasse les 15m de hauteur, on est contraint de prévoir des bermes, qui auront un rôle dans la réalisation et la répartition des talus. En outre elles assurent une stabilité à la digue et réduisent la vitesse des eaux qui glissent sur la surface du talus aval, contribuant ainsi à éviter l'érosion. Elles servent d'appui aux revêtements des talus « amont et aval » et à l'accès pour la réparation des talus, Etant donné que notre digue n'atteint pas 15 m, il ne sera pas prévu de bermes dans notre cas.

IV.3. Barrage en terre homogène

A) Pentes des talus

Fruits des talus d'après l'annexe (Tableau IV.01) On a:

Parement amont $m_1 = 3$

Parement aval $m_2 = 2,5$

B) Protection des talus

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

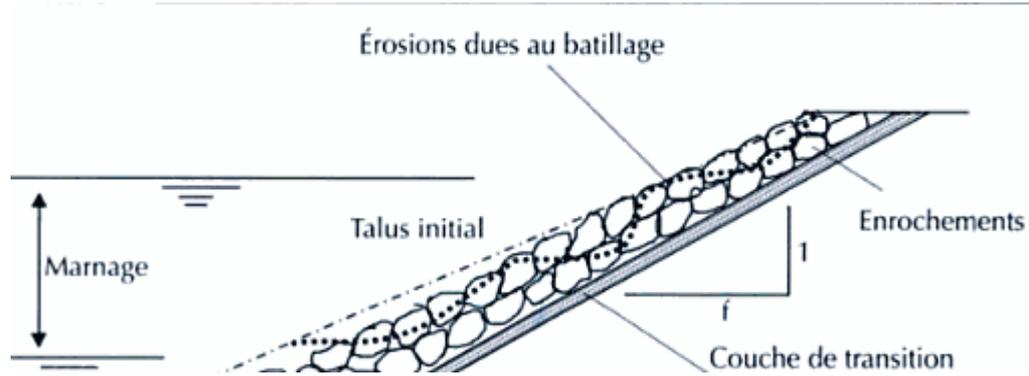


Figure.IV.5. Importance du revêtement (Technique des petits barrages en Afrique sahéenne et équatoriale)

1- le talus aval :

Il sera protégé contre l'érosion par un engrochement à réaliser, immédiatement, après l'achèvement des travaux de terrassements tout en ayant le soin, de recouvrir le parement d'une couche d'engrochement d'épaisseur de 30 cm pour plus de sécurité.

2- le talus amont :

Il sera protégé par un parement en rip-rap d'engrochement en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation V par la formule suivante :

1 – Première méthode :

$$e = C \cdot V^2 \tag{IV. 11}$$

D'où

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

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

C : Coefficient dont la valeur dépend de la pente du talus et du poids spécifique θ du matériau d'engrochement.

On a un poids spécifique du Rip rap $\theta = 2,65 \text{ KN/m}^3$. et une pente égale a 1/3 (l'annexe Tableau IV.02)

D'où La valeur de C est donnée 0,025.

Donc, nous obtenons une épaisseur d'engrochement $e=0,25 \text{ m}$

2 – Deuxième méthode

Les ingénieurs de l'U.S.Army utilisent de préférence, le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'engrochement, ainsi que, les dimensions minimales des bloques en fonction de la hauteur des vagues.

Pour notre cas : $0,6 < H < 1,2 \text{ m}$ $H=0,73\text{m}$ $e = 0,40 \text{ m.}$
 $D_{\min} = 0,30 \text{ m}$

Nous prenons une épaisseur égale à 0,4 m. **$e = 0,40\text{m}$**

Conclusion :

En analysant les résultats obtenus, on opte ensuite pour le dimensionnement de la digue homogène pour une épaisseur de couche $e = 40$ cm et un diamètre moyen de 30 cm. Donc, une protection du talus amont d'une épaisseur de 40 cm d'enrochement.

C) Drainage de la digue

Le drainage interne est d'une importance vitale pour la fiabilité et la sécurité des barrages en remblai, tout au long de leur vie. Il constitue le paramètre le plus significatif du point de vue stabilité sous chargements statique et dynamique.

Dans le cas où un système de drainage, bien adapté pour le remblai, n'est pas utilisé, les résurgences sur le talus aval peuvent provoquer une érosion entraînant la rupture du barrage.

De ce fait, il convient de concevoir un système de drainage parfait, qui pourra constituer une bonne avant-garde pour construire des barrages dans des conditions sûres et économiques.

Cependant, ceci doit se faire tout en assurant leur protection par des filtres aux interfaces entre zones de matériaux présentant des granulométries et perméabilités largement différentes.

C.1 But du drainage :

Quelque soit le dispositif d'étanchéité utilisé, un barrage en remblai et sa fondation sont le siège d'infiltrations d'eau structurelles ou accidentelles. La fonction de drainage est d'intercepter les débits d'infiltration afin d'éviter que leur résurgence incontrôlée à l'aval ne nuise à la stabilité de l'ouvrage. En effet, le drainage dans les barrages en remblai vise à répondre d'une manière, aussi efficace, que possible aux objectifs suivants :

- a) Baisse de la ligne de saturation.
- b) Réduction de la pression de courant avec modification du réseau de d'écoulement.
- c) Réduction de la pression interstitielle : Contrôle des percolations et de la non migration des éléments du remblai

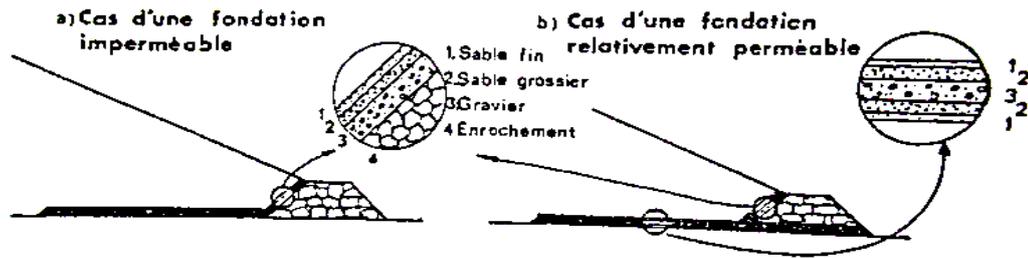


Figure.IV.06. disposition des différents drains (technique des barrages en aménagement rural)

C.1.1. Calcul des drains

Le système de drainage de la digue est constitué d'un Tapis filtrant réalisé, en bas de la partie aval de la digue arrêté, combiné avec un filtre vertical arrêté sans oublier le prisme de drainage

Dimensionnement du Drain Tapis :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre nous disposons, habituellement, dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, d'un drain tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

$$L_d = \frac{Lb}{3} \tag{IV. 12}$$

Lb : Longueur transversale du barrage [Lb= 166m].

Donc : $L_d = \frac{Lb}{3} = 55,33 \text{ m}$

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$l_d = 1/2 \cdot (\sqrt{L^2 - H^2} - L) \tag{IV. 14}$$

l_d : Largeur du drain nécessaire (m) ;

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain.

H : différence de charge entre la retenue et le drain.

Donc : l_d = 0,99m

On prend : l_d = 1m

Dimensionnement du drain vertical :

Le drain vertical, placé au centre du barrage, constitue une solution pour la variante I (digue homogène avec drain vertical).

La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de 1 m.

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par un drain tapis filtrant pour drainer les fondations, en assurant le lien entre le drain vertical et le drain tapis filtrant.

Le niveau du drain vertical est aux points les plus hauts de saturation de remblai
 $N_{dr}=853.2$ m

Dimensionnement du drain prisme :

- **Fruits des talus :**

$m_1 = (1 \div 2)$ on prend $m_1=1,5$

$m_2 = (1,5 \div 2, 5)$ on prend $m_2=1,5$

- **Hauteur:** $H_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b$ (IV. 15)

Avec : H_b : Hauteur du barrage ($H_b= 13,00$ m)

On prend $H_{dr} = 0,2 H_b$

On aura : $H_{dr}=2,60$ m

- **largeur au sommet :**

On va prendre : $b_{dr} = 2$ m

- **largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par : $B=b_{dr} + (m_1 + m_2) H_{dr}$ (IV. 16)

$B= 9,80$ m on adopte pour : $B=10$

IV.4.Barrage zoné a noyau d'argile

Fruits des talus d'après le (annexe Tableau IV.01), on a :

Parement amont $m_1 = 3$

Parement aval $m_2 = 3$

A) le talus aval : Il sera protégé contre l'érosion par un enrochement à réaliser au fur à mesure que les travaux de terrassement. Un enrochement de pierres reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,3 m) doit être réalisé.

Remarque : Nous avons évité d'herber le parement du talus aval car les racines de la végétation risquent de favoriser des fissures au niveau du talus.

B) le talus amont :

Il sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur de vagues et leur vitesse de propagation V par la formule IV-10 :

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

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

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

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

Nous avons un poids spécifique du Rip-rap $\theta = 2,65 \text{ KN/m}^3$. et une pente égale a $1/3$, (annexe Tableau IV.02)

D'où la valeur de C est donnée 0,025. Donc nous obtenons une épaisseur d'enrochement **$e=0,30 \text{ m}$**

C. Etanchéité du barrage : Source : Techniques des barrages en aménagement rural.

C-1 Noyau :

L'étanchéité du barrage de la variante II est assurée par un noyau imperméable qui empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue, limitant ainsi, sensiblement le débit de fuite. Il est impératif de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité. Il n'existe pas des 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:

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \quad (IV. 17)$$

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

b_{moy} : Largeur moyenne du noyau.

ΔH : La différence de charge d'eau

Le tableau suivant permet de choisir les valeurs de gradient hydraulique admissible Notre barrage appartient à la IV^{ème} classe. Alors, on prend $I_{adm}=1,95$ (annexe Tableau IV 03)

$$I_{adm} = \frac{\Delta H}{b_{moy}} = \frac{H_1 - H_2}{b_{moy}} \leq I_{adm} \quad (IV. 18)$$

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval ($H_2=0$).

H_1 : Hauteur d'eau à l'amont ($H_1=10.5 \text{ m}$)

$$b_{moy} = \frac{H_1}{I_{adm}} = \frac{10.5}{1,95} = 5.38 \text{ m}$$

-La largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante :

$$L_{n,s} = \frac{1}{6} \times Hb \quad (IV. 19)$$

$L_{n,s} = 2.16 \text{ m}$. On adopte pour $L_n = 3 \text{ m}$

D'où les pentes des talus du noyau :

$$b_{base} = L_n + 2.m_n.H_n \quad (IV. 20)$$

m_n : Fruit du noyau (On prend une pente du noyau égale a $m_1=m_2 =0,40$)

H_n : Hauteur du noyau, $H_n=H_b-1=12m$

$b_{base}=3+2.(0, 20).12=7.8m$

-La cote en crête du noyau :

$N_{CN}= C_{fond} +12$

$N_{CN}=843.7+12=855,7 \text{ m NGA}$

B. Drains :

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 d'un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est disposée le long du barrage. Le rôle de cette galerie consiste à cumuler les eaux drainées et les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

B.1 Dimensionnement Du Drain Tapis :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre, nous disposons habituellement, dans la partie avale du massif et au contact de celui-ci avec les fondations d'un drain tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

$$L_d = \frac{Lb}{3} \tag{IV. 21}$$

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b= 166m$].

Donc : $L_d = \frac{166}{3} = 55,33 \text{ m}$

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$l_d = 1/2 * (\sqrt{L^2 - H^2} - L) \tag{IV. 22}$$

l_d : Largeur du drain nécessaire (m) ;

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain

H : Différence de charge entre la retenue et le drain

Donc : $l_d = 0,99m$

On prend : $l_d = 1m$

Dimensionnement du drain prisme :

- **Fruits des talus :**

$m_1 = (1 \div 2)$ on prend $m_1=1,5$

$m_2 = (1,5 \div 2, 5)$ on prend $m_2=1,5$

- **Hauteur:** $H_p = (0,15 \div 0,2) H_b$

H_b : Hauteur du barrage ($H_b = 13,00\text{m}$)

On prend $H_p = 0,2 H_b$

On aura : $h_{dr} = 2,60\text{m}$

- **Largeur au sommet :**

On va prendre : $b_{dr} = 2 \text{ m}$

- **Largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par : $B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr}$

$B = 10,00 \text{ m}$

IV.5. Barrage en enrochement à masque en béton

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 13 m on prend les pentes des talus amont et aval ($m_1 = 2,5$ et $m_2 = 2,5$),

IV.5.1. Fixation du choix définitif du type de barrage

Du moment que l'on dispose de sols fins, de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), de là, la solution barrage en terre homogène ou pseudo-zoné s'impose et se présente comme la plus économique.

Le barrage pseudo-zoné est une variante du barrage homogène qui consiste à répartir les matériaux dans le corps du barrage en fonction de leur granularité ou de leur humidité, mais sans que des filtres de séparation ne soient nécessaires. Il ne s'agit, donc pas, de véritables zones délimitées avec précision.

Par exemple, on peut réaliser un barrage homogène où les matériaux les plus fins sont placés à l'amont et les plus grossiers à l'aval, ou bien où les matériaux les plus humides sont placés au centre. Les barrages pseudo-zonés sont drainés exactement de la même manière que les barrages homogènes, le drain ne constituant pas une séparation entre deux zones réputées différentes, contrairement à la plupart des barrages zonés.

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 avec noyau ou massif amont assurant 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 entraver l'évolution des engins. L'autre inconvénient consiste en la nécessité de séparer, par des filtres de transition, les différentes zones. Par contre, et 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.

Deux techniques sont plus particulièrement adaptées aux petits et moyens barrages : la géo membrane et la paroi moulée.

Pour le choix de la variante, on a pris en considération :

- La facilité de la réalisation.
- Les zones d'emprunts.
- L'existence de carrière de matériaux de construction.
- La distance des zones d'emprunts.
- Les conditions climatiques (températures, précipitations,...).
- La sismologie.
- Le volume des matériaux de construction.
- Le dispositif d'étanchéité.
- La technologie de réalisation, coûts,

IV.6. 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.6.1. Calcul des volumes

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

Après avoir tracé le profil longitudinal du barrage, nous avons choisi des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, la hauteur de la digue est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \quad (IV. 23)$$

N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

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

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

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \times H_{bi} \quad (IV. 24)$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

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

Où : m_1, m_2 : Fruit du talus amont et aval.

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

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \quad (IV. 25)$$

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

En effectuant le même calcul, nous aurons le volume de chaque matériau de construction pour les trois variantes. Sur la base du volume de différents matériaux utilisés pour la construction du barrage pour les différentes variantes, et les prix unitaires pratiqués par l'Agence Nationale des Barrages et des Transferts (ANBT), nous déterminons les coûts des différentes variantes.

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

Tableau IV -05 : Coûts des variantes étudiant.

variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût (10 ⁶ DA)	Totale (10 ⁶ DA)
Homogène	Recharge	89017,5	400	35,60	67,83
	Enrochement	1743,2	2050	3,57	
	Rip-Rap	2345,6	1200	28,01	
	Drain	1079	600	0,65	
Zoné	Recharge	78260,7	800	62,61	74,37
	Noyau	10756,8	500	5,38	
	Enrochement	1743,2	2050	3,57	
	Rip-Rap	2345,6	1200	2,81	
Avec masque	Recharge	82004	400	32,80	163,53
	Béton	3735,2	35000	130,73	

Conclusion :

D'après l'estimation du coût des différentes variantes, il est remarqué que la variante de la digue homogène est la plus appropriée par rapport aux deux autres variantes.

Le choix de la variante à retenir est le résultat d'une comparaison entre les différentes variantes, ceci d'après les avantages et les inconvénients que présente chacune d'elles, ainsi que d'autres considérations. Du point de vue technique les deux autres variantes sont faisables, mais du point de vue économique, la digue homogène est la plus faisable.

Aussi, selon l'étude géologique et géotechnique la digue homogène se présente comme choix très adapté aux conditions de la géologie. Ajoutons à cela la disponibilité des matériaux fins, car le risque d'insuffisance des matériaux est à écarter vu les quantités disponibles sur place. Pour ces raisons nous avons opté pour la variante de la digue homogène.

CHAPITRE V :
Etude détaillée de la
variante

INTRODUCTION

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochement dont les matériaux constitutifs restent contenus des fourchettes beaucoup plus étroites. Le terme "terre" couvre donc toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même, on utilise des roches altérées facilement compactables, tel que des latérites, des schistes et grès tendres. Le choix du type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales, en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de vallée, des problèmes de transport et d'approvisionnement, des possibilités en matériel et en main-d'œuvre, de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques.

V. Etude de Variante choisie**V.1. Conception de la Digue****V.1.1. Revanche du barrage**

Un barrage en remblai ne supporte pas la surverse, ni le déferlement des vagues, et par conséquent le talus aval et la crête du barrage seraient alors assez rapidement érodés, le phénomène peut facilement aller jusqu'à l'ouverture d'une brèche.

Le risque de déferlement des vagues doit être circonscrit par l'adaptation d'une revanche suffisante entre le NPHE et la côte de la crête.

Le dimensionnement de la revanche tient compte de la hauteur potentielle des vagues (elle-même) dépendant 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. Pour notre cas nous avons opté pour une revanche $R = 1,00$ m (chapitre -IV)

V.1.2. Hauteur du barrage :

Elle est obtenue par la relation suivante :

$$H_b = C_{NNR} - C_f + h_{dév} + R + t \quad (V. 01)$$

R : Revanche du barrage en [m];

t : Tassement [m].

$$H_b = 10,5 + 1,3 + 1,00 + 0,15 = 13,00 \text{ m,}$$

V.1.3. Largeur en crête

La largeur du couronnement est fixée à 6 m (chapitre -IV)

V.1.4. Classification de l'ouvrage

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage.

D'après (l'annexe Tableau IV 03) est classée dans la quatrième catégorie d'ouvrage.

V.1.5. Bermes

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

V.1.6. Pentes des talus

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Pour les massifs, on donne des pentes qui Paraissent optimales, Pour les talus on prend

Le fruit amont est : $m_1=3,0$

-Le fruit aval est : $m_2=2.5$

V.1.7. Protection des talus

Les talus de tous les barrages sont sensibles à l'érosion par le ruissellement des eaux de pluies.

Les parements amont sont vulnérables aux attaques des vagues.

Il y a donc lieu de prévoir une protection des talus.

1- Talus aval :

Le talus aval sera protégé contre l'érosion par un enrochement à réaliser, immédiatement, après l'achèvement des travaux de terrassement tout en ayant soins, de recouvrir le parement d'une couche d'enrochement d'épaisseur de 30 cm pour plus de sécurité.

Remarque : Il y a lieu d'éviter d'herber le parement du talus aval, car notre région est située en zone semi-aride ou les chances de reprise ou de survie d'un tapis herbacé sont très aléatoires voire nulles.

Rigole sur berme : La rigole sur berme aval a pour but de collecter et véhiculer les eaux de précipitations vers le pied de la digue pour finir dans le lit de l'Oued.

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

1 – Première méthode :

$$e = C \cdot V^2 \quad (V. 02)$$

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

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

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

On a un poids spécifique du Rip rap $\theta = 26,5 \text{ KN/m}^3$ et une pente égale à 1/3,

(Annexe Tableau IV.02) D'où la valeur de C est donnée 0,025.

Donc, nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e = 0,30 \text{ m}$.

50% des enrochements doivent avoir un poids unitaire "W" tel que

$$W \geq 0,52 \cdot e^3 \cdot \delta \quad (V. 03)$$

$$W = 0,0758 \text{ KN.}$$

Le diamètre moyen d'une pierre réduite en sphère.

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{W}{0,524 \cdot \delta}} = \sqrt[3]{\frac{0,0758}{0,524 \cdot 26,5}} = 0,176 \text{ m}$$

On opte pour un diamètre égal à 20cm

2 – Deuxième méthode :

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

Tableau.V.1. Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	D_{\min} (m)
0,0 ÷ 0,3	0,30	0,20
0,3 ÷ 0,6	0,40	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,45	0,30
1,2 ÷ 1,8	0,45	0,35
1,8 ÷ 2,4	0,55	0,40
2,4 ÷ 3,0	0,70	0,45

Pour notre cas, $0,6 < H < 1,2 \text{ m}$ $e = 0,45 \text{ m}$.

$D_{\min} = 0,30 \text{ m}$

Nous prenons une épaisseur égale à 0,45 m.

$e = 0,45 \text{ m}$

Conclusion :

En analysant les résultats obtenus, on opte ensuite pour le dimensionnement de la digue homogène pour une épaisseur de couche $e = 40 \text{ cm}$ et un diamètre moyen de 30 cm.

V.1.8.Drainage de la digue

V.1.8.1.Constitution et fonctionnement des filtres et drains

V.1.8.1.1 Filtres

Lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entraînement des particules fines du massif à drainer, on interpose, alors un filtre sur les deux cotés du drain,

La fonction principale du filtre est de retenir les particules du sol drainé tout en permettant à l'eau du sol de s'écouler dans la zone drainante constituée de matériaux grossiers.

Ils peuvent être situés :

- Entre deux couches de sol adjacentes dont les granulométries sont assez différentes pour que les éléments de l'un des sols puissent migrer dans l'autre sol ;
- Entre un sol à granulométrie fine, qui doit être drainé, et les matériaux relativement grossiers et perméables constituant les drains;
- A l'interface entre un remblai de granulométrie fine et une fondation très perméable où l'écoulement peut éroder les particules fines du remblai ;
- Sous et au-delà du pied aval du barrage ;

Sous les recharges drainantes.

Les filtres peuvent être constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins du milieu à drainer.

V.1.8.1.2.Drains

La fonction principale des drains est la maîtrise des percolations d'eau dans le corps du barrage.

Le drain permet l'abaissement de la ligne de saturation, la diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle ainsi que l'accélération de la consolidation.

Le matériau utilisé pour un drain doit avoir une perméabilité plus élevée que celle du sol drainé.

Le gravier, de granulométrie fine à grossière est un matériau idéal, si elle est bien appropriée, la roche exploitée peut être également utilisée.

Ces matériaux sont disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée. Ils doivent être inaltérables, parfaitement propres et par conséquent soigneusement lavés si nécessaire. Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines particules du matériau adjacent

A) Règles générales de dimensionnement des drains et filtres :

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

Elles s'énoncent comme suit : Soit d_x la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre $x\%$ en poids dépassant lors du tamisage granulométrique Soit D_x celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

$$\text{Condition de perméabilité } \frac{D_{15}}{d_{15}} > 5;$$

$$\text{Condition de non entraînement des fines } \frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 ;$$

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante :

$$4d_{85} > D_{15} > 5d_{15}$$

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

$$2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 8$$

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

V.1.8.1.3. Calcul des drains

Le système de drainage de la digue est constitué d'un tapis filtrant réalisé, en bas de la partie aval de la digue, combiné avec un filtre vertical sans oublier le prisme de drainage.

-Dimensionnement du Drain Tapis : Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre nous disposons, habituellement, dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, d'un drain tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

$$L_d = \frac{L_b}{3} \quad (V.04)$$

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b=166\text{m}$].

$$\text{Donc : } L_d = \frac{166}{3} = 55,33 \text{ m}$$

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$l_d = 1/2 * (\sqrt{L^2 - H^2} - L) \quad (\text{V. 05})$$

l_d : Largeur du drain nécessaire (m) ;

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain.

H : différence de charge entre la retenue et le drain.

Donc : $l_d = 0,99 \text{ m}$

On prend : $l_d = 1 \text{ m}$

-Dimensionnement du drain vertical :

Le drain vertical, placé au centre du barrage, constitue une solution pour la variante I (digue homogène avec drain vertical).

La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m.

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par un drain tapis filtrant pour drainer les fondations, en assurant le lien entre le drain vertical et le drain tapis filtrant.

Le niveau du drain vertical est aux points les plus hauts de saturation de remblai
 $N_{dr} = 853,2 \text{ m}$

-Dimensionnement du drain prisme :

Fruits des talus :

$$m_1 = (1 \div 2) \quad \text{on prend} \quad m_1 = 1,5$$

$$m_2 = (1,5 \div 2, 5) \quad \text{on prend} \quad m_2 = 1,5$$

$$\text{Hauteur: } H_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots (\text{V. 06})$$

Avec : H_b : Hauteur du barrage ($H_b = 13,00 \text{ m}$)

On prend : $H_{dr} = 0,2 H_b$

On aura : $h_{dr} = 3,00 \text{ m}$

Largeur au sommet :

On va prendre : $b_{dr} = 2 \text{ m}$

Largeur en base du drain :

$$\text{Elle est exprimée par : } B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr} \quad (\text{V. 07})$$

$B = 10,00 \text{ m}$

V.1.8.1.4. Calcul des filtres

Règles des filtres : Il est primordial que les filtres aux sols doivent vérifier les conditions de l'absence du renard.

Condition 1 :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt{\eta} \cdot (1+0,05) \frac{n}{1-n} \quad (\text{V.08})$$

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = D_{60}/D_{10}$

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta$;

$n_0 = 0,37$ pour les sols sableux;

$n_0 = 0,45$ pour les sols argileux.

Condition 2 :

Condition de (TERZAGHI ,1942)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \quad (\text{V.09})$$

D_{15} : Diamètre de filtre.

d_{85} : Diamètre du sol à protéger.

B) Détermination de la courbe granulométrique des Filtres :

Selon les critères

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \quad (\text{V.10})$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \quad (\text{V.11})$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

D_{15}, D_{50} : Diamètre de filtre.

d_{15}, d_{50} : Diamètre du sol à protéger.

Granularité du sol protégé : $d_{15} = 0,37 \mu\text{m}$;

$$d_{50} = 1,4 \mu\text{m};$$

$$d_{85} = 0,20 \text{ mm}.$$

La première couche du filtre est entre la terre du corps du barrage et la première couche de drain aux limites suivantes :

$$4,44 \mu < D_{15} < 14,8 \mu\text{m} ;$$

$$16,8 < D_{50} < 81,2 \mu\text{m}.$$

La courbe granulométrique moyenne est : $D_{15} = 0,01 \text{ mm}$; $D_{50} = 0,05 \text{ mm}$.

La deuxième couche des filtres est déterminée en fonction de la courbe moyenne de la première couche:

$$d_{15} = 0,01 \text{ mm};$$

$$d_{50} = 0,05 \text{ mm};$$

$$d_{85} = 0,25 \text{ mm}.$$

$$0,12 \text{ mm} < D_{15} < 0,4 \text{ mm}$$

$$0,6 \text{ mm} < D_{50} < 3,9 \text{ mm}.$$

D'où la courbe granulométrique moyenne de la deuxième couche du filtre.

Elle a les dimensions suivantes $D_{15} = 0,26 \text{ mm}$, $D_{50} = 2,25 \text{ mm}$.

C) Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres :

Filtre 1 :

Condition 1 :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n}$$

$$n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta;$$

D'après la courbe granulométrique du sable limoneux :

$$D_5 = 0,0065 \text{ mm}; \quad D_{10} = 0,009 \text{ mm}; \quad D_{15} = 0,37 \text{ } \mu\text{m};$$

$$D_{17} = 0,0135 \text{ mm}; \quad D_{60} = 0,08 \text{ mm}; \quad D_{85} = 0,2 \text{ mm};$$

$$\eta = D_{60} / D_{10} = 8,88 \text{ Coefficient d'hétérogénéité};$$

$$n_0 = 0,37 \quad \text{d'où} \quad n = 0,28;$$

$$D_5 / D_{17} = 0,48 > 0,26$$

La condition est vérifiée, donc pas de phénomène de renard dans le sol.

Condition 2: (zone de transition) :

Condition de (TERZAGHI 1942) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,01}{0,2} = 0,05 < 4$$

La condition est vérifiée donc, pas de zone de transition

Filtre 2 :

Condition 1 :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n}$$

$$n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta;$$

D'après la courbe granulométrique du sable graveleux:

$$D_5 = 0,14\text{mm} ; \quad D_{10} = 0,2 \text{ mm}; \quad D_{15} = 0,01\text{mm} ;$$

$$D_{17} = 0,3\text{mm} ; \quad D_{60} = 4 \text{ mm}; \quad D_{85} = 0,25 \text{ mm} ;$$

$$\eta = D_{60} / D_{10} = 20 \text{ Coefficient d'hétérogénéité ;}$$

$$n_0 = 0,40 \quad \text{d'où} \quad n = 0,27 ;$$

$$D_5 / D_{17} = 0,46 > 0,39$$

La condition est vérifiée, donc, pas de phénomène de renard dans le sol.

Condition 2 (zone de transition) :

Condition de (TERZAGHI ,1942) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,26}{0,25} = 1,04 < 4$$

La condition est vérifiée, donc, pas de zone de transition.

Conclusion :

On prévoit: Une première couche de filtre en sables limoneux d'épaisseur = 15 cm;

La deuxième couche en sables graveleux d'épaisseur = 15cm;

L'engrènement (Rip-rap) d'épaisseur = 40 cm.

D) Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain :

Condition de perméabilité :

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5 \quad (V.12)$$

D_{15} : diamètre correspondant à 15% du drain;

d_{15} : diamètre correspondant à 15% de l'argile.

$$D_{15} = 0,37 \mu\text{m} .$$

$$d_{15} = 14,8 \mu\text{m} .$$

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} = \frac{14,8}{0,37} = 40 > 5$$

Donc, la condition de perméabilité est vérifiée.

Condition de non entraînement des particules fines :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \quad (V.13)$$

D_{15} : Diamètre correspondant à 15% du drain;

d_{15} : Diamètre correspondant à 85%de l'argile

$$D_{15} = 0,37 \mu\text{m}$$

$$d_{85} = 0,2 \text{ mm}$$

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,00037}{0,2} = 0,00185 < 4$$

La condition est vérifiée. Donc, la construction d'un filtre est nécessaire.

V.2.Etanchéité du barrage

V.2.1.Clé d'ancrage

En principe, le remblai peut reposer directement sur les sédiments qui sont étanches et consolidés par des milliers d'années de dépôt.

L'étanchéité de la fondation de notre digue est garantie par les argiles consolidées qui jouent le rôle de tapis étanche. La structure géologique du substratum se comporte pour un ancrage au fond du thalweg et jusqu'à substratum argileux sain après décapage de la cuvette alluvionnaire, des argiles marneuses et le toit altéré de l'argile.

La profondeur de la clé d'ancrage est exécutée jusqu'à 5m, L'épaisseur d'élément (clé d'ancrage) est égale (3-4) m.

On prend $b = 4$ m. Les talus $m_1 = m_2 = 1$.

V.2.2.Protection de la crête

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, la couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de gravier bitume bien compactée).

Pour le barrage homogène, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisante de matériaux de la couche de crête.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toute stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage), on préconise, pour cela, d'adopter un dévers amont uniforme de 2% qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé)

V.2.3.Protection contre l'envasement

Selon l'étude hydrologique le taux d'abrasion a été estimé à $= 182,23 \text{ T/km}^2/\text{an}$, cette valeur comporte un volume d'envasement estimé à $11070,47 \text{ m}^3$ dans la cuvette de la retenue pour une durée de vie égale à 30ans.

Afin de prolonger la durée de fonctionnement de la retenue collinaire, il est nécessaire d'effectuer quelques travaux de protection contre l'envasement de la retenue collinaire, ces travaux portent sur :

- Les digues de décantation.
- La bande forestière.

La digue de décantation sera construite en gabions et implantée dans le lit de l'Oued en amont de la retenue. Il est recommandé de réaliser plusieurs digues de décantation en aval de l'embouchure de chaque branche importante.

La bande forestière est à réaliser sur les deux côtés de la cuvette sur une largeur de 50 m environ.

Les rangs d'arbres doivent être plantés le long des courbes de niveau des rives de la vallée.

La distance entre le lac et la bande forestière doit être de 50 m au minimum.

V.3.Calcul des infiltrations à travers la digue et la fondation

Les infiltrations d'eau à travers le corps du barrage en terre et sous ses ouvrages se produisent 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 dues aux 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 et déterminer le gradient de filtration à travers l'ouvrage et le sol de fondation.

Les infiltrations qui se produisent à travers le corps du barrage et ses fondations doivent être considéré sous deux aspects différents, d'une part, elles réduisent le volume emmagasiné, et d'autre part, elles peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage. Ceci sous l'influence de l'effet de renard, qui est un processus d'érosion régressive souterraine où l'eau s'infiltré sous pression permettant l'apparition des cheminements à travers la digue ou la fondation avec entraînement des particules fines et des pressions de filtration.

Les infiltrations permettent de déterminer les éléments suivants :

- la ligne de saturation du massif du barrage.
- le débit de fuite.
- la pression de l'eau interstitielle dans le massif.
- La zone submergée du corps de la digue.

-Hypothèse de calcul :

- Afin d'effectuer les calculs de filtrations, d'une manière aisée, nous serons amenés à :
- admettre la filtration dans un seul plan.
 - prendre comme valeurs nulles, les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan.
 - supposer que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope et que la couche imperméable avec un coefficient de filtration nul.
 - La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol, elle est seulement

déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

V.3.1.Ligne de saturation

KOZENY a montré que, dans un barrage en terre, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal. Nous avons barrages en terre munis d'un drain qui rabat la ligne phréatique à l'intérieur du barrage. La parabole de KOZENY a pour foyer l'extrémité amont du drain auquel se raccorde la ligne de saturation. L'équation de cette parabole s'écrit:

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2 \cdot Y_0} \quad (\text{V.14})$$

On se reportant à la figure on a :

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad (\text{V.15})$$

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0,7b.

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont ;

(Déterminé graphiquement).

h : Hauteur d'eau en amont.

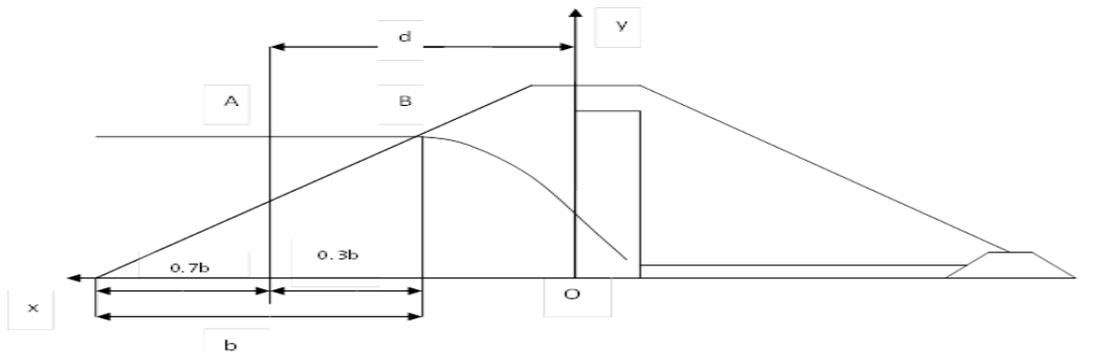


Figure.V.1.Tracé de la ligne de saturation dans notre cas

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondant au niveau normal de la retenue normale.

-Niveau de la Retenue Normale (NNR):

Au niveau normal de la retenue :

$$b = 30\text{m}$$

$$d = 36,37\text{ m}$$

On aura donc : $Y_0 = 2,62\text{m}$.

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante:

$$Y = \sqrt{6,88 + 5,24X}$$

Tableau.V.2.Coordonnées de la ligne de saturation

X(m)	Y(m)
0	1.45
5	4.07
10	5.58
15	6.75
20	7.75
25	8.64
30	9.44
35	10.18
36.37	10.37

Le point d'intersection de la face amont du drain cheminé est déterminé par l'équation polaire de cette parabole.

$$a + \Delta a = \frac{Y_0}{1 - \cos \alpha} = 1,35 \quad (\text{V.16})$$

D'après Casagrande (1937) : $\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0,26$

a=0,45m

V.3.2.Calcul d'infiltration

L'infiltration dans le massif de la digue se comporte comme un écoulement d'un fluide incompressible, de mouvement plan permanent dans un milieu homogène, obéissant à la loi de darcy, c'est-à-dire en régime permanent laminaire.

On peut évaluer approximativement le débit de fuite en appliquant la loi de Darcy :

$$q = K. I. S \quad (\text{V.17})$$

Avec :

q : le débit de fuite (m³/s/ml) ;

I : le gradient hydraulique;

S : section d'infiltration par unité de longueur;

K : Coefficient de perméabilité en (m/s). (K= 5*10⁻⁸m/s)

Le gradient hydraulique est déterminé par:

$$I = \frac{dy}{dx} \text{ et } S = y.I$$

Donc:

$$q = K \cdot y \frac{dy}{dx} \tag{V.18}$$

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

D'où : $q = K \cdot y_0 \text{ m}^3/\text{s/ml}$.

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

Tableau.V.3.Débit de fuite à travers la digue

Y0(m)	K (m/s)	q (m ³ /s/ml)	Q (m ³ /s)
2,62	10 ⁻⁶	2,62.10 ⁻⁶	2,03.10 ⁻⁴

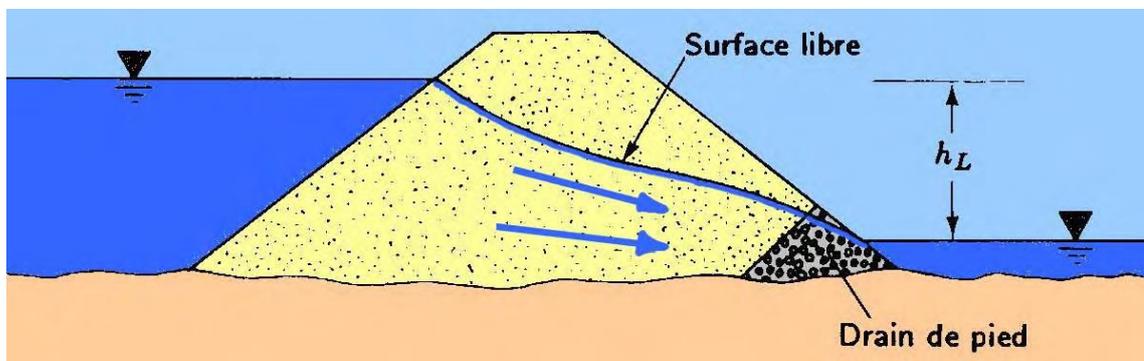


Figure.V.2.Schémas de sens l'écoulement par infiltration

V.3.2.2.Fondation

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy (V.17):

$$q_n = K \cdot I \cdot S$$

K : Coefficient de perméabilité. (K=5*10⁻⁶ m/s)

I: Gradient hydraulique.

$$I = H_1 / L_b \tag{V.19}$$

(H1= charge d'eau dans retenue, Lb= 77.5m L'emprise de barrage).

A : Section d'infiltration par unité de longueur. A=S.l

(T=5m Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où $q_n = K \cdot I \cdot T$

Tableau.V.4.Débit de fuite de la Fondation

H _b (m)	I	K (m/s)	q (m ³ /s/ml)	Q (m ³ /s)
13	0,130	5.10 ⁻⁶	6,5.10 ⁻⁷	5,03.10 ⁻⁵

V.3.2.3.Barrage (digue + fondation)

Le débit total d'infiltration (en m³/s) à travers le barrage est donné dans le tableau suivant :

Tableau.V.5.Débit de fuite de barrage

Digue	fondation	Barrage
2,03.10 ⁻⁴	5,03.10 ⁻⁵	2,53.10 ⁻⁴

V.3.3.Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage

1) Dispositif d'étanchéité :

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

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \quad (V.20)$$

ΔH : Charge d'eau dans la retenue.

δn : Epaisseur moyenne de la digue.

I_{adm} : Gradient hydraulique admissible ;

Notre barrage appartient à IV^{ème} classe, alors on prend $I_{adm}=1,95$

Donc : $\Delta H=10$ m; $\delta n=166$ m;

$I=0,06 \leq I_{adm}$

D'ou la résistance à l'infiltration à travers le 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 :

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \quad (V.21)$$

I_{cr} : Gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de la fondation. Il est donné par le tableau :

Tableau.V.6.Gradient d'infiltration admissible

Sols de fondation	I_{cr}
Argiles	1,2
Limons	0,65
Sables grossiers	0,45
Sables moyens	0,38
Sables fins	0,29

K_s : Coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe du barrage d'après le tableau suivant :

Tableau.V.7.Détermination du coefficient de sécurité

Classe du barrage	I	II	III	IV
K_s	1,25	1,20	1,15	1,10

If : Gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d'après la formule suivante :

$$If = \frac{\Delta H}{Lb + 0,88Tc} \quad (V.22)$$

T_c : Profondeur de calcul de la zone de l'infiltration de la fondation. ($T_c = 5m$)

ΔH : Charge d'eau ($H = 10m$).

L_b : Largeur à la base du barrage ($L = 77,5m$).

On a donc : $If = 0,122$

Les fondations argileuse, donc: $I_{cr} = 1,20$

On a donc : $K_s = 1,1$

On remarque que $If < \frac{I_{cr}}{K_s}$ donc la condition est vérifiée et la résistance d'infiltration à travers la fondation est assurée.

V.4. Calcul de stabilité

L'étude de stabilité d'un barrage en terre est fondamentale car elle s'appuie sur celle de ses talus amont et aval ainsi que de sa fondation. L'étude de stabilité de ces barrages a attiré, par son importance dans la méthodologie, l'attention de plusieurs chercheurs et ingénieurs. Pour aborder toute analyse ayant lien à la stabilité, il est convenu qu'il faut développer un certain nombre d'hypothèses selon la complexité et les données du problème.

Selon ces hypothèses, la solution du problème peut être déterminée analytiquement ou graphiquement ou par combinaison des deux. Suivant la méthode utilisée, il est convenu que pour arriver à un résultat, nous sommes obligé de donner la forme de la surface de rupture au contact de laquelle il peut y avoir glissement. En général, cette surface est prise comme étant cylindrique, circulaire à axe horizontal qui apparaît comme un cercle, appelé cercle de glissement dans une coupe transversale de la digue. Cette hypothèse est bien conforme aux observations sur le glissement du talus.

Il est important de signaler que jusqu'à ce jour, ce domaine reste ouvert à toutes suggestions, améliorations et approfondissements pour la bonne connaissance des phénomènes mécaniques qui peuvent induire la masse sujette au glissement.

V.4.1.Conséquences de l'instabilité des talus

Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe).
Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

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

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement;

A la fin de construction (Talus aval et talus amont);

Fonctionnement normal (Talus aval);

Lors d'une vidange rapide (talus amont).

V.4.2.Méthode de calcul

Pour l'appréciation de la stabilité du remblai compacté du petit barrage de BALOUL et la vérification des valeurs des fruits des parements adoptés, nous avons utilisé la méthode des tranches (Méthode de FELLENIUS).

Cette vérification a fait l'objet d'un calcul détaillé effectué manuellement logiciel

V.4.2.1.Calcul manuelle

Ce dernier a été réalisé avec la contribution d'un programme Excel. Quatre cas peuvent être vérifiés :

Parement amont : cas fin de construction et vidange rapide.

Parement aval : cas fin de construction et fonctionnement normal.

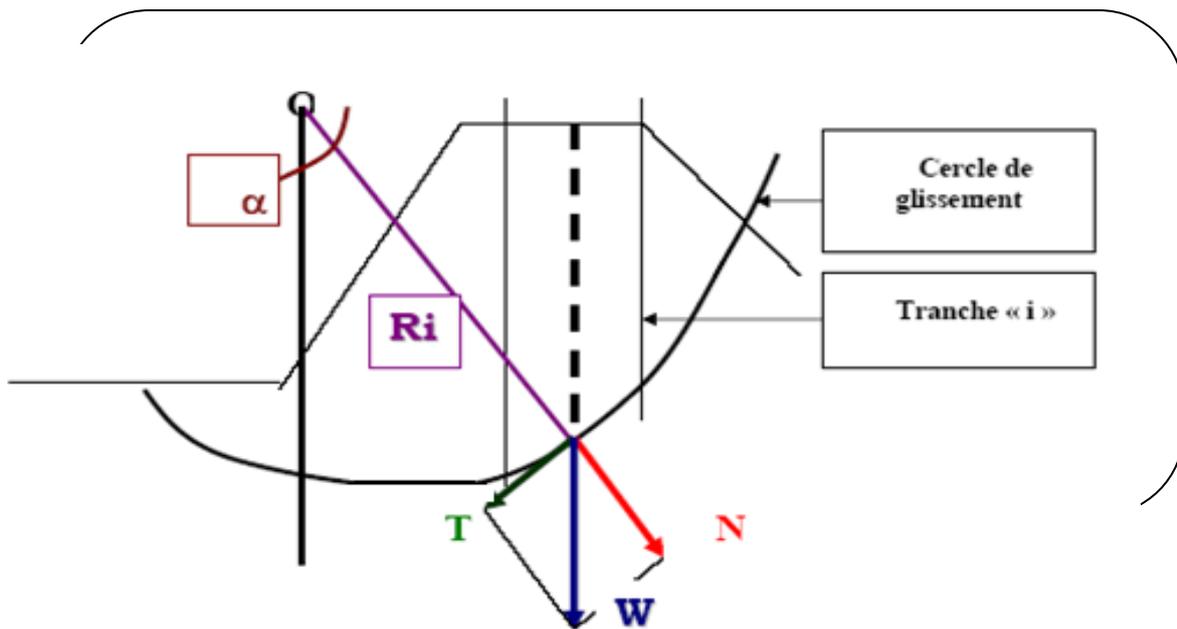
Pour réaliser cette étude nous avons tenu compte des données suivantes :

- De la géométrie de la digue
- Des caractéristiques des matériaux utilisés
- Des différents niveaux d'eau dans la cuvette en fonction de l'exploitation du barrage (niveau de retenue normale et vidange rapide).
- Du niveau piézoélectrique dans les différentes couches.
- De l'accélération de la pesanteur en cas de séisme prévu pour une période de retour de 50 ans.

V.4.2.1.1.Principe de la méthode

Cette méthode nous amène à respecter les étapes suivantes :

- Construire la coupe transversale du barrage à l'échelle.
- Déterminer le talus moyen.
- Tracer deux lignes au milieu du talus moyen, l'une verticale et l'autre faisant un angle 85° avec le talus moyen.
- Déterminer la zone du centre du cercle de glissement, pour cela Fandeev a recommandé de disposer le centre du cercle de glissement dont les limites sont définies par deux cercles de rayons, R_{\min} et R_{\max} donnés par le tableau suivant :



Pente des parements	1/1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6
$K1=R_1/H_b$	0,75	0,75	1,00	1,50	2,20	3,00
$K2=R_2/H_b$	1,50	1,75	2,30	3,75	4,80	5,50

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b=13$ m)

La ligne de glissement éventuelle est un arc de cercle à trois paramètres inconnus : rayon, abscisse et ordonnée du centre. La partie instable du talus (au-dessus du cercle de glissement) est divisée en plusieurs tranches verticales de largeur égales

Le coefficient de sécurité à la stabilité est égal :

$$K_S = M_{\text{resist}} / M_{\text{mot}} \tag{V.23}$$

M_{resist} : les moments résistants.

M_{mot} : les moments moteurs.

La valeur minimale du facteur de sécurité est caractérisée par un centre de cercle critique qui définit en fin de compte la valeur à prendre en considération. Cette valeur du facteur de sécurité définie doit être supérieure du moins égale à la valeur admissible.

Tableau V-09 : Valeurs admissibles des coefficients de sécurité

Combinaison des charges Classe de l'ouvrage et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,20 ÷ 1,30	1,15 ÷ 1,20	1,1 ÷ 1,15	1,05 ÷ 1,10
Spéciales (Avec séisme)	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05

Notre barrage fait partie de la IV^{ème} classe, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,05 \div 1,10$

- avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05$

Pour notre cas :

Talus	Pente du talus	K1	K2	R1	R2
Amont	3,0	1,00	2,3	13	29,9
Aval	2,5	1,5	3,75	19,5	48,75

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticale, incliné) nous donne la zone des cercles.

On trace ensuite, 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 identifie toutes les tranches gauches par des chiffres positifs et les tranches droites par des chiffres négatifs en commençant par la tranche « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une tranche de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G_n \cos \alpha$

Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin \alpha$

Avec :

α : Angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

V.4.2.1.2. 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 :

$$G_n = b (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3) \quad (V.24)$$

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 où le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl. \quad (V.25)$$

U : Pression interstitielle.

dl : Longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

γ_w : Poids volumique de l'eau $\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$.

h : Hauteur de la tranche.

C) Forces de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl. \quad (V.26)$$

c : Cohésion du sol (Matériau).

D) Forces dues au séisme :

$$T = a \cdot G_n \quad (V.27)$$

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

V.4.2.1.3 Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

Les forces stabilisatrices :

A) Force de frottement :

$$F_1 = N_n \operatorname{tg} \phi - U \operatorname{dl} \operatorname{tg} \phi \quad (\text{V.28})$$

ϕ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

B) Force de cohésion :

$$F_c = c \operatorname{dl} \quad (\text{V.29})$$

$$\operatorname{dl} = \frac{2\pi R B_i}{360}$$

R : Rayon de la courbe de glissement.

B_i : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N_n - U \operatorname{dl}) \operatorname{tg} \phi + c \operatorname{dl}] R \quad (\text{V.30})$$

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 :

$$M = \sum_{i=1}^n T_n \quad (\text{V.31})$$

$\sin \alpha$ = Nombre total des tranche/ Numéro d'ordre de la divisée

$$\text{Avec : } \cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

V.4.3 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

Le coefficient « K_s » sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

A) Fin de construction (aval et amont) :

L'étape la plus critique se situe juste à la fin de la construction, alors que les pressions interstitielles sont à leur maximum, le drainage n'a pas encore eu lieu, le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

$$\text{Sans séisme : } K_{SS} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum C \operatorname{dl}}{\sum T_n} \quad (\text{V.33})$$

$$\text{Avec séisme : } K_{AS} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum C \operatorname{dl}}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum^a G_n d_n} \quad (\text{V.34})$$

B) Fonctionnement normale (talus aval) :

De même que pour la fin de construction, le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

Ce cas a la réputation d'être le plus défavorable pour le talus aval, du fait du caractère catastrophique d'une rupture en charge.

$$\text{Sans séisme} : K_{SS} = \frac{\sum(N_n - P)tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n} \tag{V.35}$$

$$\text{Avec séisme} : K_{AS} = \frac{\sum(N_n - P)tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \tag{V.36}$$

C) Vidange rapide (talus amont) :

La vidange rapide par laquelle a été vérifiée la stabilité du talus amont, est le cas le plus défavorable. Pour ce dernier, l'abaissement rapide du plan d'eau entraîne un écoulement en régime transitoire dans la digue. L'état critique se situant juste après vidange, les pressions hydrostatiques internes ne s'étant pas dissipées, dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

$$\text{Sans séisme: } K_{SS} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n} \tag{V.37}$$

$$\text{Avec séisme: } K_{AS} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \tag{V.38}$$

Tableau V-10 : Caractéristiques géotechniques des sols

Paramètres	Unité	Fondation
φ	Degré (°)	25°
C	t/m ²	0,55
γ _{sat}	t/m ³	1,8
γ _d	t/m ³	1.77
γ'	t/m ³	0.8

Tableau.V.11. Valeurs des Coefficients de sécurité

Coefficient de sécurité											
Fin de construction						Vidange rapide			En fonctionnement normal		
Talus amont			Talus aval			Talus amont			Talus aval		
R (m)	Sans séisme	Avec séisme	R (m)	Sans séisme	Avec séisme	R (m)	Sans Séisme	Avec séisme	R (m)	Sans séisme	Avec séisme

	(K _{ss})	(K _{ss})		(K _{ss})	(K _{as})		(K _{ss})	(K _{as})		(K _{ss})	(K _{as})
33	1,85	1,79	30	1,59	1,57	33,5	2,41	2,37	33	1,96	1,94
32	1,80	1,79	33	1,66	1,63	30,32	2,70	1,96	32	1,64	1,62
31,5	1,73	1,71	30,5	1,51	1,48	31,90	2,14	1,45	31,5	1,46	1,08
30	1,87	1,84	32	1,76	1,74	29,16	1,83	1,73	30	1,72	1,18

Conclusion :

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissibles avec et sans séisme.

Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

CHAPITRE VI :
Etude des ouvrages
annexes

Introduction :

La conception courante d'un barrage consiste en la construction d'un obstacle artificiel, créant ainsi, une retenue en coupant un cours d'eau. C'est donc, une infrastructure de mobilisation des eaux superficielles (eaux de pluies).

Plusieurs types de barrages sont construits à travers le monde, citons le barrage-poids ou barrage-gravité, le barrage-voûte, le barrage mixte poids-voûte et enfin les barrages en remblai.

L'élaboration de ces derniers nécessite de prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenant à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et tant d'autres paramètres.

Parmi les ouvrages annexes prévus pour les barrages citons :

- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de l'évacuation de crues (l'évacuateur de crues).
- L'ouvrage de la dérivation provisoire.

Pour le dimensionnement de ces ouvrages, des études géologiques et hydrologiques sont indispensables pour la connaissance du terrain, la déterminer des caractéristiques physico-géographiques et morphologiques de celui-ci ainsi que le débit de la crue.

VI.1 Ouvrage d'évacuation de crues :

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles au moment où la retenue est pleine, sans risques de déversement sur la digue ou d'érosion dommageable pour la digue.

VI.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue :

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

- 1) La sûreté et la sécurité de fonctionnement.
- 2) Les difficultés de réalisation.
- 3) Les exigences topographiques du site.
- 4) Les exigences géologiques du site.
- 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, selon les principes types :

- a) L'évacuateur à écoulement libre.
- b) L'évacuateur par puits noyé.

VI.1.2 Différents types des évacuateurs de crues :

VI.1.2.1 Evacuateur de crues en puits (tulipe) :

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en 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 à veine mouillée. Ce type d'ouvrage équipera, le plus souvent, les grands barrages vu les avantages qu'il offre.

- a) Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s.
- b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

Ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

1. Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
2. Problème de vibration.
3. Prévention des protections anti vortex (d'où les coûts et l'entretien).
4. Dissipation au pied de la digue.

VI.1.2.2 Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral :

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique. Il présente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversant. L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

VI.1.2.3 Evacuateur de crues latéral à entonnement frontal :

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre.

Il représente les avantages :

1. Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
2. Facilité de réalisation.

Ses inconvénients sont :

1. Le coût peu élevé.
2. La difficulté de modification.

VI.1.2.4 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 :

1. Aucune exigence topographique.
2. Calcul usuel.
 - Ses inconvénients sont :
 - 1) Amorçage et désamorçage.
 - 2) Entretien indispensable.
 - 3) Débit faible à évacuer.
 - 4) Dispositif sur le corps de la digue.

VI.1.3 Choix du tracé de l'axe :

Pour un tracé judicieux, l'axe de l'évacuateur de crue doit être :

- 1) Le plus court possible.
- 2) Suffisamment éloigné du pied aval de la digue.
- 3) Rectiligne (si possible).
- 4) Plus ou moins orthogonal à l'axe de la digue.

Chaque catégorie des ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre barrage.

VI.1.4 Type d'évacuateur de crue :

Les types d'évacuateurs de crue qui sont normalement associés aux barrages en remblai sont énumérés dans le tableau suivant :

Tableau VI-01 : Sélection des types d'évacuateurs de crue

Type d'évacuateur de Crue :	Commentaires :
Déversoir latéral avec un seuil de déversement en dos d'âne	<ul style="list-style-type: none"> • Pour des versants à fortes pentes • Volume des déblais importants
Déversoir frontal avec seuil déversant en dos d'âne	<ul style="list-style-type: none"> • Pour des versants à faibles pentes • Volume des terrassements faible • La meilleure disposition du point de vue hydraulique
Déversoir frontal avec seuil déversant en labyrinthe	<ul style="list-style-type: none"> • Réduira la largeur du coursier d'évacuateur, mais pas autant que l'option de l'évacuateur latéral
Evacuateur en puits	<ul style="list-style-type: none"> • Utilisé où il n'existe pas d'options d'évacuateur à surface libre à cause de facteurs géologiques ou topographiques

Autre les conditions citées ci-dessus, le choix de l'évacuateur de crue considère d'autres facteurs, à savoir le type de barrage, le débit à évacuer et la sécurité de l'ouvrage. Ainsi, pour des raisons de sécurité on doit choisir des évacuateurs à seuils libres sans organes mécaniques de contrôle.

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.

Conclusion :

Conformément aux clarifications illustrées ci-dessus, le choix est arrêté pour l'étude d'un évacuateur de crue à entonnement frontal sur la rive gauche de la vallée.

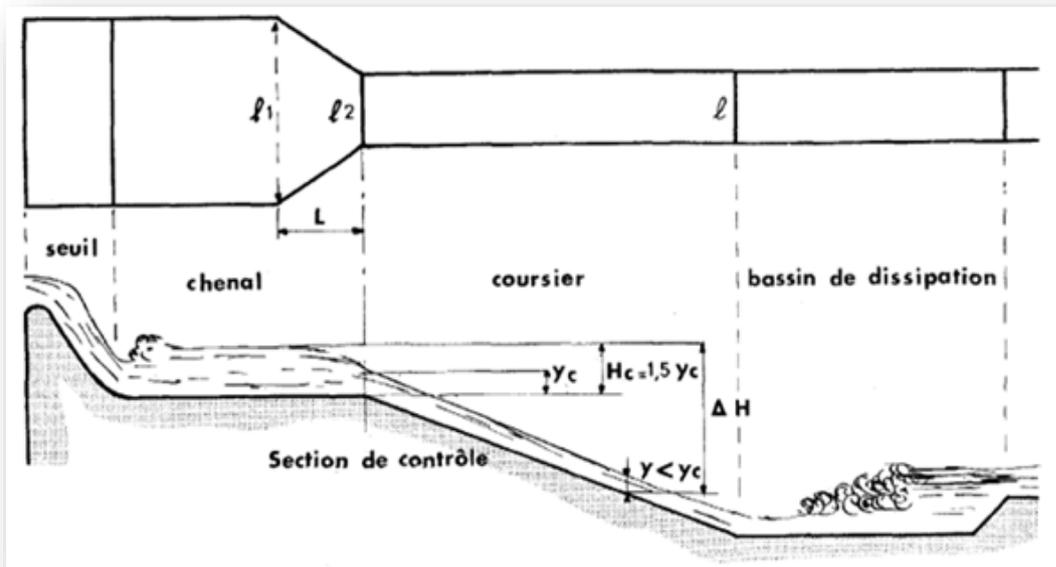


Figure N°VI.01: Schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal.

VI.1.5 Etude de la variante retenue :

Les évacuateurs de crue à surface libre, se composent principalement des ouvrages suivants :

- Un canal d'approche.
- Un déversoir.
- Un chenal d'écoulement.
- Un convergent.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un canal de fuite.

VI.1.5.1 Caractéristiques de l'évacuateur de crue :

- Déversoir de type Creager.
- Niveau normal de la retenue NNR = 854.20m NGA.
- Niveau les plus hautes eaux : NPHE = 855.50m NGA.
- Débit de pointe à évacuer : $Q_{\text{évacuer}} = 29.50 \text{ m}^3/\text{s}$
- Largeur du bassin d'affouillement $L = 10 \text{ m}$.

VI.1.5.2 Dimensionnement et calcul hydraulique de chacun des éléments de l'évacuateur de crue :**a) Le canal d'approche :**

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charge et guider calmement la crue vers le seuil déversant. Généralement, l'écoulement est calme avec une vitesse faible, pour une valeur de m (coefficient de débit).

La vitesse d'approche est obtenue par la formule :

$$V_a = \frac{Q_{\text{projet}}}{S} \quad (\text{VI. 01})$$

Avec:

V_a : Vitesse d'approche.

Q : Débit de projet évacué (m^3/s).

h : Charge d'eau (m). $h = H + P = 1,30 + 1 = 2,30\text{m}$.

S : Section du canal (m^2). $S = h \times L = 2,30 \times 10 = 23 \text{ m}^2$.

P : Hauteur de pelle (m).

H : Lamme déversant (m).

Donc : $V_a = \frac{Q_{\text{projet}}}{S} = \frac{29,5}{23} = 1,28 \text{ m}^2/\text{s}$

$$V_a = 1,28 \text{ m}^2/\text{s}$$

Pour la roche saine $V_{\text{adm}} = (4,4 \text{ à } 10) \text{ m}^2/\text{s}$

$V_a \leq V_{\text{adm}}$ Donc pas de risque de l'érosion et d'affouillement.

-Hauteur du mur du canal d'approche :

La hauteur de mur est :

$$H_m = H + P + R \quad (\text{VI. 02})$$

Avec : La revanche $R = 0,61 + 0,14(v)^{1/3}$ (VI. 03)

AN : $R = 0,76\text{m}$

On adopte une valeur de : $H_m = 3,06\text{m}$.

$$H_m = 3,06\text{m}$$

-Longueur du canal d'approche :

-La longueur du canal d'approche dépend de la topographie, elle est égale à 33m.

b) Déversoir :

Le seuil normal est un déversoir dont la crête et la partie aval sont profilées de manière à épouser la forme de la lame déversant.

Les indications de la figure suivante permettent de déterminer le profil normal d'un déversoir à parement amont vertical.

Le profil du seuil déversant est de type Greager. L'avantage de ce contour est que chaque point de son parement aval a une pression égale à la pression atmosphérique. Tout profil situé au-dessus, entraînera des dépressions et par conséquent des risques de décollement.

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante :

$$Y = \left(\frac{X^{1,85}}{2H^{1,85}} \right) \tag{VI. 04}$$

Les résultats sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI-02 : Coordonnées du profil de déversoir.

X(m)	0	0,130	0,260	0,339	0,520	0,780	1,040	1,30
Y(m)	0,164	0,047	0,009	0,00	0,009	0,078	0,191	0,333

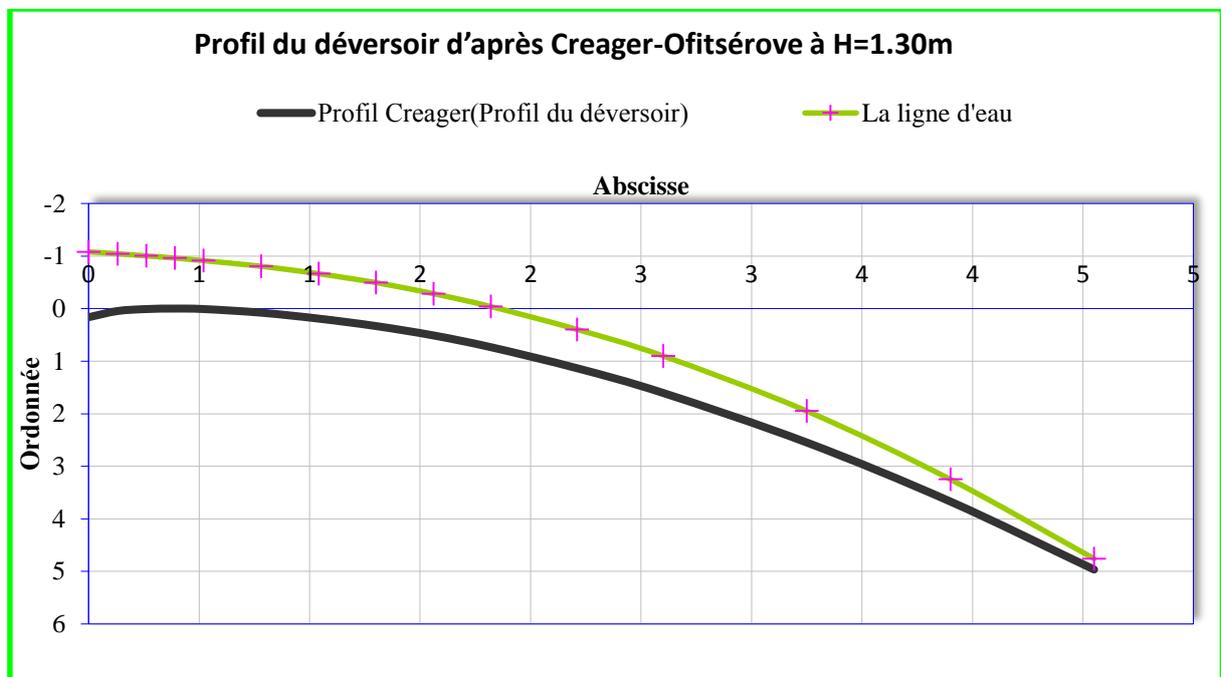


Figure VI-02: Profil du déversoir

c) Chenal d'écoulement : Le chenal suit directement le déversoir, il est généralement de section rectangulaire. Dans notre cas, avec une largeur $b_{ch}=10m$, une pente $i=0,1\%$ et une longueur $L_{ch}=11m$ (conditions topographiques).

L'écoulement dans le chenal doit être fluvial pour permettre le passage à l'écoulement torrentiel, à l'extrémité aval (début de coursier).

La profondeur d'eau au début du chenal est la même que la profondeur d'eau à la fin du convergeant.

-Calcul de la profondeur critique :

On donne au coursier une pente assez suffisante (supérieure à la pente critique) pour provoquer un écoulement torrentiel. Contrairement à cela, l'écoulement dans le chenal est fluvial du fait de la pente souvent inférieure à la pente critique.

La phase de passage d'un régime fluvial au torrentiel ou vice-versa est appelée régime critique où la surface libre occupe le niveau critique. On considère qu'elle est atteinte au point de changement de section.

On calcul la profondeur critique par la formule :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{b^2 g}} \dots\dots\dots (VI. 05)$$

AN :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{29,5^2}{10^2 \times 9,81}} = 1,1m$$

hcr=1,1m

Avec :

q : Débit spécifique (m^2/s) ;

b : Largeur du chenal $b=10m$;

La profondeur critique est $hcr=1,11m$.

Vérification de la pente critique

$$I_{cr} = \left[\frac{Q(b + 2Yc)^{2/3}}{K(b \times Yc)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots (VI. 06)$$

AN : $I_{cr}=0,0012$

$I_{cr}=0,12\%$

$I_{cr}=0,12 > 0,1\%$ donc Le régime doit être fluvial .

Calcul de la profondeur normale :

La profondeur normale h_n (profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement est uniforme) se déduit de la formule de Chézy.

$$Q = S.C. \sqrt{RI} \dots\dots\dots (VI. 07)$$

Avec :

S : Section du chenal $S=b.hn$;

I : Pente du chenal $I=0,12\%$;

C : Coefficient de Chézy $C = R^{1/6}/n$;

R : Rayon hydraulique $R = \frac{S}{P} = \frac{b \times hn}{2hn+b}$.

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par la méthode itérative.

$$Q = K \times I^{1/2} \times (b \times hn)^{5/3} \times (2hn+b)^{-2/3} \quad (\text{formule de Manning}) \quad (\text{VI. 08})$$

K : coefficient de rugosité ($m^{1/3}/s$), On prend : $K = 76.06 m^{1/3}/s$

Puis on fait l'itération comme suit :

Tableau VI-03 : Calcul de la profondeur normale

Hn(m)	$(b \times hn)^{5/3}$	$(2hn+b)^{-2/3}$	Q m^3/s
1,4	29,391	0,24532	173,42
0,881	13,582	0,26839	87,68
0,775	10,969	0,2738	72,24
0,725	9,815	0,27644	65,24
0,695	9,148	0,27806	65,26
0,5	5,284	0,2932	61,18
0,435	4,183	0,2892	29,5
0,41	3,796	0,29472	36,75
0,43	4,109	0,29347	26,91
0,435	4,183	0,29319	29,5

On aura : $hn=1.154 m$.

Conclusion :

$Hn=1,154m > hc = 1,1m$ alors : l'écoulement est fluvial.

d) Le coursier :

En général, le coursier commence par un convergent amenant à la section de contrôle (section ou on atteint la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente.

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 à sa fin, elle égale à celle du coursier. Son rôle consiste à guider les filets d'eau jusqu'au

coursier, passant 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 :

$$L = 2,5 (l_1 - l_2) \quad (\text{VI. 09})$$

Avec :

l_1 : Largeur au plafond du bief amont $l_1=10\text{m}$

l_2 : Largeur au plafond de la section de contrôle $l_2 = Q^{0,4}$

$$l_2=5,43\text{m}$$

Donc : $L = 2,5 (10 - 5,43) = 11,43\text{m}$

$$L=11,43\text{m}$$

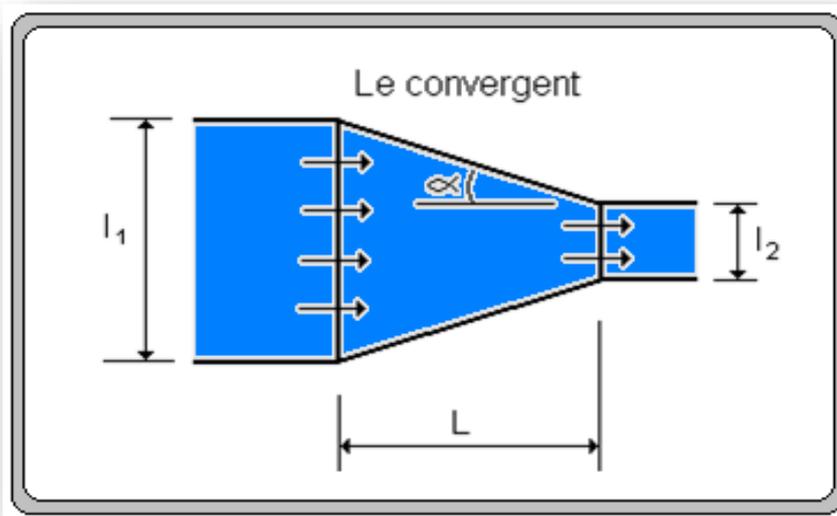


Figure N°VI.03: Schéma d'un convergent.

Largueur du coursier :

Pour assurer de bonnes conditions d'écoulement et de construction, on donne au coursier une section rectangulaire, de la même largeur, à la fin de convergent $b_c=5,43\text{m}$

$$b_c=5,43\text{m}$$

La profondeur critique :

On exécute le même calcul que celui du chenal d'écoulement (on utilise la formule VI.05).

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{29,5^2}{5,43^2 \cdot 9,81}} = 1,44\text{m}$$

Avec :

q : Débit spécifique (m^2/s) ;

b : Largeur du coursier $b=5,43\text{m}$

hcr : Profondeur critique est : hcr=1,44m

hcr=1,44m

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 Icr on associera donc la relation du régime uniforme (formule VI.07)

$$Q = Sc.C. \sqrt{RI}$$

Avec celle du régime critique :

$$\frac{Q^2 \times b}{g * Sc^3} = 1 \quad (VI. 10)$$

L'élimination de Q entre les deux expressions pour une section rectangulaire (S=h.b) conduit à :

$$I_{cr} = \frac{g \times hc}{Rc * C^2} \quad (VI. 11)$$

$$Sc = 10.74m^2 \quad ; \quad P = 2hcr + b = 2(1,44) + 5,43 = 8,31m$$

$$Rc = \frac{S}{P} = \frac{10,74}{8,31} = 1,29 \text{ m} \quad ; \quad C = R^{1/6} / n = 77,74 \frac{m^{1/2}}{s}$$

$$\text{Donc : } I_{cr} = \frac{9,81 \times 1,44}{77,74^2 \times 1,29} = 181 * 10^{-3}$$

Icr=0,181%

Icour > Icritique

-Calcul de la profondeur normale :

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme (cela veut dire que 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 VI.07).

$$Q = S.C. \sqrt{RI}$$

Avec :

S : Section du coursier S=b.hn ;

I : Pente du coursier I=0,3% ;

Cn : Coefficient de Chézy Cn = R^{1/6} / n ;

R : Rayon hydraulique = R = $\frac{S}{P} = \frac{b \times hn}{2hn + b}$.

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante (VI.08) qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = K \times I^{1/2} \times (b \times hn)^{5/3} \times (2hn + b)^{-2/3}$$

Tableau VI-04 : Calcul de la profondeur normale

Hn(m)	$(b \times hn)^{5/3}$	$(2hn+b)^{-2/3}$	Q m ³ /s
1,4	29,391	0,24532	173,42
0,881	13,582	0,26839	87,68
0,775	10,969	0,2738	72,24
0,725	9,815	0,27644	65,24
0,695	9,148	0,27806	65,26
0,5	5,284	0,2932	61,18
0,435	4,183	0,2892	29,5
0,41	3,796	0,29472	36,75
0,43	4,109	0,29347	26,91
0,435	4,183	0,29319	29,5

Conclusion :

On aura $hn=0,436$ m.

-Classification du mouvement et du régime d'écoulement :

$I=10\%$ ($hn= 0,43$ m), $I_{cr}= 0.24 \%$ ($h_{cr}=1.44$ m)

Suivant les valeurs numériques ci-dessus on constate que $I > I_{cr}$ ($hn < h_{cr}$) alors le régime d'écoulement est torrentiel (type de T_2) et le coursier 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 30m (le pas).

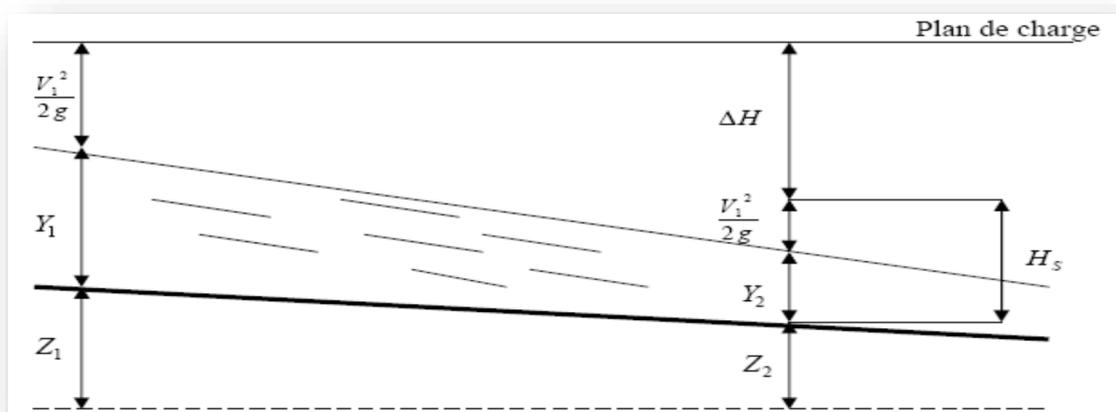


Figure. VI-3: Schéma explicative du linge d'eau.

Tableau VI-05 : Données de calcul la ligne d'eau

Q (m3/s)	Strickler	I (m/m)	yn	yc	Lbief(m)
29,5	76,06	0,1	0,64	1,44	150

Tableau VI-06 : Ligne d'eau avec un pas de 30m

Section	abscis (m)	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)	J (m/m)
amont	0,00	30,00	1,44	1,00	2,165	0,0028
1	30,00	30,00	0,881	2,097	2,819	0,0119
2	60,00	30,00	0,775	2,54	3,27	0,0175
3	90,00	30,00	0,725	2,80	3,58	0,0215
4	120,00	30,00	0,695	2,98	3,80	0,0243
aval	150,00	30,00	0,4346	6,064	8,40	0,0262

On a :
$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}} \quad (VI. 12)$$

Où :

Fr : Nombre de Froude;

D'après le Tableau VI-06 la valeur qu'on doit adopter est : $y_2=0.4346$ m

V : Vitesse de sortie du coursier tel que $V = \frac{Q}{S}$

AN:
$$V = \frac{Q}{S} = \frac{29.5}{5.43 \times 0.43} = 12,50 \text{ m/s}$$

V=12,50 m/s

Donc:
$$F = \frac{12,50}{\sqrt{9,81 \times 0,43}} = 6.09$$

F=6,09

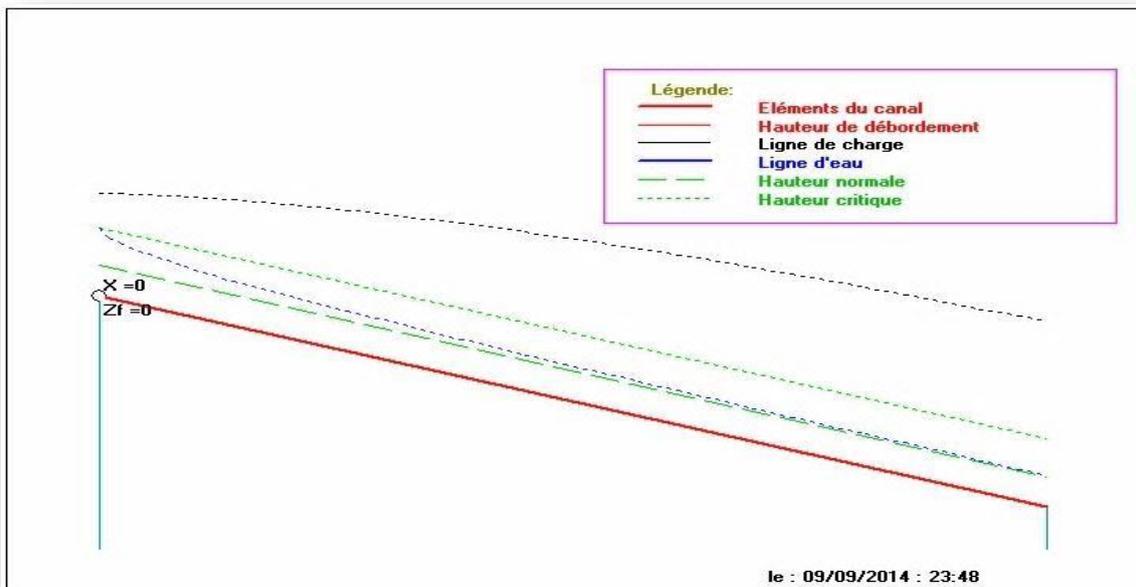


Figure VI-04: La courbe de La ligne d'eau.

e. Dissipateur d'énergie :

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

$1,00 \leq F_r \leq 1,70$ Ressaut ondulé;

$1,70 < F_r \leq 2,50$ Ressaut faible de petites apparitions en surface;

$2,50 < F_r \leq 4,50$ Ressaut oscillant

$4,50 < F_r \leq 9,00$ Ressaut stable (Stationnaire);

$F_r > 09$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Froude est supérieur à 4,50; cela veut dire que le ressaut va se produire nettement. 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 inférieure 15 m/s, alors ai appeler à utiliser le bassin de *type II*

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 .

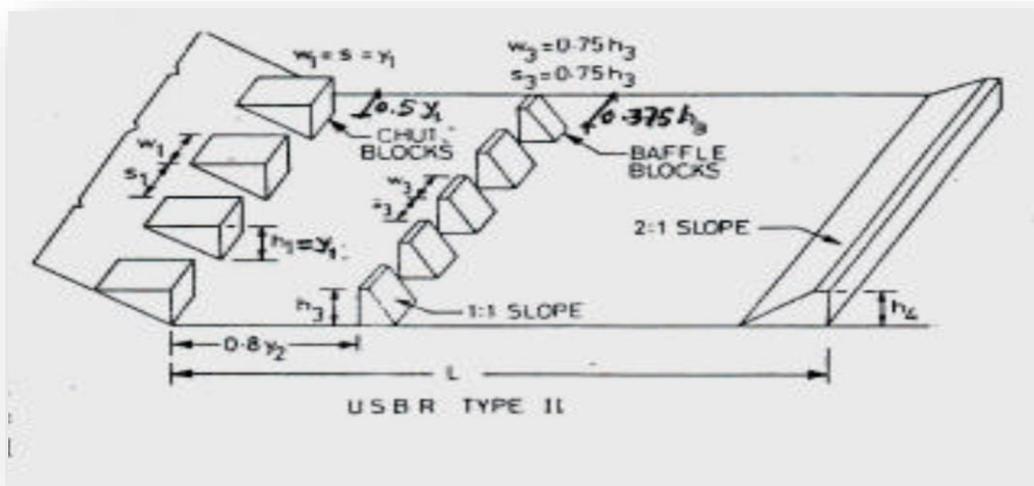


Figure VI-05: Bassin de dissipation *type II*

(Selon USBR)

Dimensionnement du bassin :

De l'abaque de l'Annexe "C" On a :

$$\frac{y_2}{y_1} = 8,075$$

Avec y_1 : tirant d'eau avant le ressaut en (m);

y_2 : tirant d'eau après le ressaut en (m).

$$y_2 = 8,075 \times 0,43$$

AN:

$$y_2 = 3,50 \text{ m}$$

Longueur du bassin :

De l'abaque de l'Annexe "B" on a :

$$\frac{L_{\text{bas}}}{y_2} = 02,40$$

AN: $L_{\text{bas}} = 2,40 \times 3,5$.

On prend

$$L_{\text{bas}} = 8,4$$

Dimensionnement des blocs de chute :

$$h_1 = y_1 = e_1 = 0,43 \text{ m}$$

Avec h_1 : hauteur des blocs de chute à l'entrée;

e_1 : l'espacement entre les blocs de chute;

Le nombre des blocs de chutes est 4 blocs.

D'après l'abaque:

$$\frac{h_2}{y_1} = 1,5 \Rightarrow h_2 = 0,996 \text{ m}$$

$$\frac{h_4}{y_1} = 1,30 \Rightarrow h_4 = 0,86 \text{ m}$$

Avec h_2 : hauteur du bloc chicane;

h_1 : hauteur du seuil terminal.

Dimensionnement des blocs chicane:

$$l = 0,20 \times h_2 = 0,2 \text{ m.}$$

$$L = 0,75 \times h_2 = 0,74 \text{ m.}$$

Avec l : largeur du seuil;

L : espacement entre les blocs.

$$a = 0,80 * y_2 = 3,5 \text{ m.}$$

Avec a : distance entre les blocs de chutes et les blocs chicanes.

Le nombre des blocs chicanes est 3 blocs.

- Hauteur des murs à l'entrée du coursier :

La vitesse de l'eau au niveau de la section de contrôle est :

$$V = \frac{Q}{b.Y}$$

$$V = 12,5 \text{ m/s}$$

La revanche (R) est égale à : $R = 0,61 + 0,14 \cdot V^{1/3}$

$$R = 0,93 \text{ m}$$

D'où : la hauteur du mur H_m du chenal sera :

$$H_1 = H_c + R = 0,43 + 0,93 = 1,37 \text{ m}$$

On prend : $H_1 = 1,37 \text{ m}$.

- Hauteur des murs à la fin du coursier :

$$h_2 = h_f + r.$$

h_f : Hauteur d'eau à la fin du coursier en m.

$$h_f = 3,5 \text{ m.} \quad V = 1,55 \text{ m/s} \quad \text{et} \quad r = 0,93 \text{ m.}$$

$$\text{D'où} \quad H_2 = 4,28 \text{ m} \quad \text{On prend} \quad h_{\text{mbfc}} = 4,3$$

F) Canal de fuite :

Le canal de fuite fait suite au bassin de dissipation, il sert essentiellement, à conduire l'eau vers l'Oued.

Le canal de fuite projeté est de section trapézoïdale de largeur a la base $b=5,43\text{m}$, d'une longueur $L=54 \text{ m}$ et de pente $I_{cf}=1,4\%$.

-La hauteur critique :

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcule par la formule suivante :

$$h_{cr} = K \cdot H_{cr} \quad \text{(VI. 22)}$$

$$\text{Avec : } H_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} = 1,44 \text{ m} \quad \text{Et} \quad \sigma_{cr} = \frac{H \times m}{b} = 0,26;$$

$$K = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,105(\sigma_{cr}^2)\right) = 0,92$$

m : Fruit des talus du canal de fuite $m=1$.

Ce qui donne $h_{cr} = 1,44 \text{ m}$

$$h_{cr} = 1,44 \text{ m}$$

La pente critique :

$$\text{Elle est donnée par : } I_{cr} = \frac{g \times h_{cr}}{C^2 \times R_c} \quad \text{(VI. 23)}$$

Avec :

I_{cr} : pente critique;

Sc : Section critique $S_c = m (h_{cr})^2 + b \cdot h_{cr} = 9,92 \text{ m}^2$;

P_{cr} : Périmètre critique $P_{cr} = b + 2 \times h_{cr} \sqrt{1+m^2} = 9,51 \text{ m}$;

R_c : Rayon critique $R_c = S_c / P_c = 1.04 \text{ m}$;

C_c : Coefficient de Chézy $C_c = R^{1/6} / n = 77.46 \text{ m}$.

La pente critique est : $I_{cr} = 0,0018 = 0,18\%$

$I_{cr} = 0,18\%$

- Profondeur normale dans le canal :

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy VI.07) est :

$$Q = S.C. \sqrt{RI}$$

Pour la hauteur normale on a :

$$P_n = b + 2hn \sqrt{1+m^2}$$

$$S_c = m \times (hn)^2 + b \times hn$$

$$R = S_n / P_n, \quad C_n = R^{1/6} / n$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = 1/n \times I^{1/2} \times (m \times hn^2 + b \times hn)^{5/3} \times (b + 2hn \sqrt{1+m^2})^{-2/3} \tag{VI. 24}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Hn(m)	$(m \times hn^2 + b \times hn)^{5/3}$	$(b + 2hn \sqrt{1+m^2})^{-2/3}$	Q(m ³ /s)
0,5	15,85862412	0,190785707	25,57097713
0,51	16,41678663	0,190362913	28,44403217
0,52	16,98368029	0,189942454	29,36124825
0,5215	17,06946674	0,189879585	29,49978785

Le calcul par itération donne : hn=0,52m

- Vitesse dans le canal :

$$V = \frac{Q}{S} \tag{VI. 25}$$

AN :

$$V = \frac{29.5}{1 \times 0.52^2 + 0.52 \times 5.43} = 9,50 \text{ m/s}$$

V=9,50m/s

VI.2 Ouvrage de vidange :

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

1).D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus aval).

2).De vider la tranche morte en fin de saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire (prise, parement amont de la digue).

3).De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).

VI.2 .1 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :

VI.2.1.1 Calcul du débit de vidange :

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue et du volume entrant durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \quad (\text{VI. 30})$$

Avec :

V_u : volume utile en [m³].

T : temps de vidange (1 jours).

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal au débit moyen annuel).

$$\text{AN: } Q_{vf} = \frac{0,08020 \times 10^6}{1 \times 86400} + \frac{0,094 \times 10^6}{31,53 \times 10^6} = 1,86 \text{ m}^3/\text{s} \quad Q_{vf} = 1,86 \text{ m}^3/\text{s}$$

-Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :

On a:

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \quad (\text{VI. 31})$$

$$\text{D'où: } S = \frac{Q_{vf}}{\mu \sqrt{2gH}}$$

Avec :

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m³/s);

H : Charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m]. ($H=9\text{m}$);

μ : Coefficient de débit : $\mu = 0,80$.

$$\text{AN : } S = 0,175 \text{ m}^2$$

$S = 0,175 \text{ m}^2$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0,175}{\pi}} = 0,472 \text{ m}$$

$$D = 500 \text{ mm}$$

Le diamètre normalisé est de 500mm .

-Correction du coefficient de débit μ :

$$\text{On a :} \quad \mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \quad (\text{VI. 34})$$

$\sum \xi_I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

Coefficients des pertes de charge linéaires:

$$\xi_{\text{lin}} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \quad (\text{VI. 35})$$

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge; $\lambda = 0,02$

D : Diamètre de la conduite [D = 500mm];

L : longueur de la conduite de vidange en [m] (l = 60 m).

$$\text{A.N:} \quad \xi_{\text{Lin}} = 3,34$$

-Coefficient de pertes des charges singulières :

On a :

$$\xi_{\text{Entrée}} = 0,5 \quad , \quad \xi_{\text{vannes}} = (0,25 + 0,25) = 0,50$$

$$\xi_{\text{grille}} = 0,2 \quad \text{cône de réduction} \quad \xi_r = 0,2 \quad ; \quad \text{rétrécissement} \quad \xi_{\text{rt}} = 0,37$$

Changement de direction $\xi_{\text{cd}} = 3$

Donc : $\sum \xi_s = 4,79$

AN :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (3,34 + 4,79)}} = 0,330; \quad S = \frac{1,86}{0,330 \times \sqrt{2,9,81,9}} = 0,424 \text{ m}^2.$$

$$\text{D'ou :} \quad D_{\text{vf}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,424}{\pi}} = 0,734 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé : $D_{\text{vf}} = 700 \text{ mm}$

$$D_{\text{vf}} = 700 \text{ mm}$$

La conduite étant en acier de diamètre 700mm.

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$V_s = \frac{Q_{\text{vf}}}{S_{\text{con}}} \quad (\text{VI. 36})$$

$$\text{AN : } V_s = \frac{1.86}{0.424} = 4,38 \text{ m/s}$$

VI.3 Dimensionnement de la prise d'eau :

Le but de la conduite est le prélèvement d'un débit destiné à l'irrigation des régions situées à l'aval de notre retenue.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le tableau qui représente la distribution mensuelle de la demande, le volume maximum demandé est celui du mois de juillet.

$$V_{\max} = 0,003 \text{ Mm}^3.$$

$$\text{Donc : } Q = \frac{V_{\max}}{T} \quad (\text{VI. 37})$$

En utilisant la formule (VI 31) $Q_{\max} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$

$$Q = \frac{30000}{1.30.3600} = 0,27 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 0,27 \text{ m}^3/\text{s}$$

T : Temps de prise (T = 1heurs);

μ : coefficient de débit : $\mu = 0,50$;

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse.

A.N:

$$S = \frac{0,27}{0,50 \times \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 9}} = 0,0418 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0418}{\pi}} = 0,230 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D = 250 \text{ mm}$$

$$D = 250 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_l}}$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Donc :

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D} \quad (\text{VI. 38})$$

AN :

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{0,02 \times 81.6}{0,250} = 7,50$$

$$\text{Donc : } \mu = \frac{1}{\sqrt{1+7,50}} = 0,330$$

$$\text{A.N: } S = \frac{0,059}{0,27 \times \sqrt{2,9,81,9}} = 0,063 \text{ m}^2$$

$$D = 0,33 \sqrt{\frac{4,0,063}{\pi}} = 0,283 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D = 300 \text{ mm}$$

$$D = 300 \text{ mm}$$

-Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau :

$$V_c = \frac{Q_{\max}}{s} \quad (\text{VI. 39})$$

$$V_c = \frac{Q_{\max}}{s} = \frac{0,277}{0,063} = 4,39 \text{ m/s}$$

$$V_{\text{con}} = 4,39 \text{ m/s}$$

Conclusion :

La conduite de prise de diamètre de 300 mm, le prélèvement des eaux s'effectue à un seul niveau de prise à une côte élevée par rapport à celle du volume mort. Les organes de commandes seront regroupés avec ceux de la vidange au pied aval de la digue.

CHAPITRE VII :

Organisation de Chantier

VII.1.Introduction

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions d'un projet ou d'un travail quelconque.

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.

Cette organisation consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter.

Organiser un chantier revient donc à prendre toutes mesures pour que la réalisation du projet se fasse:

- En conformité avec les plans établis;
- De bonne qualité;
- Aux moindres délais;
- Aux moindres coûts;
- Sans accidents humains.

VII.2.Installations du chantier

-Installations Destinées Au Personnel :

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

-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 et de ce fait faciliter le dosage du béton.

Les aciers doivent être stockés dans des endroits lions de la forte humidité (baraquements, hangars...).

-Installations Destinées A 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.

-Installation 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.3.Ordre d'exécution des travaux

- Installation du chantier;
- Implantation des axes des différents ouvrages;
- Coupure et dérivation de l'oued;
- Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dit et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues;
- Coupure finale et mise en eau.

VII.4.Succession des opérations du chantier

-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.

-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 et celle de vidange de fond;
- Approvisionnement des matériaux filtrants;
- Exécution du remblai de la retenue;
- Génie civil des ouvrages de prise et de vidange de fond ;
- 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.5.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 rétro;
- 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.

VII.5.1. 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...).

VII.5.2. 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.

VII.5.3. Exécution de la digue

-Décapage de la couche de terre 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.

Exécution de la fouille du noyau :

- * Les terrains meubles seront excavés à l'aide des pelles;
- * Les terrains rocheux à l'aide d'explosifs.

Exécution du noyau de la digue :

- * Déchargement: se fait à l'aide des camions à bennes;
- * Régalage : se fait à l'aide de niveleuses;
- * Humectage : à l'aide des camions citernes;
- * Compactage : s'effectue en utilisant des compacteurs à pied de mouton jusqu'à atteindre la densité optimale.

VII.5.4. 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.

VII.6 Rendement des différents engins

-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: (VII-.01)

$$R_{ex} = g.n.\frac{K_r.K_u}{K_a}$$

- Avec 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;
- K_r: coefficient de remplissage du godet (0,8 ÷ 0,9);
- K_u: coefficient d'utilisation (0,7 ÷ 0,9);
- K_a: coefficient d'ameublissement du sol (1,14 ÷ 1,25).

-Engin de transport :

L'engin le plus souvent utilisé est le camion à benne, Son rendement est estimé à:

$$R_b = 60.Q.\frac{K_i.K_u}{T} \tag{VII.02}$$

- Avec : Q: capacité du camion benne ;
- K_i: coefficient d'uniformité de présentation du camion de charge (0,9);
- K_u: 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:

$$n = \frac{R_{ex}}{R_b} \tag{VII.03}$$

-Engin de nivellement :

L'engin qui est utilisé souvent est la niveleuse, Son rendement est estimé à:

$$R_{n=q} * n * K_u * K_p \dots \tag{VII.04}$$

- Avec Q: volume du sol devant la lame de niveleuse;
- n : nombre de cycle pour une opération complète;
- K_u: coefficient d'utilisation;
- K_p: coefficient de perte du sol.

-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:

$$R = K \cdot \frac{V \cdot L \cdot H}{N}, \quad (\text{VII.05})$$

Avec K: coefficient d'efficience;
 V: vitesse du compacteur;
 L: largeur traitée;
 H: épaisseur de la couche;
 N: nombre de passes.

VII.7.Planification

VII.7.1.Définition

C'est une méthode qui 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.7.2.Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

VII.7.2.1.Méthodes basées sur le réseau

× 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 :

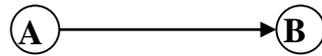
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



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.

✦ **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.

✦ **Différentes méthodes basées sur le réseau :**

-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 :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

-Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technic) :

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

-Méthode 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).

✦ **Méthodes basées sur le graphique :**

-Méthode linéaire (ligne of balance technic) :

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

-Méthode à barres :

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail)

VII.7.2.2.Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend les étapes suivantes :

-Collection des informations :

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

-Décomposition du projet :

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

-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.7.2.3.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.7.3.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

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 :
$$\begin{cases} \mathbf{DFP} = \mathbf{DCP} + \mathbf{TR} \\ \mathbf{DCPP} = \mathbf{DFPP} - \mathbf{TR} \end{cases}$$

VII.7.3.1. Chemin critique (CC)

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 :

$$CC \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{c.c} = D.T.P \end{cases}$$

VII.7.3.2. 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 :
$$\begin{cases} Q = \text{quantité de travail} \\ N = \text{rendement} \\ n = \text{nombre d'équipes} \end{cases}$$

VII.7.4 LES PLANNINGS :

Il existe trois types de plan de travail

VII.7.4.1 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.7.4.2 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.7.4.3. Plan De Travail Intermédiaire

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VII.8.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 tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation en bon escient 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; 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 en pénaliser leur bonne réalisation.

Tableau.VII.1.Symboles des opérations

Phases des Travaux	Opérations	Duré (mois)
<i>Phase 01</i> : Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier;	A	1
<i>Phase 02</i> : décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange ;	B	1
<i>Phase 03</i> : décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage ;	C	2
<i>Phase 04</i> : préparation des zones d'emprunt ;	D	2
<i>Phase 05</i> : déboisement de la cuvette ;	E	3
<i>Phase 06</i> : remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	F	1
<i>Phase 07</i> : approvisionnement du filtre	G	2
<i>Phase 08</i> : mise en place un système de drainage	H	1
<i>Phase 09</i> : remblai compacté	I	4
<i>Phase 10</i> : excavations de l'évacuateur de crues	J	1
<i>Phase 11</i> : génie civil de l'évacuateur de crues	K	2
<i>Phase 12</i> : revêtements de talus	L	3
<i>Phase 13</i> : équipements hydraulique	M	1
<i>Phase 14</i> : travaux des finitions	N	2

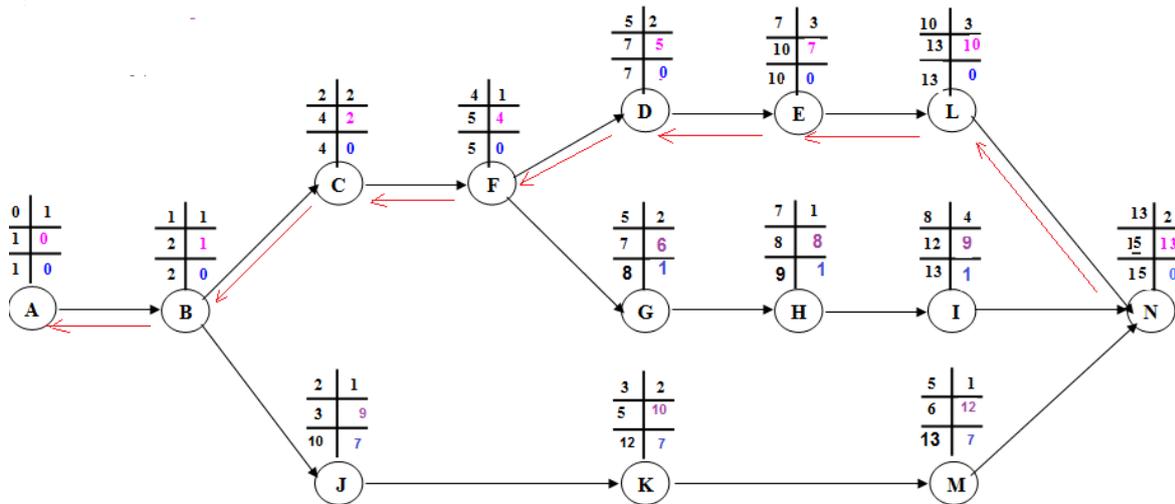


Figure.VII.1.Réseau à nœuds

VII.10 Détermination des chemins critiques

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau.VII.2.Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	1	0	1	0	1	0
B	1	1	2	1	2	0
C	2	2	4	2	4	0
D	2	5	7	5	7	0
E	3	7	10	7	10	0
F	1	4	5	4	5	0
G	2	5	7	6	8	1
H	1	7	8	8	9	1
I	4	8	12	9	13	1
J	1	2	3	9	10	7
K	2	3	5	10	12	7
L	3	10	13	10	13	0
M	1	5	6	12	13	7
N	2	13	15	13	15	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation de la retenue collinaire **BALOUL** est égal à 15 mois.

Tableau VII.03: Programme des travaux pour la réalisation du la retenue collinaire
BALOUL

Phase de réalisation	Mois 01	Mois 02	Mois 03	Mois 04	Mois 05	Mois 06	Mois 07	Mois 08	Mois 09	Mois 10	Mois 11	Mois 12	Mois 13	Mois 15
<i>Phase 01</i> : Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier pour le chantier;	1													
<i>Phase 02</i> : décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de dérivation provisoire; vidange		1												
<i>Phase 03</i> : décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage			2											
<i>Phase 04</i> : préparation des zones d'emprunt						2								
<i>Phase 05</i> : déboisement de la cuvette								3						
<i>Phase 06</i> : remblai de la tranche d'ancrage et des fondations					1									
<i>Phase 07</i> : approvisionnement du filtre						2								
<i>Phase 08</i> : mise en place un système de drainage								1						
<i>Phase 09</i> : remblai compacté									4					
<i>Phase 10</i> : excavations de l'évacuateur de crue			1											
<i>Phase 11</i> : génie civil de l'évacuateur de crues				2										
<i>Phase 12</i> : revêtements de talus											2			
<i>Phase 13</i> : équipements hydraulique						1								
<i>Phase 14</i> : travaux des finitions													2	

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. Tout ceci est normalement pris en charge lors de l'étude d'organisation d'un chantier.

CONCLUSION GENERALE

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de l'étude de la retenue collinaire de **BALOUL** sur l'oued **LOUDI** ont permis de tirer les conclusions suivantes :

La réalisation de la digue et la construction de ces ouvrages annexes n'implique aucune difficulté technique particulière.

La retenue collinaire de **BALOUL** sur oued **LOUDI** peut assurer la pérennité de l'irrigation, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur des nouvelles terres, l'intensification et la diversification des cultures.

Le projet de la retenue collinaire sur oued **LOUDI** est considéré comme un investissement primordial dans la région et pour le pays, puisqu'il permettrait d'assurer les ressources hydriques nécessaires pour la survie des communautés.

A la fin on espère que cette étude à toucher tous points essentiels du dimensionnement, un entretien de la digue est fortement conseillée pour l'augmentation de la durée de vie de l'ouvrage en question.

Tableau III.11. : Série d'observation (35ans) .

Année	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Annuel
1966	3	26	22.4	4.1	21	19	5.7	23.4	12	26	0	0	162.6
1967	20.5	11.7	30	30	7	15	48	21.5	21	21	0	0	225.7
1968	0	0	17.3	30	22	21	13.9	34.4	28	8	7	2	183.6
1969	8	32	18	19	22	0	11	26	14	0	0	0	150
1970	0	0	1.1	6.5	24	0	14	10.7	22	0	8.3	0.9	87.5
1971	4.4	37.3	41	25	21	20	21.3	12.3	14	6.2	5.4	4.4	212.3
1972	12.8	19.1	12	26	20	17	16.5	33.8	0	32	0	0	189.2
1973	5	0	10.3	21	0	14	17.3	26.5	0	16	0	5	115.1
1974	5	8.1	14.3	0	11	14	34.3	35.2	23	10	0	2.4	157.3
1975	19.1	0	17.6	7.5	20	33	13.3	33	18	0	0	0	161.5
1976	0.8	40	8.8	17	18	7.6	6.2	13.8	19	16	0	0.2	147.4
1977	8	9.8	56.4	13	19	7.6	13	10.8	15	0	0	0	152.6
1978	0	28.6	16	6.1	9	22	21.4	15.8	2.3	3.1	2.1	2.8	129.2
1979	5.1	21.5	29.3	9.5	9.8	10	0	14.2	7.6	0	0	0	107
1980	17.9	11.8	4.7	22	12	13	7.4	13.6	11	3.2	2.1	6.2	124.9
1981	0.3	16	0	9.7	12	24	14.7	26.4	17	5.7	0	1.3	127.1
1982	7.3	18.5	23.5	9.3	0	6.5	2.7	2.3	3.4	0.1	0	0	73.6
1983	0	0	8.05	10	16	21	7.8	7.7	8.6	14	0.8	0	93.95
1984	0.7	12.3	37	16	9.5	2	14.3	4.7	21	0	0	0	117.5
1985	13.6	6.5	10.3	17	30	36	24.4	10.2	15	16	0	18.1	197.1
1986	10.4	28.8	9.7	15	19	23	5.7	9.9	5.2	0	49	0	175.7
1987	6.2	9.9	13.1	9.2	47	13	8.3	11.5	10	4.7	0	0	132.9
1988	7.4	15.5	15.1	5.6	13	9.5	2.7	3.7	6.6	16	0	34.5	129.6
1989	0	0	5.2	14	18	0	5.5	12.3	41	0	5.1	7.2	108.3
1990	3.5	8.2	15.5	16	6.8	6.5	39.3	3.6	17	0	3.2	0	119.6
1991	2.6	8.5	12.1	8.5	6.4	7.5	41.5	11.6	17	6.3	6.2	5.2	133.4
1992	0	10.8	10.4	7.4	2.5	20	5.8	17.2	7.5	0	0	0	81.6
1993	24.8	10.5	8.8	8.3	16	23	5.8	4.5	0	0	0	7.2	108.9
1994	22.3	41.5	11.5	4.2	8.9	43	21.2	20.8	0	2	0	7.5	182.9
1995	0	13.5	7.6	40	16	34	17.4	15.2	16	2	0.8	1.3	163.8
1996	0	6.3	18.7	16	20	4.5	0	31.8	9.8	0	3.6	16.2	126.9
1997	17.5	24.8	25.2	4.2	9.2	11	5.8	26.2	8.6	9.8	0	0	142.3
1998	0	0	5.2	3.2	18	14	22.4	0	0	0	0	6.5	69.3
1999	3	13.3	8.05	4.2	0	0	4.5	3.5	4.6	0	0	0	41.15
2000	0	17.5	34.2	8.2		4.6	2.7	3.7	6.6	2	0.8	1.3	81.6
2001	0	0	22.6	10.5	6.2	4.6	2.7	3.7	67.2	0	0	12.8	130.3
2002	0	0	11.5	7.4	22.4	4.6	2.7	3.7	9.8	8.5	0	0	70.6

Tableau III.16: pluie de courte durée pour les différentes fréquences et leur intensités .

T	Fréquence									
	1%		2%		5%		10%		20%	
	Pmax t (mm)	I0 (mm/h)								
0.5	17.76	35.52	16.49	32.98	14.80	29.61	13.43	26.86	11.94	23.88
1	22.17	22.17	20.59	20.59	18.48	18.48	16.77	16.77	14.91	14.91
1.5	25.24	16.83	23.44	15.63	21.04	14.03	19.09	12.73	16.97	11.31
2	27.68	13.84	25.70	12.85	23.07	11.53	20.93	10.47	18.61	9.30
2.5	29.73	11.89	27.60	11.04	24.77	9.91	22.48	8.99	19.98	7.99
2.62	30.18	11.52	28.02	10.69	25.15	9.60	22.82	8.71	20.29	7.74
3	31.51	10.50	29.26	9.75	26.26	8.75	23.83	7.94	21.18	7.06
5	37.11	7.42	34.46	6.89	30.93	6.19	28.06	5.61	24.95	4.99
7	41.33	5.90	38.37	5.48	34.44	4.92	31.25	4.46	27.78	3.97
8	43.13	5.39	40.05	5.01	35.95	4.49	32.62	4.08	29.00	3.62
9	44.79	4.98	41.59	4.62	37.33	4.15	33.87	3.76	30.11	3.35
10	46.32	4.63	43.01	4.30	38.61	3.86	35.03	3.50	31.14	3.11
11	47.76	4.34	44.34	4.03	39.80	3.62	36.12	3.28	32.11	2.92
12	49.11	4.09	45.60	3.80	40.93	3.41	37.14	3.09	33.01	2.75
13	50.38	3.88	46.78	3.60	41.99	3.23	38.10	2.93	33.87	2.61
14	51.59	3.68	47.90	3.42	43.00	3.07	39.02	2.79	34.68	2.48
15	52.74	3.52	48.97	3.26	43.96	2.93	39.89	2.66	35.46	2.36
16	53.84	3.37	49.99	3.12	44.87	2.80	40.72	2.54	36.20	2.26
17	54.90	3.23	50.97	3.00	45.75	2.69	41.52	2.44	36.90	2.17
18	55.91	3.11	51.91	2.88	46.60	2.59	42.28	2.35	37.59	2.09
19	56.88	2.99	52.82	2.78	47.41	2.50	43.02	2.26	38.24	2.01
20	57.83	2.89	53.69	2.68	48.19	2.41	43.73	2.19	38.87	1.94
21	58.74	2.80	54.54	2.60	48.95	2.33	44.42	2.12	39.49	1.88
22	59.62	2.71	55.36	2.52	49.69	2.26	45.09	2.05	40.08	1.82
23	60.47	2.63	56.15	2.44	50.40	2.19	45.73	1.99	40.65	1.77
24	61.30	2.59	56.92	2.37	51.09	2.13	46.36	1.93	41.21	1.72

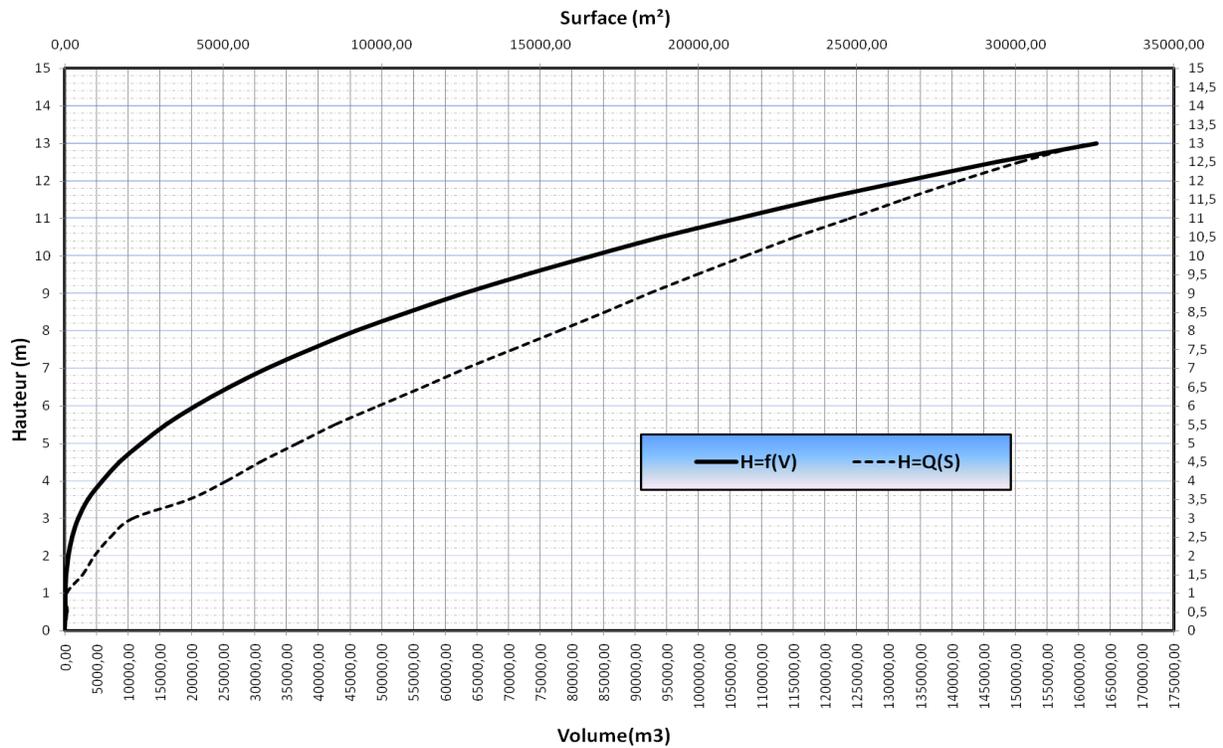


Figure III.12 : Courbe capacité-hauteur

TABLEAU III.26 : DEBIT DE CRUE DE MONTEE

Temps (h)	0	0,50	1	1,50	2	2,50	2,62
Q0.1%	0,000	1,813	7,250	16,314	29,002	45,315	49,77
Q1%	0,000	1,471	5,883	13,236	23,530	36,766	40,38
Q2%	0,000	1,357	5,429	12,216	21,718	33,934	37,27
Q5%	0,000	1,187	4,749	10,686	18,997	29,682	32,6
Q10%	0,000	1,043	4,174	9,391	16,695	26,086	28,65

TABLEAU III.27_ : DEBIT DE CRUE DE DESCENTE

Temps (h)	3,12	3,62	4,12	4,62	5,12	5,62	6,12	6,62
Q0.1%	40,863	33,088	26,368	20,625	15,783	11,765	8,495	5,895
Q1%	33,154	26,845	21,393	16,734	12,805	9,546	6,892	4,783
Q2%	30,600	24,778	19,745	15,445	11,819	8,811	6,361	4,414
Q5%	26,766	21,673	17,271	13,510	10,338	7,707	5,564	3,861
Q10%	23,523	19,047	15,178	11,873	9,086	6,773	4,890	3,393

Temps (h)	7,12	7,62	8,12	8,62	9,12	9,62	10,12	10,48
Q0.1%	3,888	2,398	1,347	0,660	0,258	0,065	0,005	0,000
Q1%	3,154	1,945	1,093	0,535	0,209	0,053	0,004	0,000
Q2%	2,911	1,796	1,009	0,494	0,193	0,049	0,004	0,000
Q5%	2,547	1,571	0,882	0,432	0,169	0,043	0,003	0,000
Q10%	2,238	1,380	0,776	0,380	0,148	0,038	0,003	0,000

Tableau .III. 31: Régularisation saisonnière sans tenir comptes des pertes.

					1ère consigne			2ème consigne		
Besoin	mois	A80%	U	A80%-U	V _{rf}	V _{ri}	s	V _{rf}	V _{ri}	s
(m3)					V _m	0,009302			0,009302	
1750	SEP	0,0056	0,001750	0,0039	0,013			0,0055	0,009302	-0,00385
0	o	0,0165	0,000000	0,0165	0,030			-0,0072	0,009302	-0,0165
0	N	0,0187	0,000000	0,0187	0,048			-0,0094	0,009302	-0,0187
0	D	0,0213	0,000000	0,0213	0,070	0,067938	0,001714	-0,0120	0,009302	-0,0213
0	J	0,0219	0,000000	0,0219	0,090	0,067938	0,0219	-0,0126	0,009302	-0,0219
0	F	0,0206	0,000000	0,0206	0,089	0,067938	0,0206	0,0072	0,009302	-0,002114
0	M	0,021	0,000000	0,0210	0,089	0,067938	0,021	0,0278		
2250	AV	0,0214	0,002250	0,0192	0,087	0,067938	0,01915	0,0488		
17750	M	0,0141	0,017750	-0,0037	0,064			0,0679		
19750	J	0,0047	0,019750	-0,0151	0,049			0,0643		
21254	JU	0,0021	0,021254	-0,0192	0,030			0,0492		
22982	aout	0,0022	0,022982	-0,0208	0,009			0,0301		
85736	<i>somme</i>	0,170	0,085736					0,009302		
						<i>s</i>	0,08		<i>s</i>	0,08

Tableau III.33: Régularisation saisonnière en tenir comptes des pertes .

mois	A _{80%}	U	P	A _{80%} -U	V _{rf}	v _{ri}	S	V _{rf}	v _{ri}	S
					V _m	0,009				
SEP	0,006	0,002	0,002	0,002	0,011			0,007	0,0093	-0,002
O	0,017	0	0,002	0,014	0,025			0,003	0,0093	-0,007
N	0,019	0	0,003	0,016	0,041			0,017		
D	0,021	0	0,003	0,018	0,059			0,033		
J	0,022	0	0,003	0,018	0,078			0,051		
F	0,021	0	0,005	0,016	0,094			0,069		
M	0,021	0	0,008	0,013	0,107			0,085		
A	0,021	0,00225	0,009	0,010	0,117	0,1089	0,009	0,0987		
M	0,014	0,01775	0,012	-0,015	0,094			0,109		
HUI	0,005	0,01975	0,013	-0,028	0,065			0,094		
JUIL	0,002	0,021254	0,012	-0,031	0,035			0,065		
OU	0,002	0,022982	0,005	-0,025	0,009			0,035		
	0,170			0,034				0,009302		
						S	0,009		S	0,009

Tableau 44 : Calcul du débit déversant pour différentes valeurs de h_f

$h_d(m)$	PHE (m)	V_{PHE} (m ³)	V_F	$Q_{maxp\%}$
				$Q_{maxP\%(1-VF/VCcr)}$
0,25	854,45	100155	12101	37,67
0,5	854,70	106278	18224	35,50
0,75	854,95	112601	24547	33,51
1	855,20	119123	31069	31,67
1,25	855,45	125844	37790	29,98
1,5	855,70	132763	44709	28,42
1,75	855,95	139881	51827	26,97
2	856,20	147195	59141	25,63

Tableau 45 : Volumes et débit déversant.

H (m)	Cote (m)	Débit (m³/s)	Volume(m³)
0.00	854.20	0.00	25.00
0.25	854.45	2.35	4947.35
0.50	854.70	6.66	11070.78
0.75	854.95	12.23	17393.51
1.00	855.20	18.83	23915.41
1.25	855.45	26.31	30636.20
1.50	855.70	34.58	37555.44

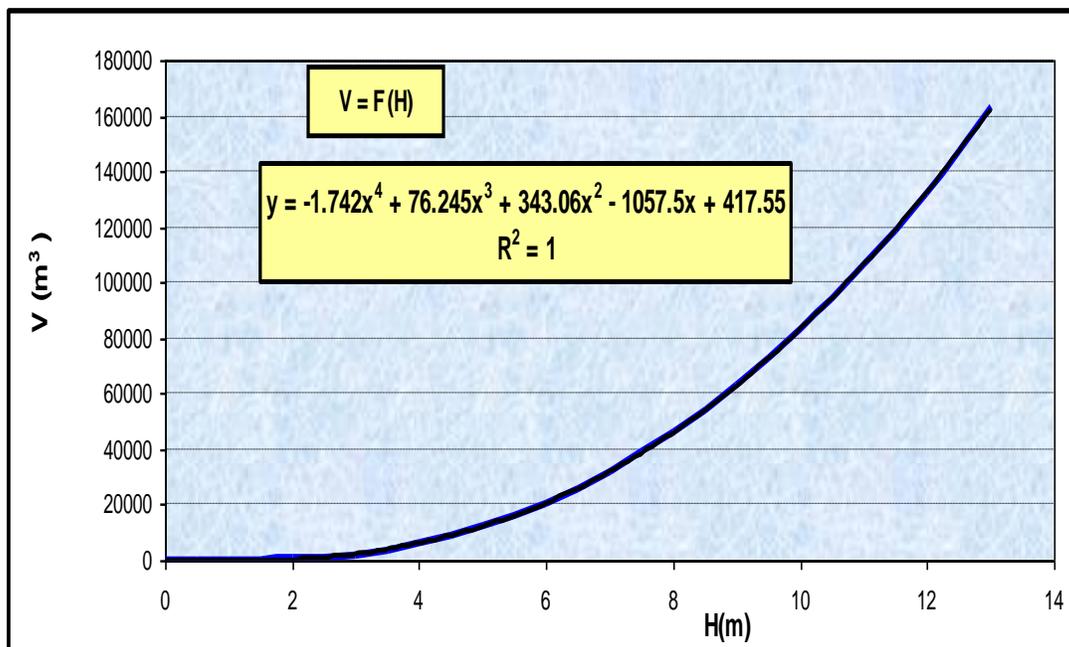


Figure III.15: Courbe des débits déversant pour $b=10.00m$

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

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

Source : Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale

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

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

Source : Techniques des barrages en aménagement rural

Tableau IV 03: Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

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

Références bibliographiques

[01]: TOUAIBIA.B. (2004) : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.

[02]:TOUAIBIA.B et BENLAOUKLI.B. (2004) : Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida.

[03]: DEGOUTTE.G.(1977): Petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemagref. France.

[04]: CIGB .(1984) : Choix de la crue de projet ; méthodes actuelles. Bulletin 82.

[05] : VOLKOV.V.(1986): Guide de la thèse de fin d'étude. ENSH Blida.