

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-
DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET :

**ETUDE D'UNE RETENUE COLLINAIRE SUR L'OUED
SMARAH DE LA COMMUNE GUERTOUFA
W.TIARET**

PRESENTE PAR :
BETTAYEB ABDELILLAH

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
B.BENLAOUKLI	Maître de Conférences (A)	Président
M.HASSANE	Maître de Conférences (B)	Examineur
A.HADJ SADOK	Maître de Conférences (B)	Examineur
N.SAIL	Maître Assistante (A)	Examinatrice
I.ZAIBAK	Maître Assistant (B)	Promoteur

Septembre - 2015

Dédicace

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

*Mes chers parents Houari et Zineb pour tous
les sacrifices et leur soutien moral et matériel
dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.*

Une spéciale dédicace pour :

*Mon frère et mes sœurs : abd elhakim, houda,
karima et hind*

*Mes Amis : Gazel, Azzedine, Amine, Djaber,
Boudiaf,*

*En un mot, à toute ma famille, mes amis de
l'ENSH et tous ceux qui ont contribué de près
ou de loin à ma formation.*

ABDELILLAH

∞ Remerciements ∞

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

Mes vifs remerciements à mes très chers parents, mes frères qui m'ont facilité les choses pour accomplir mes études.

Je remercie aussi ma grande famille (oncles, tantes et cousins)

- *Je remercie fortement mon promoteur : M^r I.Zaibak de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.*
- *Je tiens à remercier aussi tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.*
- *Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'évaluer mon travail.*

ملخص:

تدخل هذه الدراسة في اطار المنشآت الهيدرو تقنية ، الغرض منها تخزين مياه السقي للمساحات المجاورة لواد "سمارة" ما يقارب 50 هكتار الواقعة في بلدية قرطوفة لولاية تيارت .

بعد دراسة جيولوجية و هيدرولوجية معمقة قمنا بتصميم السد الذي يبلغ ارتفاعه 10,56 متر و سعة تقدر ب 0,22 مليون متر مكعب ، و كذا تحققنا من ثباته و فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح وتنظيم جميع مراحل الانجاز .

Résumé :

Dans le présent mémoire nous avons fait une étude technique complète sur l'oued Smarah de la Commune de Guartoufa (wilaya de Tiaret) pour l'implantation d'une retenue collinaire, destiné à l'irrigation de 50 ha.

Après avoir faire une étude géologique suivie d'une étude hydrologique approfondie nous avons dimensionne notre ouvrage ayant une hauteur 10,56 m, et une capacité de 0,22 Million m³ ; ainsi une étude de vérification de stabilité ; Nous finalisons notre travail par l'organisation de chantier

Abstract :

In the present work we have done a complet technical study about oued Smarah (Wilaya de Tiaret) for the establishment of a small dam, intended for irrigation of a perimeter of 50 ha

After having made a geological study ,followed by an hydrological one ,we have designed our dam, thus a study of stability .We finished our work by the organisation of the workshop

SOMMAIRE

CHAPITRE I : ETUDE TOPOGRAPHIQUE

Introduction	3
I.2. Choix du site de la retenue	3
I.3. L'emplacement du site	3
I.4. Caractéristiques morphologiques	4

CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE & GEOTECHNIQUE

II.1. Etude géologique	5
II.1.1. Introduction	5
II.1.2. Sismicité du site	5
II.1.3. Géologie régionale	5
II.1.4. Géologie du bassin versant	6
II.1.5. Géologie du site de la retenue	8
II.1.6. Perméabilité des formations du site de la retenue	9
II.1.7. Stabilité des terrains du site de la retenue	10
II.2. Etude géotechnique	11
II.2.1. Introduction	11
II.2.2. Reconnaissance des sols	11
II.2.3. Essais de laboratoire	11
II.3.1. Essais mécaniques	12
II.4. Hydrogéologie de la région	14
II.5. Conclusion	15

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction	16
III.2. Caractéristiques hydromorphométrique du bassin versant	16
III.2.1. Définition du bassin versant	16

III.2.2. Caractéristiques morpho métriques	16
III.2.3. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant	21
III.3. Caractéristiques climatiques du bassin versant	23
III.3.1. Température	23
III.3.2. La vitesse du vent	24
III.3.3. L'évaporation	24
III.3.4. Les précipitations	24
III.4. Etude des précipitations	25
III.4.1. Les précipitations maximales journalières	25
III.4.2. Ajustement des pluies maximales journalières	26
III.4.3. La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	31
III.5. Etude des apports	34
III.5.1. Apport moyen interannuel (A0)	34
III.5.2. Répartition mensuelle des apports	36
III.5.3. Caractéristiques de l'écoulement	36
III.5.4. Coefficient de variation	37
III.5.5. Apport fréquentiel	38
III.5.6. Apport solide	40
III.6. Etude des crues	40
III.6.1. Détermination des débits maxima fréquents par les formules empiriques	41
III.6.2. Hydrogramme de crues	43
III.6.3. Choix de la crue projet	46
III.7. Régularisation	47
III.7.1. Répartition des besoins	48
III.7.2. Courbes « Hauteurs –Capacités –Surface »	48
III.7.3. Calcul du volume utile	50
III.8. Laminage des crues	59
III.8.1. Principe de calcul	59

III.9. Etude d'optimisation	65
III.9.1. Calcul de la revanche	65
III.9.2. Largeur en crête	66
III.9.3. Calcul du volume et du coût de la digue	67
III.9.4. Calcul du coût de l'évacuateur de crues	68
III.10. Laminage pour un déversoir de largeur $b=12$ m	71
Conclusion	71

CHAPITRE IV : ETUDE DE VARIANTE

Introduction	73
IV.2. Le choix du site de la retenue	73
IV.3. Choix du type de la retenue	73
IV.4. Les variantes à choisir	74
IV.4.1. Barrages en terre homogènes	74
IV.4.2. Barrages à zones	75
IV.4.3. Barrage en enrochement avec masque en béton	75
IV.5. Définition du profil général de la retenue	76
IV.5.1. Hauteur de la retenue	76
IV.5.2. Choix des pentes des talus	77
IV.6. Barrage en terre homogène	77
IV.6.1. Pentes des talus	77
IV.6.2. Protection des talus	78
IV.6.3. Calcul des drains	79
IV.7. Barrage zoné a noyau d'argile	80
IV.7.1. Pentes des talus	80
IV.7.2. Protection des talus	80
IV.7.3. Etanchéité de la retenue	81
IV.8. Barrage en enrochement a masque en béton	84
IV.8.1. Pentes des talus	84
IV.9. Détermination du cout des matériaux pour les différentes variantes	84

IV.9.1. Barrage en terre homogène	85
V.9.2. Barrage en terre zoné	85
IV.9.3. Barrage en enrochement a masque en béton	85
IV.9.4. Comparaison des résultats et discussions	86
CHAPITRE V : ETUDE DE LA VARIANTE CHOISIE	
V.1. Etude de la variante retenue	87
V.1.1. Protection des talus	87
V.1.2. Etanchéité de la fondation:	88
V.1.3. Les drains	88
V.2. Calcul des filtres	90
V.2.1. Etude des infiltrations	91
V.3. Etude de stabilité	98
V.3.1. Méthode de FELLENIUS	98
Conclusion	104
CHAPITRE VI : ETUDES DES OUVRAGE ANNEXES	
VI.1. Introduction	105
VI.2. L'évacuateur de crues	105
VI .2.1. Différents types d'évacuateurs de crue	105
VI.2.2. Facteurs intervenant dans le choix du type d'évacuateur	106
VI.2.3. Choix de la variante	107
VI.2.4. Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue	107
VI.2.5. Vérification des phénomènes hydrauliques dans le coursier	122
VI.3. Ouvrage de vidange	122
VI.3.1. Calcul du débit de vidange	123
VI.3.2. Calcul de la section de la conduite de vidange de fond	123
VI.3.3. Correction de la valeur de coefficient μ	124
V.3.4. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite	125

VI.4. Ouvrage de prise d'eau	125
VI.4.1. Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau	126
VI.4.2. Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre	126
VI.4.3. Correction de la valeur de coefficient μ :	126
VI.4.4. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite	127

CHAPITRE VII : ETUDE D'ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction	128
VII.2. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	128
VII.2.1. Installations destinées au personnel	128
VII.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux	129
VII.2.3. Installations destinées à la réparation des engins	129
VII.2.4. Installation destinée pour la préfabrication	129
VII.3. Les moyens du chantier	129
VII.3.1 Les moyens humains	129
VII.3.2. Moyens matériels du chantier	130
VII.4. Planification	132
VII.4.1. Définition	132
VII.4.2. Techniques de la planification	133
VII.4.3. Détermination des chemins critiques par la méthode du Tableau	136
VII.5. Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes	137
Conclusion	139
Conclusion générale	140

Liste des tableaux

Tableau.II.1. Les résultats d'Essais mécaniques	12
Tableau.II.2. Les résultats d'Essais de cisaillement.....	13
Tableau.II.3. Les résultats d'Essais œdométriques	13
Tableau.II.4. Les résultats d'Essais de perméabilité	14
Tableau.II.5. Les résultats des analyses chimiques	14
Tableau III.01 : Répartition en % de la surface élémentaire	18
Tableau III.02 : Longueurs des courbes de niveaux.....	20
Tableau III.03 :Paramètres physico-morphométriques du bassin versant.....	23
Tableau III.04 :Répartition mensuelle de la température.....	23
Tableau III.05 :Répartition mensuelle de la vitesse du vent	24
Tableau III.06 :Répartition mensuelle de l'évaporation.....	24
Tableau III.07 : Code et coordonnées de la station d'Oued Lili	24
Tableau III.08 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations	24
Tableau III.09 :Les caractéristiques pluviométriques de la région	25
Tableau III.10 : Caractéristiques empiriques de la série	25
Tableau III.11 : Paramètres d'ajustement	27
Tableau III.12 : Ajustement à la loi de Gumbel.....	27
Tableau III.13 : Paramètres d'ajustement	29
Tableau III.14 : Ajustement à la loi Lognormal.....	29
Tableau III.15 : Pluies de courte durée (mm).....	32
Tableau III.16 : Intensité des pluies I0 (mm/h).....	33
Tableau III.17 : Récapitulatif des apports	35
Tableau III.18 : Répartition mensuelle des apports.....	36
Tableau III.19 : Récapitulatif des Cv	38
Tableau III.20 : Les apports de différentes fréquences	39
Tableau III.21 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.....	39

Tableau III.22 : Débit maximum pour différents périodes de retour	41
Tableau III.23: Débit maximum pour différents périodes de retour	41
Tableau III.24 : Débit maximum pour différents périodes de retour	42
Tableau III.25 : Débit maximum pour différents périodes de retour	43
Tableau III.26 : Récapitulatif des résultats de débit maximum de crue	43
Tableau III.27 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ	44
Tableau III.28 : Hydrogramme de crue dans le cas de la montée	44
Tableau III.29 : Hydrogramme de crue dans le cas de la décrue	45
Tableau III.30 : Crues de projet recommandé (Bulletin de CIGB)	46
Tableau III.31 : Répartition mensuelle des besoins	48
Tableau III.32: Courbes « Hauteurs –Capacités –Surface »	49
Tableau III.33 : Le volume utile de la retenue	52
Tableau III.34 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	54
Tableau III.35 : Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.....	56
Tableau III.36 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	58
Tableau III.37 : Résultat de laminage par la méthode de Kotcherine	62
Tableau III.38 : Résultat de laminage par la méthode de Kotcherine	63
Tableau III.39 : Résultat de laminage par la méthode de Kotcherine	63
Tableau III.40 : Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.....	65
Tableau III.41 : Récapitulatif des résultats.....	67
Tableau III.42 : Largeur en crête.....	68
Tableau III.43 : Calcul du cout de la digue	69
Tableau III.44 : Calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs	70
Tableau III.45 : Coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes.....	70
Tableau III.46 : Récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes ..	71
Tableau III.47 : Caractéristiques du barrage	72
Tableau III.48 : Les volumes et les débits déversants.....	72

Tableau IV.01 : Valeurs indicatives des pentes des talus	77
Tableau IV.02 : Valeurs du coefficient C	78
Tableau IV.03 : Epaisseur de l'encrochement en fonction de la hauteur de la vague	79
Tableau IV.04 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation	82
Tableau IV.05 : Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage.....	82
Tableau IV.06 : Caractéristiques du noyau	83
Tableau IV.07 : Volume des recharges pour la variante terre homogène	85
Tableau IV.08 : Volume des recharges pour la variante terre zoné	85
Tableau IV.09 : Volume d'encrochements pour la digue a masque en béton	85
Tableau IV.10 : Cout de différentes variantes de la digue	86
Tableau V.1 : Caractéristiques de la variante retenue	87
Tableau V.2 : Caractéristiques du Rip-Rap.....	87
Tableau V.3 : Caractéristiques du prisme de drainage.....	89
Tableau V.4 : Coordonnées de la parabole de Kozeny	92
Tableau V.5 : Classification des barrages	95
Tableau V.6 :Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage	95
Tableau V.7 : Gradient admissible pour les fondations	96
Tableau V.8 : Détermination du coefficient de sécurité.....	96
Tableau V.9: Valeurs des K_1 et K_2	99
Tableau V.10: Valeurs des coefficients de stabilité admissibles	102
Tableau V.11: Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement	104
Tableau VI.01 : Coordonnés du profil de Greager	109
Tableau VI.02 : Récapitulatif des données de départ	115
Tableau VI.03 : Calcul de la ligne d'eau	116
Tableau VI.04 : Les dimensions des blocs Chicanes du bassin de dissipation	119
Tableau VI.05 : Coefficients de pertes de charge singulières	124
Tableau VII.01 : Symboles des opérations réalisées.....	136

Tableau VII.02 : Détermination des chemins critiques.....	137
Tableau VII.03 : Devis estimatif de la digue	137
Tableau VII.04:devis estimatif de l'évacuateur de crue.....	138
Tableau VII.05 : Vidange de fond et prise d'eau.....	138

LISTES DES FIGURES

Figure I.1 : Situation de la retenue collinaire.....	2
Figure II.1 : les différentes zones sismiques	5
Figure III.1 : Courbe hypsométrique.....	18
Figure III.2 : Répartition des courbes de niveaux du bassin versant	19
Figure III.3 : Répartition mensuelle des précipitations.....	25
Figure III.4 : Ajustement à la loi de Gumbel	28
Figure III.5 : Ajustement à la loi de Galton	30
Figure III.6 : Intensité-Durée-Fréquence (IDF)	34
Figure III.7 : Répartition mensuelle de l'apport	36
Figure III.8 : Répartition mensuelle de l'apport 80%	39
Figure III.9 : Hydrogrammes de crues	46
Figure III.10 : Hydrogramme de la crue	47
Figure III.11 : Courbes Hauteurs-Surface.....	50
Figure III.12 : Courbes Hauteurs-Capacité	51
Figure III.13 : $q = f(H)$	65
Figure III.14 : $q = f(V)$	65
Figure III.15 : Courbe d'optimisation	71
Figure III.16 : Hydrogramme des débits entrants et sortants.....	73
Figure IV. 1 : Coupe transversale d'une digue homogène.....	75
Figure IV.2 : Coupe transversale d'une digue zonée	75
Figure IV.3 : Coupe transversale d'une digue en enrochement avec masque en béton	76

Figure V.1 : Schéma de calcul de la ligne de saturation	92
Figure V.2 : Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche	98
Figure V.3 : Zone du centre du cercle critique selon principe de Fondeev ..	99
Figure VI.1 : Evacuateur de crues à entonnement latéral	106
Figure VI.2: Profil Greager	110
Figure VI.3 : Dimensions et géométrie du déversoir	110
Figure VI.4 : Tracé du profil de la ligne d'eau	117
Figure VI.5 : Différents types de ressaut hydraulique	118
Figure VII.1 : Exemple d'installations destinées au personnel	129
Figure VII.2 Compacteur à pneus	130
Figure VII.3 Compacteur à rouleaux	130
Figure VII.4 : Décapeuse automotrice	131
Figure VII.5 : Pelle hydraulique.....	132

INTRODUCTION GENERALE

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

Pour satisfaire cette demande en eau, on a recours à la mobilisation en construisant les ouvrages hydrauliques à savoir les barrages.

Dans cette optique, la wilaya de Tiaret a bénéficié d'un nombre projets de réalisation d'aménagements hydrauliques, parmi lesquels le retenue collinaire de Smarah qui est destiné à l'approvisionnement en eau pour l'irrigation de la région.

Le projet du barrage comporte deux types d'ouvrages, la digue et les ouvrages annexes, Ces derniers nécessaires à la protection et l'exploitation du barrage, se composent de l'évacuateur de crues, l'ouvrage de prise d'eau et l'ouvrage de vidange de fond.

CHAPITRE I

PRESENTATION DU SITE

I.1. Introduction

L'étude topographique a pour but de connaître les potentialités topographiques du site et établir les documents nécessaires pour l'étude du projet (cartes, plans et profils) qui permettent de déterminer les caractéristiques de la retenue et le lieu le plus convenable pour l'implantation de son axe.

I.2. Choix du site de la retenue

Le choix du site est influencé par plusieurs paramètres. Les principaux paramètres à prendre en compte dans le choix du site et du type de barrages sont les suivants :

- La topographie et les apports du bassin versant
- La morphologie de la vallée
- Les conditions géologiques et géotechniques
- Le contexte météorologique et le régime des crues.

Le site se trouve sur OUED SMARAH dans la région Guartoufa, commune d'Rahua à TIARET comme indiqué sur la carte d'état-major **de la région de MEROUANA** à l'échelle 1/50000.

Les coordonnées *Lambert* du site sont :

$$X = 359.85\text{km}$$

$$Y = 247.55\text{km}$$

$$Z = 545 \text{ m}$$

I.3. L'emplacement du site

La future retenue collinaire sur l'Oued Smarah se situe dans la wilaya de Tiaret à 25 kilomètres à l'Ouest Nord Ouest (WNW) de la ville de TIARET dans la commune de Guertoufa .

L'accès au site se fait à travers une piste carrossable menant vers la ferme Brugna à une distance de 300 m environ à partir du chemin de wilaya N° :08 en venant de Oued Lili vers la commune de Guartoufa .

La situation de la retenue est donnée sur la figure I.1

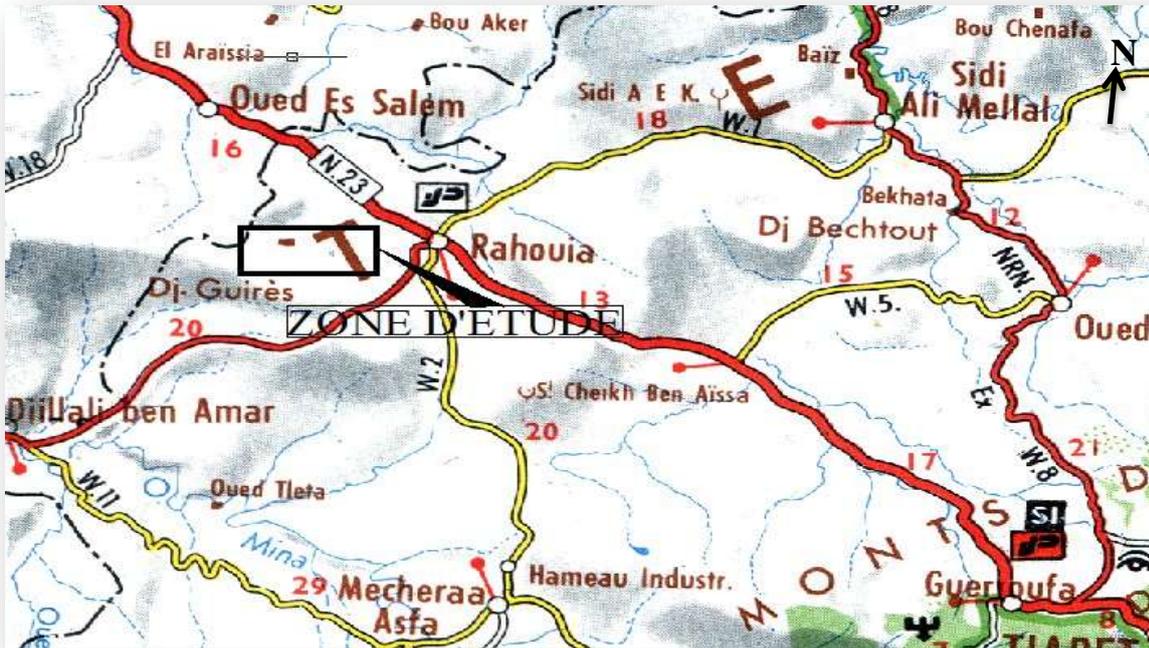


Figure I.1 : Situation de la zone d'étude.

I.4. Caractéristiques morphologiques

Le bassin versant de la retenue collinaire d'Ouled Smarah a une superficie relativement importante. L'aspect morphologique général est celui d'un vallon en « V » dont les versants sont moyennement à fortement inclinés. Les phénomènes d'instabilités de terrain (glissement, solifluxion...etc.) sont absents ;

CHAPITRE II

ETUDE GEOLOGIQUE ET

GEOTECHNIQUE

II.1. Etude géologique

II.1.1. Introduction

L'Etude géologique traite en détail la géologie du site de la cuvette et de la zone d'emprunt; d'une nécessité vitale pour mener à bien le déroulement du projet et cerner toutes les contraintes qui entravent la faisabilité ou non de l'ouvrage. Pour ce faire on a fait ressortir les étapes qui sont ci-dessous.

II.1.2. Sismicité du site

D'après le DTR (Recommandations pour l'évaluation des charges sismiques) publié par C.G.S, la région de Tiaret est considérée comme zone de faible sismicité (zone 1)

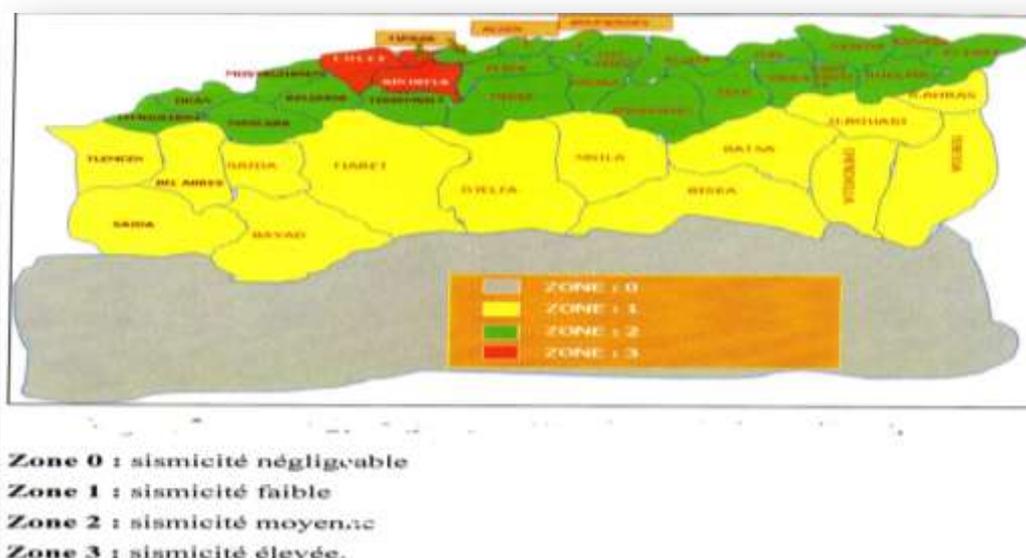


Figure II.1 : les différentes zones sismiques (RPA 2003)

II.1.3. Géologie régionale

La retenue collinaire sur oued Smarah, est située dans la commune de RAHOUIA, dans les monts de la Mina. Ceux-ci constituent la terminaison sud orientale du massif de l'Ouarsenis. La majeure partie, des sédiments constituant ce massif, est charriée.

Dans l'Ouarsenis comme dans les autres régions du Tell méridional, toutes les grandes nappes se sont déplacées durant le miocène. A l'échelle régionale, les auteurs distinguent schématiquement, dans l'Ouarsenis les unités tectoniques suivantes :

- **L'unité oligo-miocène**

On nomme Unité Oligo-miocène une nappe de charriage constituée comme son nom l'indique, presque uniquement par des marnes oligocènes et des grès miocènes.

Cette unité est charriée sur des sédiments autochtones peu plissés et son extrémité méridionale est inter stratifiée dans le Miocène inférieur de Tiaret.

Ce sont soit des marno -calcaires de la nappe de Chouala, soit des marnes sénoniennes qui chevauchent cette formation.

- **L'unité des Chouala**

Il s'agit d'une nappe de charriage, qui s'est déplacée du nord vers le sud. Elle repose sur un complexe oligo- miocène et est recouverte en majeure partie par une autre nappe nommée Unité sénonienne.

Cette unité est caractérisée par la présence **de marno - calcaires du Crétacé inférieur et moyen** dans lesquels sont inclus des blocs **de calcaire jurassique**.

- **Unité sénonienne**

Cette nappe de charriage est formée presque exclusivement par des formations **marno – calcaires du Sénonien supérieur**. Notons que cette unité, constituée par un matériel plus plastique que la nappe de Chouala, s'est avancée beaucoup plus loin que cette dernière vers le sud

- **Unité albo – cénomanienne**

Cette unité forme l'ossature de l'Ouarsenis proprement dit. Elle est constituée par **un flysch albo–aptien et par des marno – calcaires cénomaniens**. Cet ensemble repose anormalement au sud sur la nappe sénonienne; au nord il est chevauché par d'autres dépôts appartenant **au crétacé supérieur**.

II.1.4. Géologie du bassin versant

Le bassin versant de la retenue collinaire d'Ouled Smarah présente dessous les formations récentes peu ou pas tectonisées du Quaternaire un empilement de deux unités structurales appartenant à l'ensemble par autochtone et Autochtone Aurésien : L'unité en série renversée et le flanc Sud du premier anticlinal Aurésien (anticlinal du Ravin bleu). Le contact anormal entre ces deux unités est souligné par les formations du Miocène marin. Le recouvrement est bien visible sur terrain. De haut en bas nous avons donc :

Q^t Quaternaire

Les terrains quaternaires correspondent à des glacis polygéniques nappant les reliefs, ils sont constitués d'un matériel clastique faiblement calibré et fragmenté vers le bas devenant plus anguleux et plus grossiers au voisinage des reliefs.

m Miocène marin

Le Miocène marin est discordant et transgressif. Les conglomérats de base à ciment calcaire sont polygéniques, leur font suite des argiles marneuses jaunâtres et des calcaires roux.

C²Turonien

Le Turonien est constitué par l'alternance de marnes et de calcaires à Hippurites. Sa puissance ne dépasse pas 150m en raison de la tectonique. A la base affleurent des calcaires en plaquettes.

C¹ Cénomanién

La série Cénomaniénne comprend deux éléments lithologiques, l'un marneux à la base l'autre calcaire au sommet.

Le flanc Nord du premier anticlinal Aurésien

(Anticlinal du Ravin bleu) est représenté de haut en bas par les faciès suivants :

n⁶⁻⁷ Albien – Vraconien

Les formations de l'Albien et du Vraconien ont été caractérisées avec certitude dans le ravin de la mechtat Tiguernizine au pied Nord de Talmet. Elles affleurent également au niveau du site de la retenue de SMARAH

Dans ce ravin, au-dessus des couches sommitales de l'Aptien calcaire se développent 25 à 30m de bancs organo-détritiques roux, de grès roux en bancs métriques ou décimétriques avec des joints argileux beiges. Au-dessus, 15 à 20m de marnes gris – bleu recouvertes par 7 à 8 m de calcaires marneux et de marne. La série est interrompue vers le haut par la discordance Miocène.

n^{5bc} Aptien

La série Aptienne débute par une barre dolomitique de près de 30m d'épaisseur suivie par des dolomies en dalles, puis par des bancs variables en épaisseur de calcaires lités noir – bleuté, de

calcaires marneux, de calcaires jaunes ocre. Au sommet de la série apparaissent des calcaires à Orbitolines et à Miliolites

II.1.5. Géologie du site de la retenue

Dans cette partie de la géologie du site de la retenue nous avons exploité les résultats des études précédentes que nous avons complétées par l'ensemble des informations obtenues à partir des fouilles exécutées à différents endroits de la cuvette et du site de la digue.

II.1.5.1. La géologie du site de la cuvette

La rive droite de la cuvette correspond à un terrain moyennement incliné. De haut en bas et d'amont en aval, les formations géologiques qui constituent ce versant correspondent d'abord à deux bandes rocheuses orientées Est-ouest et inclinées vers le Nord. La première bande située plus haut en amont du versant est formée de calcaires roux bien cimentés et organogène. La seconde bande rocheuse est située un peu plus en aval, elle est formée de conglomérats à ciment calcaire bien consolidé. Entre ces deux bandes rocheuses, la fouille AF1 de 4 mètres de profondeur a permis de reconnaître des argiles marneuses jaunâtres altérées, à partir de 1 mètre celles-ci deviennent de plus en plus dures et compactes et se débitent en petits niveaux centimétriques. Les argiles marneuses et les deux bandes rocheuses situées de part et d'autre correspondent au faciès miocène.

En aval du versant droit de la cuvette et en contrebas de la bande rocheuse conglomératique, le talus de l'oued laisse apparaître un affleurement de près de 8 mètres d'épaisseur. Cette formation de base qui supporte les deux bandes rocheuses et les argiles marneuses sus-jacentes plonge également vers le Nord. Elle est formée d'une intercalation de calcaires marneux de 0,50 à 0,70 m d'épaisseur et de niveaux marneux de 0,20 à 0,40 m d'épaisseur, et correspond à la partie supérieure du faciès Albien-Vraconien. Cette formation est surmontée partiellement de produits alluvionnaires de faible épaisseur.

Au niveau de la rive gauche de la cuvette, les terrains sont faiblement inclinés par rapport à ceux de la rive droite, mais leur déclivité augmente progressivement d'aval en amont. Cette partie de la cuvette a été prospectée par 3 fouilles de 4 mètres de profondeur chacune : EF5, EF6, et EF7.

L'ensemble des sols rencontrés dans ces fouilles correspondent à des matériaux de remplissage d'une petite paléo vallée qui s'est formée durant le Quaternaire. Les formations marneuses et argilo-gréseuses du faciès Albien – Vraconien inférieur et moyen qui forment la base des calcaires marneux observés au niveau du talus droit de la cuvette ont été dans un premier temps fortement érodées, par

la suite les produits d'érosion des reliefs du bassin versant sont venus se déposer dans cette paléo vallée (durant le Quaternaire). Ces matériaux de remplissage sont de deux natures :

Les niveaux de base sont grossièrement détritiques, ce sont des alluvions anciennes, nous les avons rencontrés à des profondeurs variables: à 1,50 m dans la fouille EF6 et à 1 m dans la fouille EF7. Ces niveaux de base sont formés d'alluvions caillouteuses à éléments grossiers et moyens (gros cailloux et petits blocs plus ou moins arrondis) emballés dans des limons – argileux humides peu perméables.

Les trois fouilles EF5, EF6 et EF7 montrent que les alluvions anciennes de base grossièrement détritiques sont surmontées de sols tendres dépourvus de blocs. Ce sont des argiles limoneuses rouge brique et marron plus ou moins humides et d'épaisseur variable.

II.1.5.2. Géologie du site de la digue

Au niveau du site de la digue le levé géologique et les fouilles exécutées (AF1, AF2 et AF3) indiquent que les terrains présentent les mêmes formations et les mêmes structures que celles de la cuvette. Il est à signaler cependant que l'intercalation des calcaires marneux et des marnes qui affleurent au niveau du talus du versant droit de la cuvette, font défaut au niveau du site de la digue. Cette formation qui n'a été observée ni en surface ni rencontrée au niveau des fouilles a été à cet endroit fortement érodée pendant le Quaternaire, et ses différents niveaux généralement de faible compétence ont été substitués par des matériaux de remplissage de nature alluvionnaire.

II.1.6. Perméabilité des formations du site de la retenue

L'étude géologique des formations qui constituent le site de la retenue a permis d'aboutir aux conclusions suivantes :

Les terrains Quaternaires qui correspondent aux matériaux de remplissage couvrent toute la rive gauche du site de la retenue et une partie de la rive droite. Ils comblent toutes les parties érodées d'une structure géologique orientée vers le Nord. Leurs épaisseurs sont vraisemblablement considérables. Les argiles limoneuses qui constituent la partie supérieure de ces matériaux présentent une perméabilité moyenne à faible. La formation de base grossièrement détritique (limon- argileux et des blocs) est apparemment épaisse, la proportion des éléments grossiers est beaucoup plus faible que celle du liant, ce niveau de base est humide et peu perméable.

Au niveau de la rive droite de la retenue, la première bande rocheuse située plus haut en amont du versant et les argiles marneuses sous-jacentes ne seront pas touchées par les eaux de la retenue. La

deuxième bande rocheuse conglomératique située plus en aval est concernée par les eaux de la retenue. La carte géologique de RAHOUIA au 1/50000 ne signale aucune faille au niveau de cette bande rocheuse et le levé géologique confirme cette constatation, cependant les petites diaclases et les fissures observées çà et là en surface de cette bande rocheuse peuvent être obstruées par une faible couche de ciment ordinaire.

L'intercalation de calcaire marneux et des marnes qui affleurent au niveau du talus du versant de la cuvette est de faible importance, la perméabilité de cette formation est moyenne à faible, et il est possible de la rendre négligeable en procédant à une obturation de ses fissures par une couche de ciment.

Les calcaires aptiens qui affleurent au Sud du site de la retenue et qui plongent également vers le Nord, constituent le substratum sur lequel reposent l'ensemble de formations géologiques du site de la retenue. Ces formations profondes fortement inclinées ne présentent aucun exutoire vers une vallée voisine d'une part, et d'autre les dépôts quaternaires de remplissage sont vraisemblablement épais et peuvent assurer un rôle d'écran d'étanchéité.

II.1.7. Stabilité des terrains du site de la retenue

La rive droite du site de la retenue correspond à un versant fortement incliné, ses formations géologiques qui plongent vers le Nord sont à dominante calcaire et marno – calcaire, de ce fait les conditions de stabilité sont assurées, et il n'y a aucun problème de glissement ou d'éboulement.

La rive gauche du site de la retenue est un versant faiblement à moyennement incliné, ses formations géologiques correspondent à des matériaux de remplissage épais grossièrement détritiques à la base et argilo –limoneux en surface.

L'aspect morphologique est stable et il n'y a aucun indice de glissement de terrain.

II.2. Etude géotechnique

II.2.1. Introduction

L'étude géotechnique de ce petit barrage, basée essentiellement sur l'ensemble des reconnaissances effectuées sur terrain, durant lesquelles établi un programme des travaux de terrain (exécution des puits, tranchées et sondage suivi des prélèvements des échantillons de sol dans différents endroits de la retenue : zone d'emprunt argileuses et zone d'emprises de la digue) afin d'évaluer la quantité et la qualité des matériaux de construction de la digue ainsi que la détermination de la structures géo mécanique du sous-sol de fondation à différents niveaux pour des essais géotechnique et chimique de laboratoire.

II.2.2. Reconnaissance des sols

Des sondages carottés de 10m de profondeur placés au niveau de l'axe de la digue ont mis à jour un substratum argileux verdâtre à grisâtre consolidé recouvert par des argiles faiblement marneuse, et des marno-calcaire fortement altère .Au niveau du lit du cours d'eau, matériaux alluviaux détritiques se sont déposés en niveaux parfois métrique en couverture de l'ensemble des terrains cité précédemment.

II.2.3. Essais de laboratoire

Programme des essais de laboratoire :

Compte tenu de la nature des sols rencontrés et de l'état des échantillons prélevés, des essais de laboratoire ont été programmés pour déterminer leurs caractéristiques géotechniques, suivantes :

II.2.3.1. Essais physiques

- Teneur en eau w en %.
- Analyse granulométrique.
- Limites d'ATTERBERG.
- Essais Proctor Normal :
- La densité maximale (γ_{\max})
- Teneur en eau optimal ($w_{\text{opt.}}$)
- Mesure de perméabilité K (m/s)

II.2.3.2. Essais mécaniques

*Essai de cisaillement à la boîte de CASAGRANDE (Essais UU).

Détermination de la cohésion interne apparente du sol (C_u en bars).

Détermination de l'angle de frottement interne apparent (ϕ).

*Essai de compressibilité à l'œdométrie.

Détermination de la pression de consolidation (P_c en bars).

Détermination du coefficient de compressibilité (C_c).

Détermination du coefficient de gonflement (C_g).

II.2.3.3. Analyse chimique

-Détermination de la teneur en carbonates

-Détermination de la teneur en sulfates.

-Détermination de la teneur en insolubles.

II.3.1. Essais mécaniques

II.3.1.1. Essais de Proctor normal

De ce résultat, nous pouvons conclure que les matériaux sont favorables au compactage.

DESIGNATION	Wopt	Densité sèche max
Zone emprunt F1-2.9m	4.8	1.78
Zone emprunt F2-2.5m	4.9	1.75
Zone emprunt F3-2.5m	4.3	1.76
Zone emprunt F4-2.5m	5.4	1.77

Tableau.II.1. Les résultats d'Essais mécaniques

II.3.1.2. Essais de cisaillement

Le résultat obtenu de ces essais de cisaillement, angle de frottement ($\phi=25$) et Coefficient de cohésion ($C_u=0.55$ bar).

DESIGNATION	Angle de frottement	Cohésion
Zone emprunt F1-2.9m	26.73	0.49
Zone emprunt F2-2.5m	25.57	0.55
Zone emprunt F3-2.5m	25.57	0.55
Zone emprunt F4-2.5m	24.68	0.6

Tableau.II.2.Les résultats d'Essais de cisaillement

II.3.1.3. Essais œdométriques

A partir des résultats obtenus, nous pouvons conclure que le sol en question est consolidé ($C_c = 14$, $C_g = 4$)

DESIGNATION	Indice de compression C_c	Indice de gonflement C_g
Zone emprunt F1-2.9m	14,16	07,07
Zone emprunt F2-2.5m	13,82	07,00
Zone emprunt F3-2.5m	14,16	06,93
Zone emprunt F4-2.5m	13,48	7,21

Tableau.II.3.Les résultats d'Essais œdométriques

II.3.1.4. Essais de perméabilité

L'étude de perméabilité a été effectuée par un appareillage pour mesurer la vitesse de l'écoulement de l'eau (k : m/s) qui traverse une section déterminée.

DESIGNATION	Coefficient de perméabilité $K(m/s)$	Observation
Zone emprunt F1-2.9m	$3,55 \cdot 10^{-6}$	Semi-perméable
Zone emprunt F2-2.5m	$7,05 \cdot 10^{-6}$	Semi-perméable
Zone emprunt F3-2.5m	$6,89 \cdot 10^{-6}$	Semi-perméable
Zone emprunt F4-2.5m	$2,09 \cdot 10^{-6}$	Semi-perméable

Tableau.II.4.Les résultats d'Essais de perméabilité

II.3.2. Analyse chimique

Des analyses chimiques sommaires ont été effectuées sur les échantillons prélevés à des profondeurs susceptibles d'être en contact avec les fondations et ont donné les résultats suivants (voir tableau ci-dessous):

Désignation	Ph	CaCO ₃ %	Sulfate	Mo	Chlorure
Zone emprunt F1-2.9m	5,04	85,5	1,45	5,0	0,8
Zone emprunt F2-2.5m	5,03	86,59	1,4	4,95	0,7
Zone emprunt F3-2.5m	5,07	87,04	1,53	4,88	0,74
Zone emprunt F4-2.5m	5,09	88,03	1.35	5,03	

Tableau.II.5. Les résultats des analyses chimiques

II.4. Hydrogéologie de la région

Les formations géologique rencontrées sur le site accueillant notre projet étant de nature argileuse prédominante, il est improbable de rencontrer des niveaux aquifères significatifs.

Cependant, niveau régional, les études hydrologique menées dans cette zone deux aquifères potentiels : le premier est contenu dans les formations continentale du MOI-QUATERNAIRE ; alors que le second est situé dans l'ensemble gréseux du valangino-Albien

Les aquifères recensés sont généralement situés dans les formations du PLio-Quaternaire.

Miocène et jurassique. Elles se répartissent comme suit :

Zone de SERSOU: Plio quaternaire, Turonien et kimméridgien.

Zone MINA: Crétacé supérieur et jurassique

Zone de TIGUIQUEST: Oligo.Miocène.

II.5. 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

III.1. Introduction

L'étude hydrologique a pour but de déterminer les caractéristiques hydrologiques nécessaires à l'étude d'un aménagement hydraulique à savoir la retenue collinaire sur l'oued Smarah au niveau de la commune de Guartoufa.

Les caractéristiques essentielles sont:

- Les caractéristiques physiques et hydrographiques.
- Les caractéristiques climatologiques.
- Les précipitations.
- Les apports liquides.
- Les Apports solides.
- Les crues et leurs caractéristiques.

III.2. Caractéristiques hydromorphométrique du bassin versant

III.2.1. Définition du bassin versant

Le bassin versant est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par le cours d'eau et ses affluents à l'amont de cette section. Il est entièrement caractérisé par son exutoire, à partir duquel nous pouvons tracer le point de départ et d'arrivée de la ligne de partage des eaux qui le délimite.

III.2.2. Caractéristiques morpho métriques

III.2.2.1. Paramètres géométriques

Les travaux effectués sur la carte d'état-major de l'Oust algérien à l'échelle 1/50000 en délimitant les lignes de crêtes bordantes le bassin et ne traversant le cours d'eau qu'au droit du barrage nous, a permis de délimiter le bassin versant de l'Oued Smarah et de calculer ses caractéristiques morpho métriques.

A. Surface du bassin

La surface délimitant le bassin versant par la ligne de crête est égale à :

$$S = 11,14 \text{ km}^2$$

B. Périmètre du bassin

Le périmètre est la longueur, exprimée en km est égal,

$$P = 15,14 \text{ km}$$

C. Longueur du talweg principal

C'est la longueur du cours d'eau principal dans le bassin versant $L = 3,38 \text{ km}$

III.2.2.2. Paramètres de forme

A. Indice de compacité de Gravelius

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

Avec :

- **P** : périmètre du bassin versant (Km)
- **S** : surface du bassin versant (Km²)
- **K_c**: indice de Gravelius

$$K_c = 1,27$$

L'indice de compacité de Gravelius a ainsi été évalué à $K_c = 1,27 > 1$. Le bassin versant général est donc plutôt de forme allongée, ce qui permet de se faire une idée sur le débit de pointe : l'hydrogramme de crue est de forme amortie.

B. Coefficient d'allongement

Ce coefficient est donné par la relation suivante :

$$C_a = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots (III.2)$$

Avec :

- **L** : la longueur du talweg principal (Km).
- **S** : la superficie du bassin versant (Km²).

$$C_a = 1,03$$

III.2.2.3. Paramètres de relief

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

Une pente plus forte provoque un écoulement rapide, donc un temps de concentration plus court et une montée plus rapide des crues.

Notre but recherché est la détermination de la classe du relief

A. Courbe hypsométrique

Tableau III.01 : Répartition en % de la surface élémentaire

ALTITUDE	Hi(m)	Si(Km)	Si(%)	S cumulee(Km)	S cumulee(%)
900 a 800	850	1.31	11.76	1.31	11.76
800 a 700	750	3.36	30.16	4.67	41.92
700 a 600	650	4.08	36.62	8.75	78.55
600 a 580	590	1.35	12.12	10.1	90.66
580 a 560	570	0.69	6.19	10.79	96.86
560 a 540	550	0.35	3.14	11.14	100.00

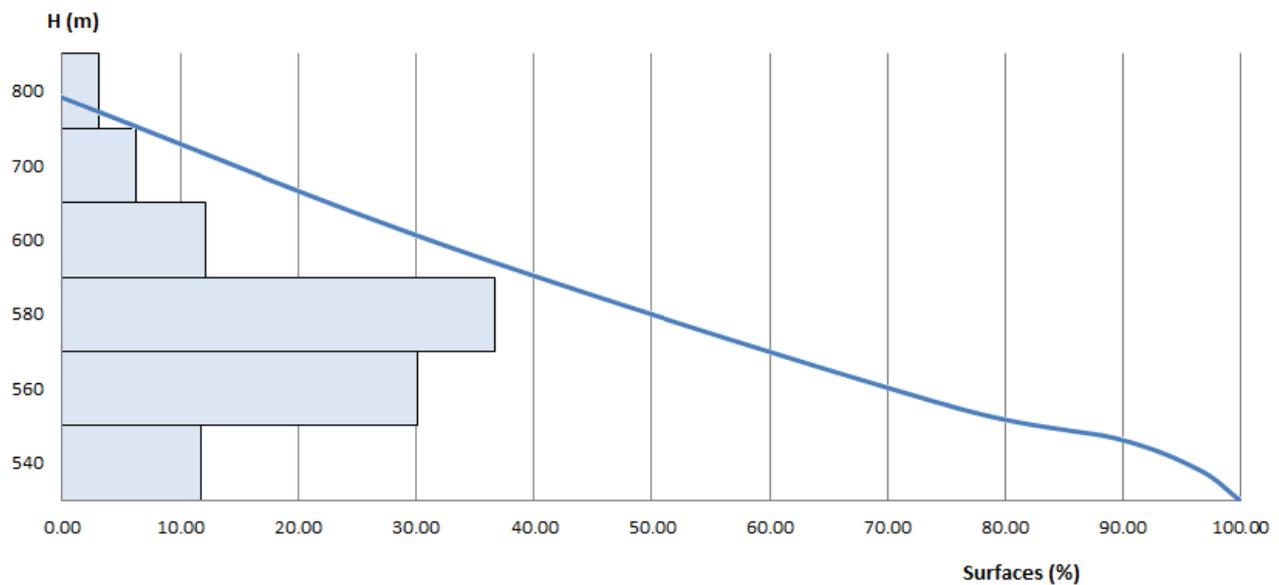


Figure III.1 : Courbe hypsométrique et répartition

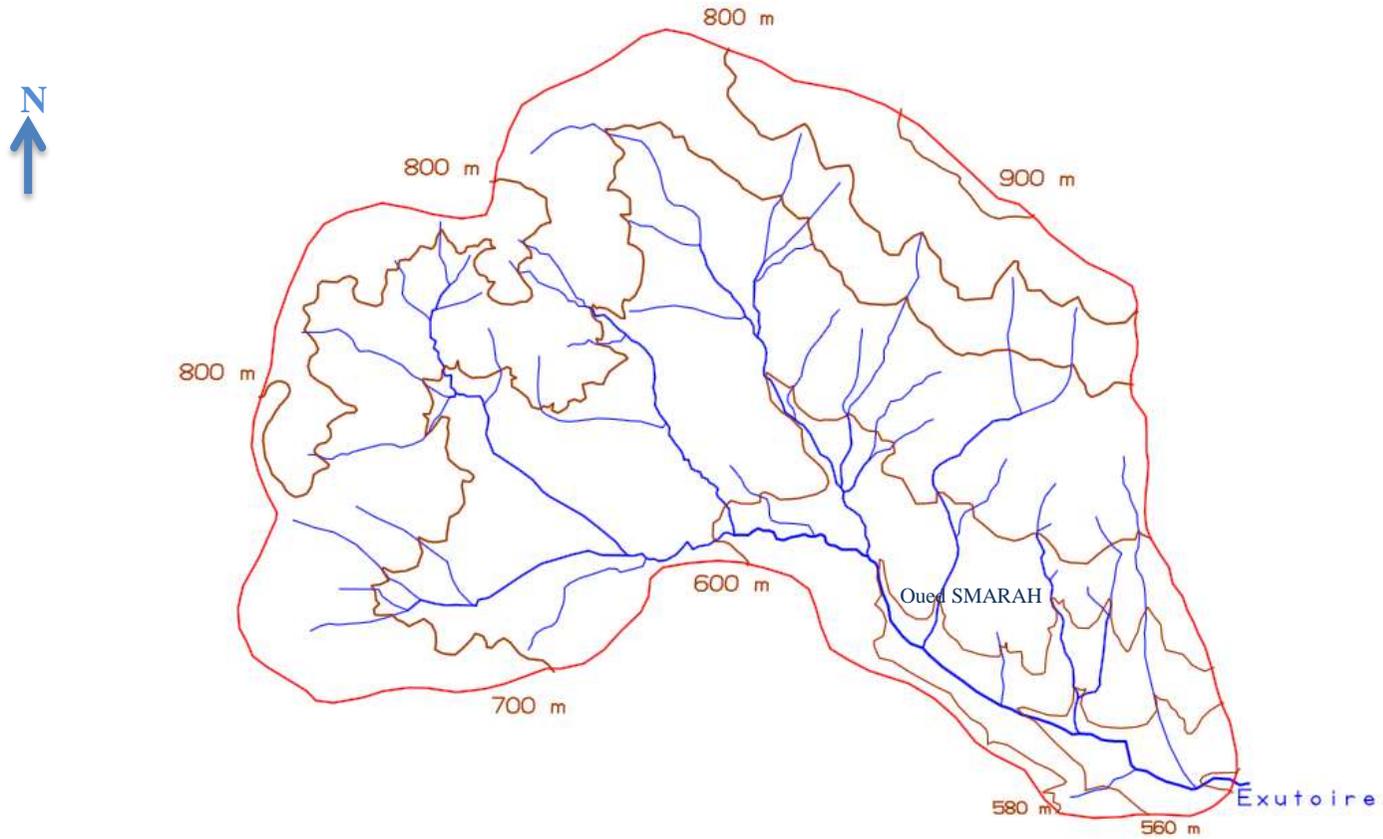


Figure III.2 : Répartition des courbes de niveaux du bassin versant

Echelle : 1/50 000

-  : Limite du bassin versant
-  : Courbes de niveaux
-  : Réseau hydrographique

B. Les altitudes caractéristiques

❖ **L'altitude moyenne :**

$$H_{moy} = \sum \frac{Si.Hi}{S} \dots\dots\dots (III.3)$$

Avec:

- **Si** : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km²)
- **Hi** : altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives **n-1** et **n** en (m)
- **S** : superficie du bassin versant (Km²)

$$H_{moy} = 688,31 \text{ m}$$

❖ **L'altitude médiane :**

C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondante à la surface 50%.

$$H_{50\%} = 570 \text{ m}$$

❖ **L'altitude à 95% :**

$$H_{95\%} = 532 \text{ m}$$

❖ **L'altitude à 5% :**

$$H_{5\%} = 715 \text{ m}$$

C. La pente moyenne du bassin versant

$$I_m = \frac{\Delta H.(0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots\dots + 0,5l_n)}{S} \dots\dots\dots (III.4)$$

Avec :

- **ΔH** : Dénivelée (m).
- **li** : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2,3...n.
- **S** : Surface du bassin versant (Km²).

Tableau III.02 : Longueurs des courbes de niveaux

N°	Courbes de Niveau (m)	DH(M)	Longueur(Km)
1	900	20	0.93
2	800		11.04
3	700		11.85
4	600		5.9

$$I_m = 0,2867 = 28,67 \%$$

D. Indice de pente❖ **Indice de pente globale I_g**

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

Avec :

- **D** : Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ en (m).
- **L** : Longueur du rectangle équivalent en (Km).
- **$H_{5\%}$ et $H_{95\%}$** : sont respectivement les altitudes correspondantes à $S_{5\%}$ et $S_{95\%}$.

$$I_g = 3,64 \%$$

❖ **Indice de pente moyenne I_m**

$$I_m = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots (III.6)$$

$$I_m = 7,07 \%$$

❖ **Indice de pente de ROCHE I_p**

I_p est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre deux courbes de niveau H_i et H_{i-1} . Il est donné par la formule suivante :

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

$$I_p = 1,23 \%$$

III.2.3. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant**III.2.3.1. Densité de drainage**

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (III.8)$$

Avec :

- $\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 37.61 Km.
- **S** : Superficie du bassin versant en (Km^2).

$$D_d = 3,38 \text{ Km/Km}^2$$

III.2.3.2. Densité du thalweg élémentaire

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (III.9)$$

- N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1 = 44$.
- S : Superficie du bassin versant.

$$F_1 = 3,41 \text{ thalweg/km}^2$$

III.2.3.3. Coefficient de torrentialité

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (III.10)$$

$$C_t = 11,52 \text{ Km}^{-3}$$

III.2.3.4. La pente moyenne du cours d'eau principale

$$I_{cp} = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (III.11)$$

- ΔH : La dénivelée entre deux points suffisamment éloignés
- ΔL : la longueur qui sépare les deux points

$$I_{cp} = \frac{618-520}{4.1} = 25,66 \text{ m/km}^2$$

III.2.3.5. Temps de concentration

La surface du bassin est supérieure de 10 km², donc nous allons utiliser la formule de Ventura

$$t_c = 76,3 \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{I_{cp} \cdot 100}} \dots\dots\dots (III.12)$$

Avec:

- S : Surface du bassin versant (km²)
- I_{cp} : pente moyenne du cours d'eau principal.

$$T_c = 5,03 \text{ heures}$$

III.2.3.6. Vitesse de ruissellement

$$V_r = \frac{L_t}{T_c} \dots\dots\dots (III.13)$$

- L_t : Longueur du talweg principal en km.
- T_c : Temps de concentration en h

$$V_r = 0,60 \text{ km/h}$$

Tableau III.03 : Paramètres physico-morphométriques du bassin versant.

<i>Désignation</i>	<i>unité</i>	<i>Sym.</i>	<i>Qté</i>
Surface	Km ²	S	11,14
Périmètre du bassin	Km	P	15,14
Longueur du talweg principale	km	L	3,38
Indice de compacité de Gravelius	***	K _G	1,27
Coefficient d'allongement	***	Ca	1,03
Longueur du rectangle équivalent	Km	L _r	5,02
largeur du rectangle équivalent	Km	l _r	2,50
Altitude maximale	m	H _{max}	922
Altitude minimale	m	H _{min}	540
Altitude moyenne	m	H _{moy}	688,31
Altitude médiane	m	H _{méd}	570
Indice de pente globale	%	I _g	3,64
Indice de pente moyenne	%	I _{pm}	7,07
Pente moyenne du bassin versant	%	I _m	28,67
Densité de drainage	Km/km ²	D _d	3,38
Pente moyenne du cours d'eau	m/km ²	I _{cp}	25,66
Temps de concentration	Heures	T _c	5,03
Vitesse de ruissellement	Km/heures	V _r	0,60

III.3. Caractéristiques climatiques du bassin versant

III.3.1. Température

Tableau III.04 : Répartition mensuelle de la température (2010).

<i>Mois</i>	Sep	oct	nov	Déc	Jan	fév	Mar	avr	mai	jui	juill	Août	Totale
<i>T (°C)</i>	5.73	6.49	10.05	13.57	17.9	23.73	27.58	26.72	21.3	17	10.62	6.6	187.29
<i>T (%)</i>	3.06	3.47	5.37	7.25	9.56	12.67	14.73	14.27	11.37	9.08	5.67	3.52	100

Température moyenne annuelle = 15,61 °C

Source ANRH

III.3.2. La vitesse du vent

Tableau III.05 :Répartition mensuelle de la vitesse du vent (2010).

Mois	Sep	oct	nov	Déc	Jan	fév	Mar	avr	mai	jui	juill	Août	Totale
vent (m/s)	2.95	3.51	3.44	3.48	3.48	3.63	3.79	3.83	3.32	3.23	3.11	3.01	40.78
vent (%)	7.23	8.61	8.44	8.53	8.53	8.90	9.29	9.39	8.14	7.92	7.63	7.38	100

Source ANRH

Vitesse moyenne annuelle du vent = 3,39 m/s

III.3.3. L'évaporation

L'évaporation est mesurée à l'aide de l'évaporimètre. L'évaporation moyenne annuelle retenue est de 2094,9 mm, comme nous le remarquons dans le tableau III.06 ci-dessous. Elle est minimale durant les mois d'hiver (décembre, janvier et février), tandis qu'elle est maximale en mois d'été (juin, juillet et août)

Tableau III.06 :Répartition mensuelle de l'évaporation (2010).

Mois	Sep	oct	nov	Déc	Jan	fév	Mar	avr	mai	jui	juill	Août	Totale
E (mm)	197,7	149,9	91,7	81,8	83,7	88,3	123,8	150,0	193,4	255,9	357,4	321,3	2094,9

Source ANRH

Evaporation moyenne annuelle =2094,9 mm

III.3.4. Les précipitations

La station pluviométrique d'Oued Lili est la station la plus proche du site de la retenue, les coordonnées figurent dans le tableau suivant.

Tableau III.07 : Code et coordonnées de la station d'Oued Lili

La station	Code	X(Km)	Y(Km)	Z(m)
OUED LILI	12507	370.8	246.9	570

Source ANRH

Nous disposons d'une série d'observations pluviométriques de la station d'Oued Lili. Elle comprend des données mensuelles et annuelles sur une période de 30 années allant de 1980 à 2010.

La répartition mensuelle des pluies est donnée dans le Tableau III.08

Tableau III.08 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Moy int
Pm (mm)	20.82	26.35	38.73	38.59	41.68	35.60	31.26	36.92	27.42	7.77	2.88	6.02	314.04
Pm (%)	6.63	8.39	12.33	12.29	13.27	11.34	9.95	11.76	8.73	2.47	0.92	1.92	100

Source ANRH

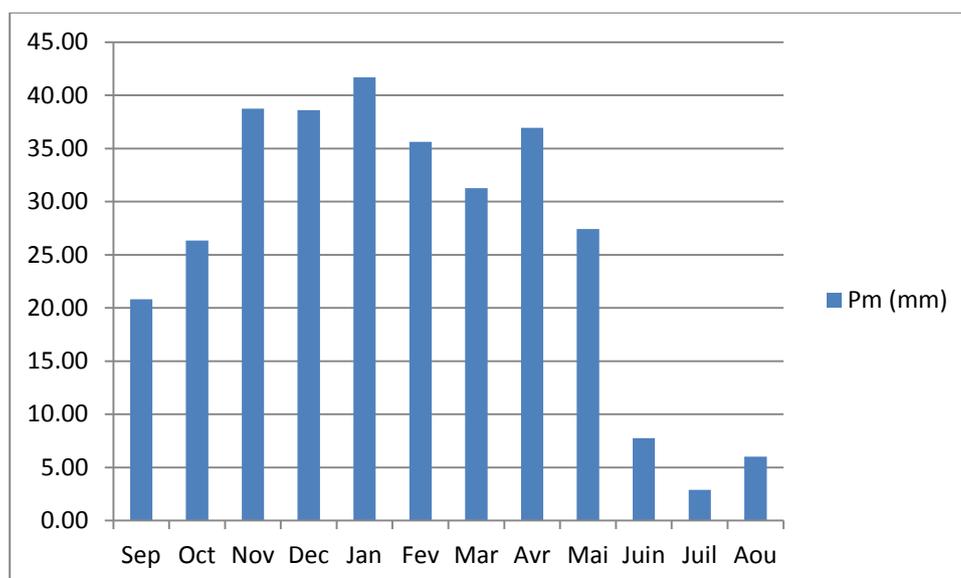


Figure III.3 : Répartition mensuelle des précipitations

Les caractéristiques pluviométriques de la région sont comme suit :

Tableau III.09 : Les caractéristiques pluviométriques de la région

Pluie moyenne annuelle (mm)	Exposant climatique b
314.04	0.35

Source ANRH

III.4. Etude des précipitations

III.4.1. Les précipitations maximales journalières

Les pluies maximales journalières (P_{maxj}) de fréquences (ou période de retour) rares sont génératrices de crues exceptionnelles contre lesquelles il faut prémunir les ouvrages.

La pluie maximale journalière prise est celle de la station 012507, Les caractéristiques empiriques de la série sont représentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.10 : Caractéristiques empiriques de la série

Nombre de données	31
Minimum (mm)	12.0
Maximum (mm)	75.2
Moyenne (mm)	30,7
Ecart-type	13,1
Médiane	29,6

III.4.2. Ajustement des pluies maximales journalières

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel HYFRAN.

Nous allons effectuer l'ajustement de la série des pluies maximales journalières aux lois de Gumbel et Lognormale en utilisant le logiciel Hyfran.

III.4.2.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

La fonction de répartition s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}} \dots\dots\dots (III.14)$$

- **F(x)** : fréquence au dépassement de la valeur de x.
- **α , X_0** : Coefficients d'ajustement.
 - **X_0** : est le paramètre de position.
 - **α** : est le paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex ».

Par un changement de variable $y = \frac{x-x_0}{\alpha}$ la loi de Gumbel s'écrit :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (III.15)$$

Avec :

- **y** : variable réduite de Gumbel.
- **$1/\alpha$** : la pente de la droite de Gumbel.
- **x** : précipitation maximale journalière (mm).
- **x_0** : paramètre de position (mode).

Nous pouvons écrire : $y = - \ln (- \ln (F(x)))$

Avant de procéder à l'ajustement, il faut suivre les étapes suivantes :

- a) Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3.....n.
- b) calculer, pour chaque valeur de précipitation, la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \dots\dots\dots (III.16)$$

Avec :

- **m** : rang de précipitation
- **n** : nombre d'observations (31)

c) calculer la variable réduite de Gumbel donnée par la formule suivante : $y = -\ln(-\ln F(x))$

d) calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x_0 ».

e) représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier Gumbel.

La droite de Gumbel est donnée par la formule :

$$x = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \dots\dots\dots (III.17)$$

Avec

- **(1 / α)** : la pente de la droite de Gumbel

Les résultats de l'ajustement par la loi de « Gumbel » sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.11 : Paramètres d'ajustement

Nombre d'observation	31
Y	24.796
α	10.222

$q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement) $T = 1 / (1 - q)$

Tableau III.12 : Ajustement à la loi de Gumbel

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance 95%
1000	0.999	95.4	13.6	68.7 - 122
200	0.995	78.9	10.6	58.2 - 99.6
100	0.99	71.8	9.24	53.7 - 89.9
50	0.98	64.7	7.93	49.1 - 80.2
20	0.95	55.2	6.21	43.0 - 67.3
10	0.9	47.8	4.92	38.2 - 57.4
5	0.8	40.1	3.64	33.0 - 47.3
3	0.667	34	2.75	28.6 - 39.4
2	0.5	28.5	2.16	24.3 - 32.8

A. Test d'adéquation du Khi carré X^2

❖ Hypothèse

- H_0 : L'échantillon provient d'une loi Gumbel.
- H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel.

❖ Résultat

- Résultat de la statistique : $P(X^2) = 5.81\% > 5\%$ donc l'ajustement est adéquat
- p-value : 0.2141
- Degrés de liberté : 4
- Nombre de classes 07

Conclusion

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %

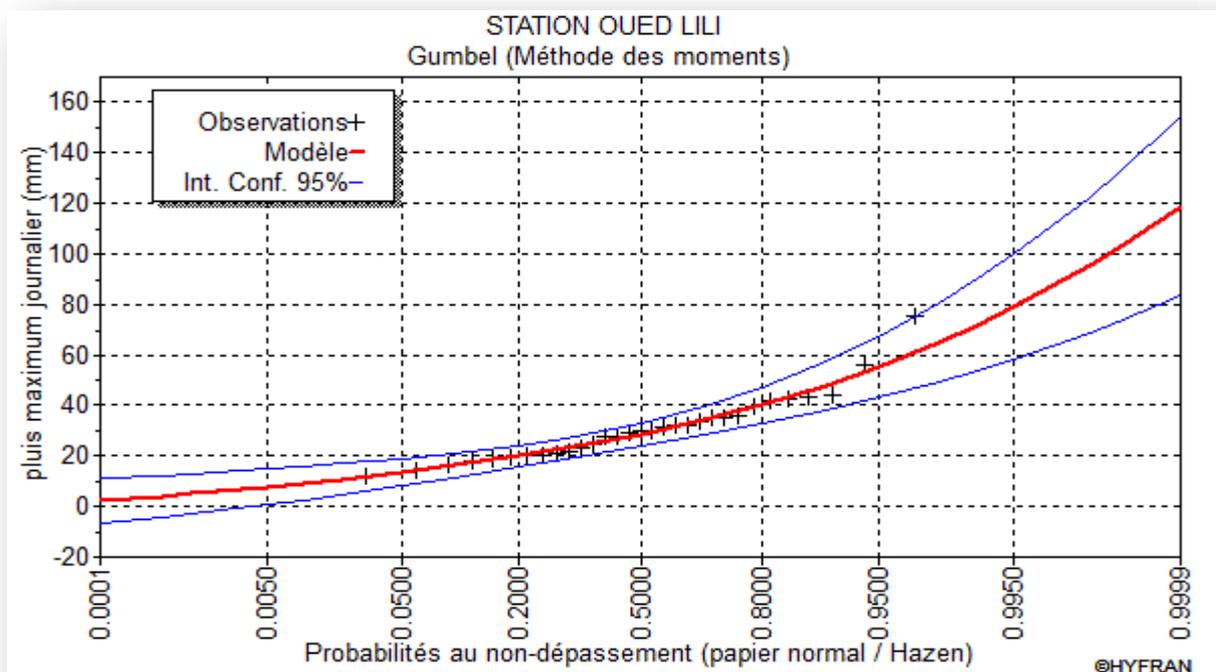


Figure III.4 : Ajustement à la loi de Gumbel

III.4.2.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi Lognormal

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(III.18)$$

U est la variable réduite de Gausse

$$u = \frac{\ln X - \overline{\ln X}}{\sigma_{\ln x}} \dots\dots\dots (III.19)$$

L'équation de la droite de Galton est la suivante

$$\text{Log } x(p \%) = \overline{\text{Log } x} + \sigma * \text{Log } u(p \%) \dots\dots\dots(III.20)$$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{38} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \dots\dots\dots (III.21)$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau III.13 : Paramètres d'ajustement

Nombre d'observation	31
mu	3.3439
sigma	0.40553

q = F(X) (probabilité au non dépassement) T = 1/ (1-q)

Tableau III.14 : Ajustement à la loi Lognormal

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance 95%
1000	0.999	99.2	17.6	64.7 - 134
200	0.995	80.5	12.3	56.3 - 105
100	0.99	72.8	10.3	52.5 - 93.0
50	0.98	65.2	8.46	48.6 - 81.8
20	0.95	55.2	6.23	43.0 - 67.4
10	0.9	47.6	4.72	38.4 - 56.9
5	0.8	39.9	3.39	33.2 - 46.5
3	0.6667	33.7	2.57	28.7 - 38.8
2	0.5	28.3	2.06	24.3 - 32.4

A. Test d'adéquation du Khi carré X^2

❖ Hypothèse

- H_0 : L'échantillon provient d'une loi Lognormale.
- H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Lognormale.

❖ Résultat

- Résultat de la statistique : $P(X^2) = 5.640 > 5\%$ donc l'ajustement est satisfaisant
- p-value : 0.5418
- Degrés de liberté : 4
- Nombre de classes 07

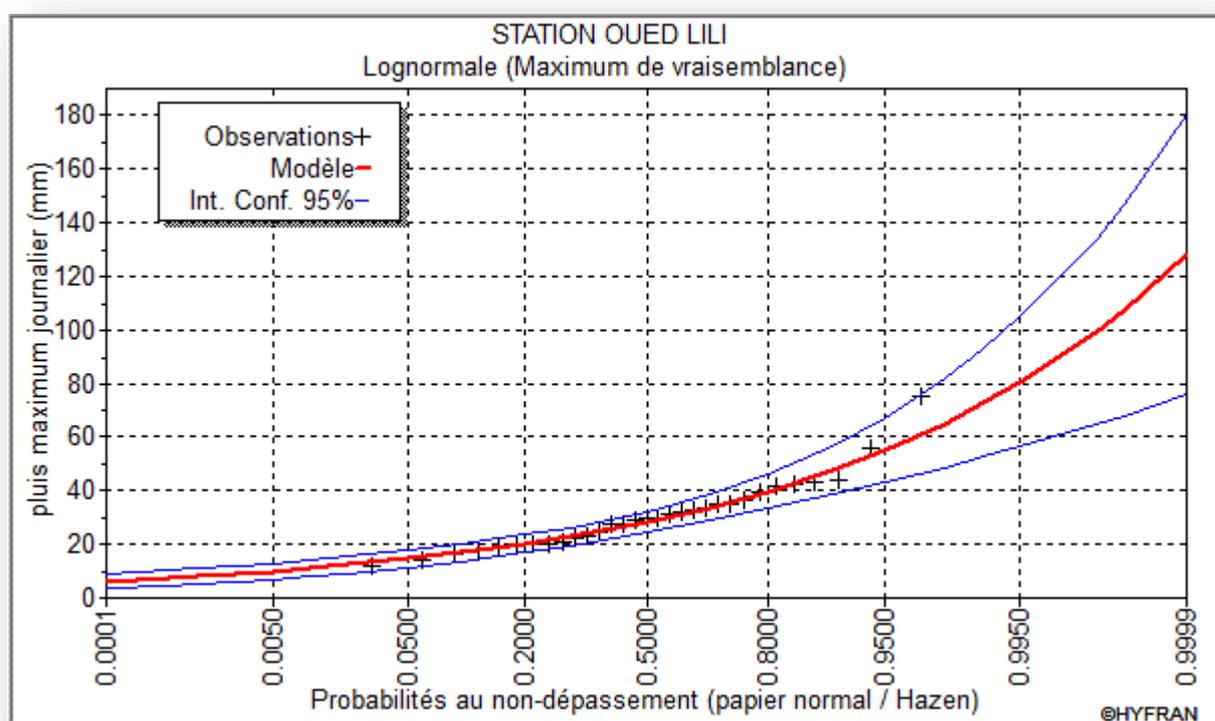


Figure III.5 : Ajustement à la loi de Galton

III.4.2.3. Comparaison des résultats

D'après les trois droites d'ajustement et le test d'adéquation, nous remarquons que :

- La loi de Gumbel sont rejetée par le test de khi deux
- la série pluviométrique s'ajuste mieux à loi log normale « Galton » et selon le test du khi deux l'ajustement est adéquat, donc nous adoptons la loi de Galton.

III.4.3. La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

A partir des valeurs des pluies journalières maximales, nous calculons les pluies de courte durée de même fréquences, en utilisant la relation suivante

$$P_{\max t.p\%} = P_{\max.j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (III.22)$$

Avec :

- **P_{max,p%}**: pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de P_{maxj}.
- **P_{maxj}**: pluies maximales fréquentielles.
- **t**: temps en heure.
- **b** : exposant climatique, pour la région de notre étude **b = 0,32**

L'intensité est déterminée par la formule suivante

$$I_t = \frac{P_{\max,t,p\%}}{t} \dots\dots\dots (III.23)$$

La pluie de courte durée et son intensité pour un pas de temps voulu et une fréquence voulue sont données dans les tableaux ci-dessous

Tableau III.15 : Pluies de courte durée (mm)

periode	5	10	20	50	100	200	1000
Fréquence (%)	20	10	5	2	1	0.5	0.1
Pmax j .p%	39.85	47.65	55.2	65.2	72.75	80.65	99.35
T(h)	Pmax j .p%						
2	16.70	19.97	23.13	27.32	30.49	33.80	41.63
4	21.29	25.45	29.48	34.83	38.86	43.08	53.07
6	24.53	29.33	33.98	40.14	44.78	49.65	61.16
8	27.13	32.44	37.58	44.39	49.53	54.91	67.64
10	29.33	35.07	40.63	47.99	53.55	59.36	73.13
12	31.27	37.39	43.31	51.15	57.08	63.28	77.95
14	33.00	39.46	45.71	53.99	60.24	66.78	82.27
16	34.58	41.35	47.90	56.57	63.12	69.98	86.21
18	36.03	43.09	49.91	58.95	65.78	72.92	89.83
20	37.39	44.70	51.79	61.17	68.25	75.66	93.21
22	38.65	46.22	53.54	63.24	70.57	78.23	96.37
24	39.85	47.65	55.20	65.20	72.75	80.65	99.35

Tableau III.16 : Intensité des pluies I_0 (mm/h)

periode	5	10	20	50	100	200	1000
Fréquence (%)	20	10	5	2	1	0.5	0.1
$P_{max j.p\%}$	39.85	47.65	55.2	65.2	72.75	80.65	99.35
T (h)	I_0 (mm/h)						
2	8.35	9.98	11.57	13.66	15.24	16.90	20.82
4	5.32	6.36	7.37	8.71	9.71	10.77	13.27
6	4.09	4.89	5.66	6.69	7.46	8.27	10.19
8	3.39	4.05	4.70	5.55	6.19	6.86	8.45
10	2.93	3.51	4.06	4.80	5.35	5.94	7.31
12	2.61	3.12	3.61	4.26	4.76	5.27	6.50
14	2.36	2.82	3.26	3.86	4.30	4.77	5.88
16	2.16	2.58	2.99	3.54	3.95	4.37	5.39
18	2.00	2.39	2.77	3.28	3.65	4.05	4.99
20	1.87	2.24	2.59	3.06	3.41	3.78	4.66
22	1.76	2.10	2.43	2.87	3.21	3.56	4.38
24	1.66	1.99	2.30	2.72	3.03	3.36	4.14

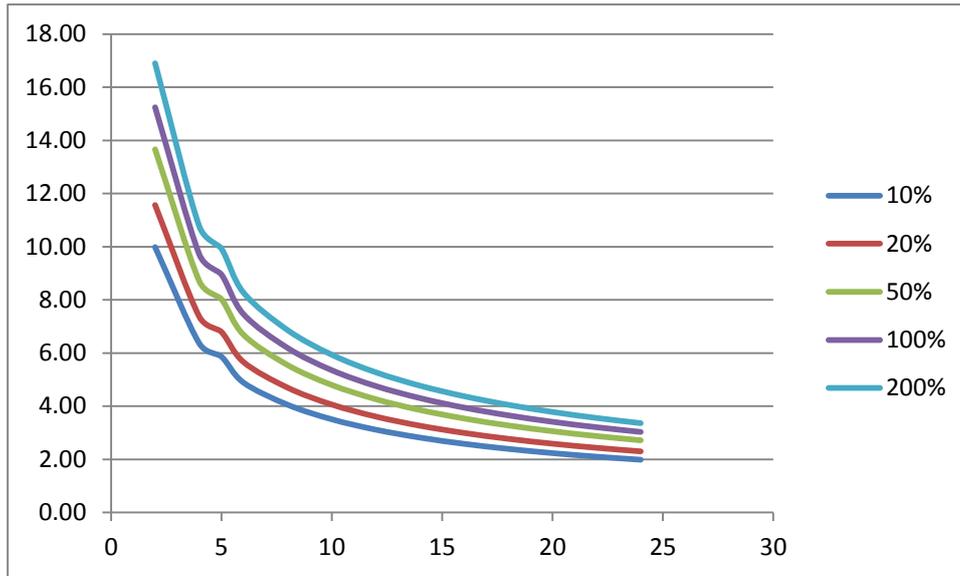


Figure III.6 : Intensité-Durée-Fréquence (IDF)

III.5. Etude des apports

III.5.1. Apport moyen interannuel (A₀)

Dans notre cas, nous avons utilisé les formules empiriques à la raison de l'indisponibilité d'une station de jaugeage en amont du site.

L'apport moyen annuel a été estimé à partir des formules suivantes :

A. Formule de l'ANRH

$$A_0 = 0,915 \cdot P^{2,684} \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots (III.24)$$

Avec :

- **P** : précipitation moyenne (mm)
- **S** : surface du bassin versant (Km²)

$$A_0 = 0,311 \text{ Mm}^3$$

B. Formule de SAMIE

Elle est utilisée en Algérie entre l'isohyète 300 mm et 400 mm

$$Le = P^2(293 - 2,2\sqrt{S}) \text{ Où } A_0 = Le \cdot S \dots\dots\dots (III.25)$$

Avec :

- **Le** : lame d'eau écoulee en (mm)

- **P**: Pluie moyenne en (mm)
- **S** : Surface du bassin versant en (km)

$$Le = 28,17 \text{ mm} ; A_0 = 0,314 \text{ Mm}^3$$

C. Formule de Derie II

$$A=0,513. P^{2,683} . D_d^{0,5} .S^{0,842} \dots\dots\dots (III.26)$$

Avec :

- **P** : précipitation moyenne (mm)
- **Dd** : densité de drainage (Km / Km²)
- **S** : surface du bassin versant (Km²)

$$A_0 = 0,321 \text{ Mm}^3$$

D. Formule de TURC

$$Le = \frac{P}{\sqrt{0,9 + \frac{P^2}{l^2}}} \quad \text{où} \quad L = 300+25T+0,05T^3 \dots\dots\dots (III.27)$$

Avec :

- **T** : température moyenne annuel en (°c).
- **L** : Coefficient qui dépend de la température.
- **P** : Précipitation moyenne (mm).

$$A_0 = 0,114 \text{ Mm}^3$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.17 : Récapitulatif des apports

Type de formule	L'apport moy annuel (Mm ³)
ANRH	0.311
SAMIE	0.314
DERIE II	0.321
TURC	0.113

Commentaire

Les résultats obtenus par les formules de l'ANRH, SAMIE et DERIE sont très proche, nous allons choisir la formule de DERIE qui donne un apport de **0,314 Mm³** vue qu'elle est la plus proche à la moyenne de ces 3 valeurs.

III.5.2. Répartition mensuelle des apports

D'après le schéma de répartition mensuelle de la pluviométrie exprimée en pourcentage, sa transformation en schéma de répartition mensuelle des apports, s'effectue en faisant le produit du (%) pluviométrique de chaque mois par l'apport annuel retenu, le tableau qui suit, résume les apports mensuels.

Tableau III.18 : Répartition mensuelle des apports

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Total
A (Mm3)	0.025	0.032	0.047	0.047	0.051	0.043	0.038	0.045	0.033	0.009	0.004	0.007	0.382
A (%)	6.63	8.39	12.33	12.29	13.27	11.34	9.95	11.76	8.73	2.47	0.92	1.92	100

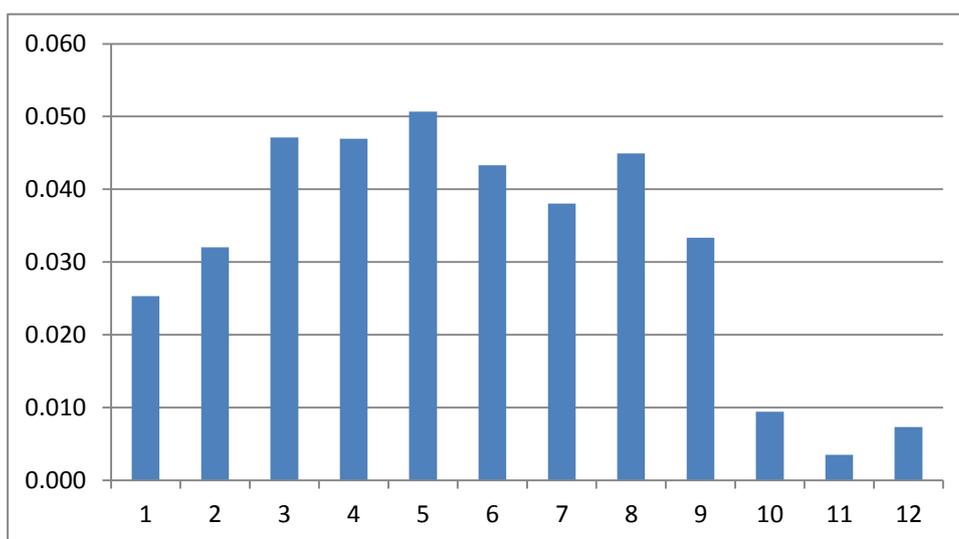


Figure III.7 : Répartition mensuelle de l'apport

III.5.3. Caractéristiques de l'écoulement

A. Module de l'écoulement

$$Me = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots (III.28)$$

Avec :

- **A₀** : Apport moyen annuel (l)
- **T** : Temps d'une année en seconde, **T = 3,1536 * 10⁷**

Me = 10,17 l/s

B. Module de l'écoulement relatif (spécifique)

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots (III.29)$$

Avec :

- **Me** : Module de l'écoulement (l/s).
- **S** : Superficie du bassin (Km²).

$$M_0 = 0,91 \text{ /s.km}^2$$

C. Lamme d'eau écoulée

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots (III.30)$$

Avec :

- **A₀** : Apport moyen annuel (m³)
- **S** : Superficie du bassin (Km²)

$$L_e = 28,80 \text{ mm}$$

D. Coefficient de l'écoulement ou de ruissellement

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \dots\dots\dots (III.31)$$

Avec :

- **Le** : Lamme d'eau écoulée (mm).
- **P_{moy}** : Pluie moyenne annuelle (mm)

$$C_e = 0,0917 = 9,17 \%$$

III.5.4. Coefficient de variation

Pour la détermination du coefficient de variation nous avons utilisé les formules empiriques :

A. Formule de N.N PADOUM

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

$$C_v = 0,93 \frac{K}{M_0^{0,23}} \dots\dots\dots (III.32)$$

Avec :

- **K** : Coefficient de réduction K= (0,25-1,00) on prend K=0,5
- **M** : module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).

$$C_v = 0,712$$

B. Formule de SOKOLOVSKY- CHEVELEV

$$Cv = 0,78 - 0,29 \log_{10} M_0 - 0,063 \log_{10} (S + 1) \dots \dots \dots (III.33)$$

Avec

- **M₀** : Module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).
- **S** : Surface du bassin versant (Km²).

$$Cv = 0,723$$

C. Formule d'URGIPROVODKHOZ

$$Cv = \frac{0.7}{M_0^{0.127}} \dots \dots \dots (III.34)$$

Avec :

- **M₀** : Module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).

$$Cv = 0,69$$

Tableau III.19 : Récapitulatif des Cv

Formule	Le coefficient de variation
N.N PADOUM	0.71
SOKOLOVSKY	0.72
URGIPROVODKHOZ	0.69

Les trois méthodes nous amènent au même résultats, donc **Cv = 0,71**

III.5.5. Apport fréquentiel

Nous adoptons la distribution Log Normale (GALTON) qui s'ajuste bien en général aux séries observées, l'expression de la loi s'écrit:

$$Af \% = \frac{Ae^{u\sqrt{\ln(Cv^2+1)}}}{\sqrt{Cv^2+1}} \dots \dots \dots (III.35)$$

Avec:

- **A**: Apport moyen annuel
- **Af %** : Apport liquide de fréquence donnée
- **Cv**: Coefficient de variation, **Cv = 0,71**
- **u**: variable de Gauss

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant

Tableau III.20 : Les apports de différentes fréquences

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
Fréquence	80	90	96	98	99	99.9
Variable de Gausse	0.843	1.285	1.753	2.0571	2.328	3.159
Apport (Mm3)	0.264	0.244	0.224	0.212	0.201	0.173

III.5.5.1. Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations.

Tableau III.21 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou
A (%)	6.629	8.390	12.332	12.289	13.271	11.337	9.953	11.758	8.732	2.473	0.917	1.918
A (80%)	0.018	0.022	0.033	0.033	0.035	0.030	0.026	0.031	0.023	0.007	0.002	0.005

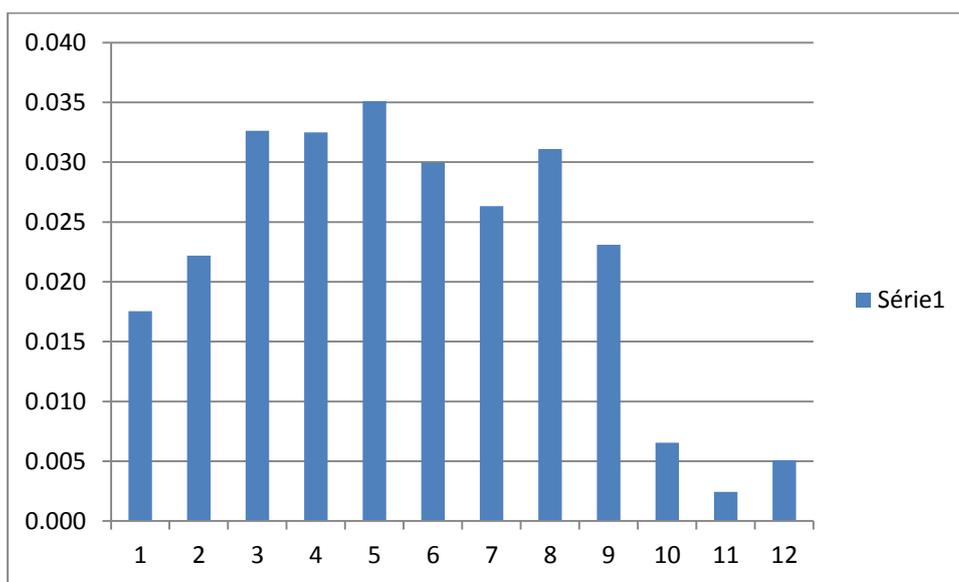


Figure III.8 : Répartition mensuelle de l'apport 80%

III.5.6. Apport solide

La connaissance des apports solides permet de déterminer la durée de vie de l'ouvrage, En absence de données de concentration observées, la méthode empirique de TIXERONT peut être utilisée pour la quantification des apports solides.

Cette méthode est établie sur les données d'observations de 23 bassins de l'Algérie et 09 de la Tunisie. Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit

$$T_s = \alpha \cdot L^{0.15} \dots\dots\dots(III.36)$$

Avec :

- **T_s** : le transport solide en (t/Km²/an).
- **L₀** : la lame écoulee en (mm).
- **α** : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant,

$$T_s = 248.15 \text{ (t/Km}^2\text{/an)}$$

Le volume mort est estimé à

$$V_m = (1,05 \div 1,10) \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s}$$

Et

$$Q_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \cdot S$$

Avec :

- **T** : temps d'exploitation, **T = 20 ans**
- **δ_s** : Poids spécifique des sédiments, **δ_s = 1,6 t/m³**
- **S** : Superficie du bassin versant.

$$Q_s = 2963.39 \text{ t/an} \quad ; \quad V_m = 46115.78 \text{ m}^3$$

III.6. Etude des crues

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

Comme nous ne disposons d'aucune information hydrométrique dans le bassin versant de l'étude, l'estimation des débits des crues au site de la retenue collinaire est basée sur les méthodes empiriques.

III.6.1. Détermination des débits maxima fréquentiels par les formules empiriques

A. Formule de Mallet-Gauthier

$$Q_{\max p\%} = 2K \log (1+20.P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \dots\dots\dots (III.37)$$

Avec :

- **Q_{maxp%}** : Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s).
- **P_{moy}** : Pluie moyenne annuelle (m).
- **S** : Superficie du bassin versant.
- **L** : Longueur du talweg principal
- **K** : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : K(1-3) ; **K = 2**.
- **T** : Période de retour (an).

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau III.22 : Débit maximum pour différents périodes de retour

Periode de retour	100	50	20	10
Qmax (m3/s)	62.715	57.773	50.502	44.215

B. Formule de Sokolovsky

$$Q_{\max p\%} = \frac{0,28 * (X_{p\%, ct} - H_0) * \alpha_{p\%} * F * \bar{S}}{T_m = T_c} \dots\dots\dots (III.38)$$

Avec :

- **H₀** : pertes initiales en mm, H₀ = 7mm
- **α_{p%}** : coefficient de ruissellement de la crue probable pour une période donnée
- **F** : Coefficient de forme de la crue : $F = \frac{12}{4 + 3\gamma}$
 - Pour 1°- S <50 Km² on a γ = 2
 - Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable $2 \leq \gamma \leq 2,5$

Nous prenons : $\gamma = 2$ D'où : **F = 1,2**

- **S** : Superficie du bassin (Km²).

Tableau III.23: Débit maximum pour différents périodes de retour

Periode de retour	100	50	20	10
Pct	44.78	40.14	33.98	29.33
Qmax (m3/s)	22.505	19.736	16.070	13.302

C. Formule de Turraza

$$Q_{\text{max}p\%} = \frac{C * I_t * S}{3,6} \dots\dots\dots (III.39)$$

Avec :

- **S** : Superficie du bassin versant (Km²).
- **C** : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.
- **I_{tc}** : Intensité des pluies pendant une durée égale au temps de concentration pour une fréquence donnée (mm/h).

Des études effectuées à l’A.N.R.H montrent qu’on adopte pour Cr les valeurs données dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.24 : Débit maximum pour différents périodes de retour

Periode de retour	100	50	20	10
C	0.7	0.6	0.55	0.5
I_{tc}	7.46	6.69	5.66	4.89
Qmax (m3/s)	16.167	12.420	9.639	7.564

D. Formule de Possenti

$$Q_{p\%} = \frac{\mu \cdot P_{\text{max}j\%} \cdot S}{L} \dots\dots\dots (III.40)$$

Avec : $Q_{\text{max} p\%} = \mu \cdot P_{\text{max}j\%} \cdot S/L$

- **P_{max p%}** : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée (m)
- **μ** : Coefficient compris entre 700 et 800 ; **μ = 750**
- **L** : Longueur du cours d'eau principal (Km).

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau III.25 : Débit maximum pour différents périodes de retour

Periode de retour	100	50	20	10
Qmax (m3/s)	199.943	179.193	151.709	130.959
Pmax j .p%	72.75	65.2	55.2	47.65

Tableau III.26 : Récapitulatif des résultats de débit maximum de crue

Periode de retour	100	50	20	10
<i>Mallet Gautie</i>	62.715	57.773	50.502	44.215
Formule de Sokolovsky	22.505	19.736	16.070	13.302
Formule de Turraza	16.167	12.420	9.639	7.564
Formule de Possenti	199.943	179.193	151.709	130.959

Les résultats obtenus par les formules de Sokolovsky, Turraza et Possenti sont très proche, nous optons pour la formule de Sokolovsky parce qu'elle est la plus proche de la moyenne des trois formules et elle tient compte des paramètres topographiques, climatiques et hydrologiques.

III.6.2. Hydrogramme de crues

L'hydrogramme de crue sera établi par la méthode de Sokolovsky qui considère que l'hydrogramme de crue présente 2 branches de courbes, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue

- Pour la montée

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x \dots\dots\dots (III.41)$$

- Pour la décrue

$$Q_d = Q_{max} \left[\frac{(t_d - t)}{t_d} \right]^y \dots\dots\dots (III.42)$$

Avec :

- **Q_m**: débit instantané de la montée (m/s)
- **Q_d**: débit instantané de la décrue (m/s)
- **t_m**: temps de la montée de la crue en heures ; t_m = t_c = 5,03 heures
- **Q_{max}**: débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m/s)
- **x, y** : Puissance des courbes
 - **x = 2** pour la montée de la crue.
 - **y = 3** pour la décrue.
- **t_d** : temps de la décrue en heures ; t_d = δ t_m = 10,06 heures
 - **δ** : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue (δ = 3 ; voir tableau III.27).

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

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

Les résultats obtenus pour les différentes fréquences sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.28 : Hydrogramme de crue dans le cas de la montée

T	100	50	20	10
Temps (h)	$Q_{1\%} (m^3/s)$	$Q_{2\%} (m^3/s)$	$Q_{5\%} (m^3/s)$	$Q_{10\%} (m^3/s)$
0	0.00	0.00	0.00	0.00
0.5	0.22	0.20	0.16	0.13
1	0.89	0.78	0.64	0.53
1.5	2.00	1.76	1.43	1.18
2	3.56	3.12	2.54	2.10
3	8.01	7.02	5.72	4.73
4	14.23	12.48	10.16	8.41
5	22.24	19.50	15.88	13.14
5.03	22.50	19.74	16.07	13.30

Tableau III.29 : Hydrogramme de crue dans le cas de la décrue

T	100	50	20	10
Temps (h)	$Q_{1\%} (m^3/s)$	$Q_{2\%} (m^3/s)$	$Q_{5\%} (m^3/s)$	$Q_{10\%} (m^3/s)$
0	22.50	19.74	16.07	13.30
0.5	19.31	16.94	13.79	11.42
1	16.44	14.42	11.74	9.72
1.5	13.86	12.16	9.90	8.19
2	11.57	10.15	8.26	6.84
2.5	9.55	8.38	6.82	5.65
3	7.78	6.82	5.55	4.60
3.5	6.24	5.47	4.46	3.69
4	4.92	4.31	3.51	2.91
4.5	3.80	3.33	2.71	2.25
5	2.86	2.51	2.04	1.69
5.5	2.10	1.84	1.50	1.24
6	1.48	1.30	1.06	0.87
6.5	1.00	0.87	0.71	0.59
7	0.63	0.56	0.45	0.37
7.5	0.37	0.33	0.26	0.22
8	0.19	0.17	0.14	0.11
8.5	0.08	0.07	0.06	0.05
9	0.03	0.02	0.02	0.02
9.5	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00
10.06	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

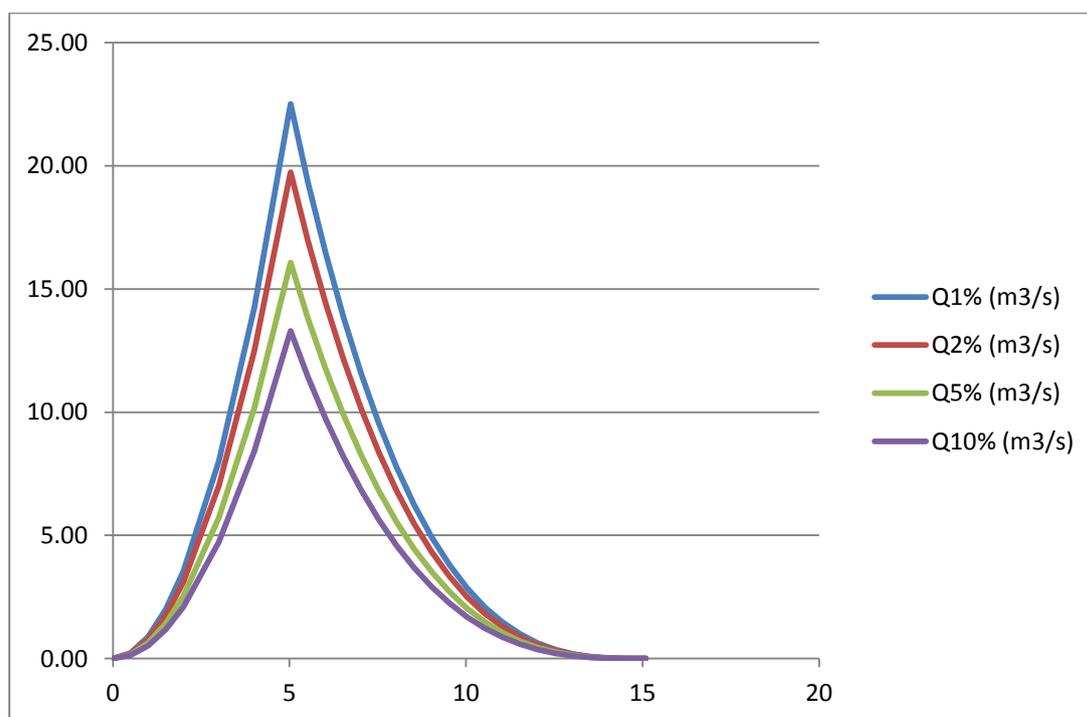


Figure III.9 : Hydrogrammes de crues

III.6.3. Choix de la crue projet

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

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

Tableau III.30 : Crues de projet recommandé (BULLETIN DE CIGB, EVALUATION DE CRUE DE PROJET)

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

Vu la situation de la retenue, nous constatons que le risque d'avoir des pertes en vies humaines dans le cas d'une rupture est faibles ainsi que pour les dommages matériels ; donc nous avons opté pour une crue de projet de probabilité 1 % (T =100 ans).

$$Q_{1\%} = 22,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

L'hydrogramme de la crue projet ($Q_{1\%}$) tracé par la méthode de Sokolovsky est présenté dans la figure suivante.

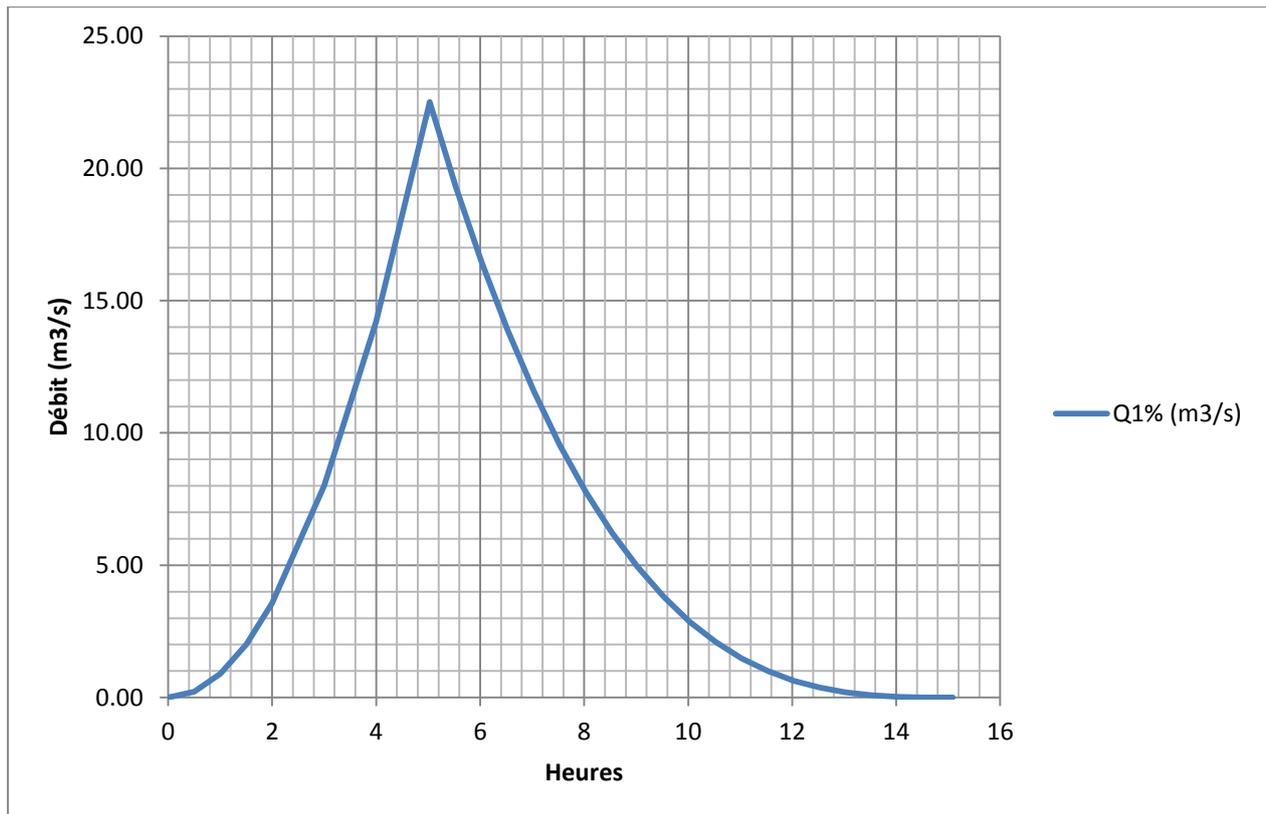


Figure III.10 : Hydrogramme de la crue projet pour une période de retour 100 ans

III.7. Régularisation

L'objet de l'étude de régularisation est de déterminer la capacité de la retenue collinaire, de façon à ce que la régularisation des apports de l'Oued soit optimum. Pour notre projet la retenue étant destinée à l'irrigation.

Deux types de régularisation sont utilisés:

- Régularisation saisonnière.
- Régularisation interannuelle.

Et, comme les apports sont supérieurs aux besoins, nous avons effectué une régularisation saisonnière, puisque

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^3).
- La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

III.7.1. Répartition des besoins

La répartition mensuelle des besoins est présentée dans le tableau(III.35).

La surface irriguée est de 50 Ha et la quantité et les besoins annuels sont estimés à 250000 m³

Tableau III.31 : Répartition mensuelle des besoins

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août
Besoin (%)	6,10	1,39	0	0	0	0	0	4,74	12,94	21,07	29,73	23,72
Besoin (m3)	10950	2490	0	0	0	0	0	8506	23221	37810	53350	42565

III.7.2. Courbes « Hauteurs –Capacités –Surface »

L'établissement du Plan d'eau en courbe de niveau donne d'une part les variations du volume de la retenue en fonction de la cote du Plan d'eau, ce qui permettra de fixer la variation du niveau normale de la retenue et d'autre part la variation de la surface submergée de la retenue en fonction de la cote du Plan d'eau, ce qui permettra de calculer les pertes par évaporation.

Si on suppose que notre cuvette est comprise entre une côte minimale de 545 m et une côte maximale de 557 m, soit une hauteur près de 12 mètres.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots(III.44)$$

Avec :

- $\Delta V_i = \frac{1}{2} \cdot S_i \cdot \Delta H$.
- S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m².
- S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m².
- ΔH : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives.
- ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m³).

Le tableau suivant donne les caractéristiques topographiques de la retenue :

Tableau III.32:Courbes « Hauteurs –Capacités –Surface »

H (m)	S _i [Km ²]	Smoy	ΔH (m)	ΔV (Mm ³)	V (Mm ³)	Surface cumulée
545	0	****	0	0	0	0
		0.0006500	1	0.000433		
546	0.0013	0.0024000	1	0.002400	0.0004333	0.00130
547	0.0035	0.0063000	1	0.006300	0.0028333	0.00480
548	0.0091	0.0141500	1	0.014150	0.0091333	0.01390
549	0.0192	0.0235500	1	0.023550	0.0232833	0.03310
550	0.0279	0.0332500	1	0.033250	0.0468333	0.06100
551	0.0386	0.0449500	1	0.044950	0.0800833	0.09960
552	0.0513	0.0573000	1	0.057300	0.1250333	0.15090
553	0.0633	0.0692000	1	0.069200	0.1823333	0.21420
554	0.0751	0.0823500	1	0.082350	0.2515333	0.28930
555	0.0896	0.0974000	1	0.097400	0.3338833	0.37890
556	0.1052	0.1138500	1	0.113850	0.4312833	0.48410
557	0.1225	0.1317000	1	0.131700	0.5451333	0.60660
558	0.1409				0.6768333	0.74750

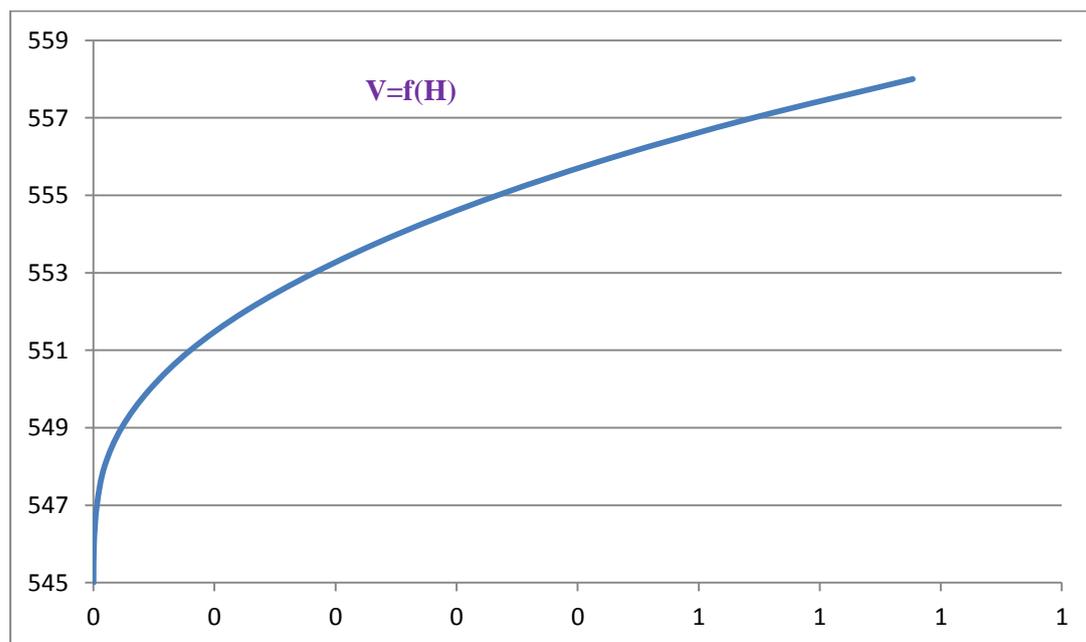


Figure III.11 : Courbes Hauteurs-Surface

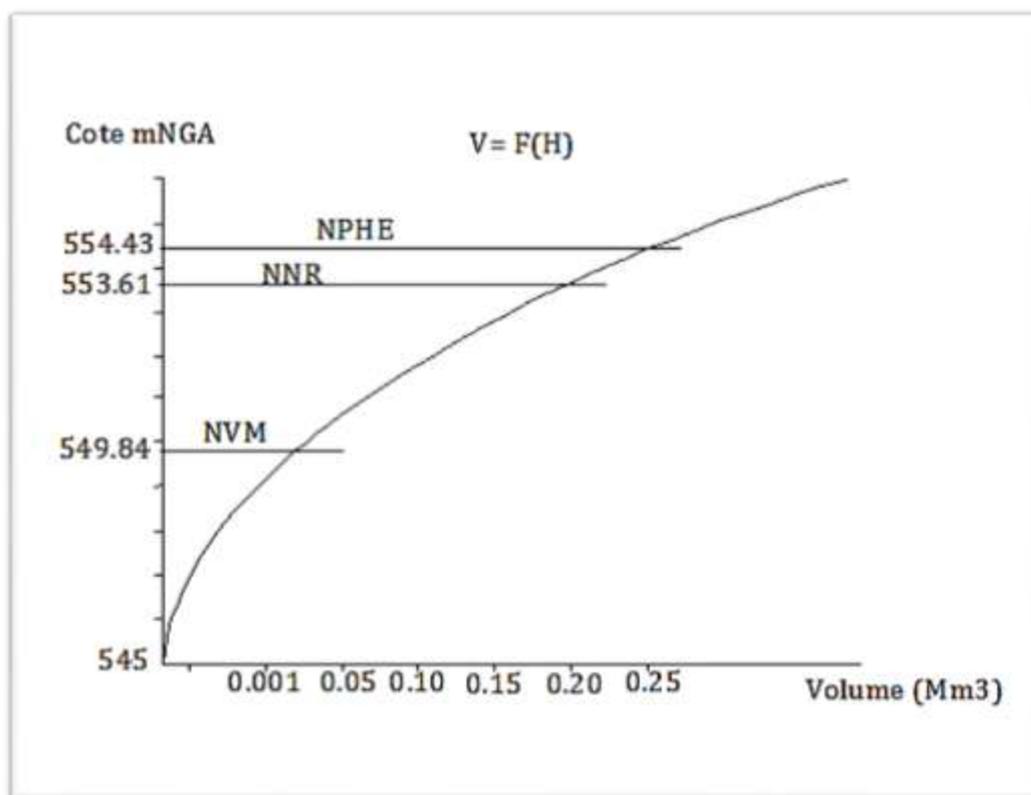


Figure III.12 : Courbes Hauteurs-Capacité

III.7.3. Calcul du volume utile

Pour calculer le volume utile de la retenue nous avons besoin de :

- L'apport annuel $A_{80\%}$.
- La consommation totale.
- Le volume mort de la retenue.

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

Procédé de calcul:

Détermination de la période de bonne hydraulicité.

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

III.7.3.1. Détermination de la période de bonne hydraulité

La période à bonne hydraulité est celle du mois de septembre jusqu'au mois de mai.

III.7.3.2. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Les résultats de calcul du volume utile sont donnés dans le tableau suivant.

Tableau III.33 : Le volume utile de la retenue

Mois	W 80%	U 80 %	W- U 80 %	V (Mm3)	
Sep	0.023999	0.03007	-0.00607	-	Vs=0.247212002102253
Oct	0.030374	0.0125	0.01787	+	
Nov	0.044647	0	0.04465	+	
Dec	0.044493	0	0.04449	+	
Jan	0.048048	0	0.04805	+	
Fev	0.041046	0	0.04105	+	
Mar	0.036036	0.005	0.03104	+	
Avr	0.042569	0.0225	0.02007	+	
Mai	0.031615	0.034965	-0.00335	-	Vd=-0.135172459426091
Juin	0.008954	0.044895	-0.03594	-	
Juil	0.003320	0.05493	-0.05161	-	
Août	0.006944	0.045145	-0.03820	-	

- $V_s = 0,247212 \text{ M m}^3$.
- $V_d = 0,1351725 \text{ M m}^3$.

Donc: *la retenue fonctionne à un seul temps.*

$$V_s > V_d \quad \text{D'où: } V_u = V_d \quad \text{Alors : } \mathbf{V_u = 0,1351725 \text{ Mm}^3}$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m \dots\dots\dots(III.45)$$

$$V_{NNR} = V_u + V_m = 0,135 + 0,046 = 0,18129 \text{ Mm}^3$$

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

L'alternance de la période de remplissage et 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 normal 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 qu'on ne 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.

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

Tableau III.34 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes								
Mois	W (hm3)	W-U (hm3)	1ere consigne			2eme consigne		
			Vrf (hm3)	Vri (hm3)	S (hm3)	Vrf (hm3)	Vri (hm3)	S (hm3)
Octobre	0.03037418	0.0178742	0.046	0.046		0.0282416	0.046	0.018
Novembre	0.044646662	0.0446467	0.063990	0.06398996		0.001469	0.046	0.045
			0.108637	0.108636622		0.001623	0.046	0.044
Décembre	0.044492947	0.0444929	0.153130	0.153129569		0.041090	0.046	0.005
Janvier	0.048047617	0.0480476	0.201177	0.1813	0.01989	0.089138	0.08913764	
Février	0.041045877	0.0410459	0.222334	0.1813	0.04105	0.130184	0.13018352	
Mars	0.036035905	0.0310359	0.212324	0.1813	0.03104	0.161219	0.16121943	
Avril	0.042568813	0.0200688	0.201357	0.1813	0.02007	0.1813	0.1813	
Mai	0.031615432	-0.0033496	0.177939	0.177938672		0.177939	0.177939	
Juin	0.008953927	-0.0359411	0.141998	0.141997599		0.141998	0.141998	
Juillet	0.003320254	-0.0516097	0.090388	0.090387853		0.090388	0.090388	
Août	0.006944097	-0.0382009	0.052187	0.05218695		0.052187	0.052187	
Septembre	0.02399883	-0.0060712	0.046	0.046		0.046	0.046	
Total	0.362044543	0.1120395			0.112			0.112

Avec :

- **V_{rf}** : Volume de remplissage final
- **V_{ri}** : Volume de remplissage initial
- **S** : Volume excédentaire à évacuer

III.7.3.3. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Les pertes dans la retenue sont :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

A. Pertes par évaporation

$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots (III.46)$$

Avec :

- **V_{ep}** : volume perdu à cause de l'évaporation.
- **E_s** : Evaporation mensuelle (m).
- **S_{moy}** : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen (V_{moy}).
- **V_{moy}** : volume moyenne

$$\left[V_{moy} = \frac{V_{rfj} + V_{rfj+1}}{2} \right] \dots\dots\dots (III.47)$$

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

B. Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots\dots\dots (III.48)$$

- **V_{inf}** : volume perdu à cause de l'infiltration.
- **δ** : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau (III.39), **δ = 0.8**

- **V_{moy}**: volume moyenne $\left[V_{moy} = \frac{V_{rfj} + V_{rfj+1}}{2} \right]$

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

Tableau III.35 : Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.

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

Les résultats du calcul de la régularisation en tenant compte des pertes sont présentés dans le tableau n° III.36

C. La première approximation

$$V'_s = 0,247 \text{ Mm}^3$$

$$V'_d = 0,135 \text{ Mm}^3$$

$$S = 0,120 \text{ Mm}^3$$

$V_s > V_d$, donc la retenue fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que là l'excédent d'eau est plus grand que le déficit donc.

$$V_u = V_d = 0,135 \text{ Mm}^3$$

Donc, nous aurons : $V_{\text{NNR}} = V_m + V_u = 0,046 + 0,135 = 0,1813 \text{ Mm}^3$

$$V'_{\text{NNR}} = 0,1813 \text{ Mm}^3$$

III.7.3.4. Estimation de l'erreur

Les volumes des pertes sont considérés comme consommation, pour ces calculs nous devons vérifier la condition suivante :

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \quad \text{Avec} \quad 1\% < \varepsilon < 2\% \dots\dots\dots \text{(III.49)}$$

- V_u : volume utile sans tenir compte des pertes.
- V'_u : volume utile en tenant compte des pertes.

Si cette condition ($1\% < \varepsilon < 2\%$) n'est pas vérifiée nous devons faire des itérations.

- $V'_u = 0,135 \text{ Mm}^3$
- $V_u = 0,177 \text{ Mm}^3$

$$\zeta = \frac{0,177 - 0,135}{0,177} \cdot 100 \text{ le résultat est: } \zeta = 1,72 \%$$

Donc :

- Nous admettons le volume utile : $V_u = 0,177 \text{ Mm}^3$
- Le volume normal de la retenue est : $V_{\text{NNR}} = 0,2233 \text{ Mm}^3$
- La cote au niveau normal de la retenue est $\text{NNR} = 553,61 \text{ m}$
- La cote au niveau du volume mort est $\text{NVM} = 549,84 \text{ m}$

Tableau III.36 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2ème approximation)								
Mois	W (hm3)	W-(U+P) (hm3)	1ere consigne			2eme consigne		
			Vrf (hm3)	Vri (hm3)	S (hm3)	Vrf (hm3)	Vri (hm3)	S (hm3)
Octobre	0.03037418	0.01516215	0.046	0.046		0.0309536	0.046	0.01516215
			0.06127793	0.06127793		0.0179353	0.046	0.028180479
Novembre	0.044646662	0.042353769	0.103631699	0.103631699		0.0602891	0.06028907	
			0.146048145	0.146048145		0.1027055	0.10270552	
Décembre	0.044492947	0.042416446	0.191588591	0.191588591		0.1482460	0.14824596	
			0.228839209	0.2233	0.00555	0.1854966	0.18549658	
Janvier	0.048047617	0.045540446	0.24879450	0.2233	0.02551	0.2110068	0.21100684	
			0.23556164	0.2233	0.01228	0.2233	0.2233	
Février	0.041045877	0.037250618	0.21039564	0.210395638		0.2103956	0.21039564	
			0.163503035	0.163503035		0.1635030	0.16350303	
Mars	0.036035905	0.025510259	0.100463258	0.100463258		0.1004633	0.10046326	
			0.055922129	0.055922129		0.0559221	0.05592213	
Avril	0.042568813	0.012277401	0.046	0.046		0.046	0.046	
			0.21039564	0.210395638		0.2103956	0.21039564	
Mai	0.031615432	-0.012888601	0.163503035	0.163503035		0.1635030	0.16350303	
			0.100463258	0.100463258		0.1004633	0.10046326	
Juin	0.008953927	-0.046892603	0.055922129	0.055922129		0.0559221	0.05592213	
			0.046	0.046		0.046	0.046	
Juillet	0.003320254	-0.063039776	0.0433	0.0433		0.0433	0.0433	
			0.100463258	0.100463258		0.1004633	0.10046326	
Août	0.006944097	-0.04454113	0.055922129	0.055922129		0.0559221	0.05592213	
			0.046	0.046		0.046	0.046	
Septembre	0.02399883	-0.009806349	0.0433	0.0433		0.0433	0.0433	
			0.046	0.046		0.046	0.046	
Total	0.362044543	0.04334263			0.0433			0.0433

III.8. Laminage des crues

Le phénomène de laminage des crues est la transformation de l'onde de crue entre un point amont et un point aval d'un cours d'eau. Il a pour effet de diminuer le débit de pointe en répartissant le volume de la crue dans le temps. Ceci est possible, grâce au stockage temporaire d'une partie du volume de la crue dans le lit majeur d'un cours d'eau (laminage naturel) ou dans la retenue d'un barrage (laminage artificiel).

Un barrage crée un laminage positif sur les crues : la pointe de crue en aval d'un barrage est toujours inférieure à la pointe de crue en amont de sa retenue.

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

III.8.1. Principe de calcul

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots(III.50)$$

Avec:

- **Q** : le débit entrant de la crue.
- **q** : le débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé)
- **S**:la surface du plan d'eau de la cuvette.

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

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots (III.51)$$

Avec :

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

Il existe plusieurs procédés de calcul comme Hildenblat, Blakmore, Kotcherine, EIER-CIECH, Step by step et d'autres méthodes, nous optons sur la Méthode de Kotcherine

III.8.1.1 méthode de KOTCHERINE

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

- l'hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze.

$$V_f = 0,5 * Q\% * T_b \dots \dots \dots (III.52)$$

- Les débits transités par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR.
- Les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

Ces suppositions simplifient énormément les calculs de laminage sans pour autant réduire leurs précisions.

A. Estimation du débit de crue laminée

Le volume en charge pour la crue est exprimé selon la relation:

$$V_{\text{forcé}} = V_{\text{crue}} \cdot (1 - q_{\text{lam}}/Q\%) \dots \dots \dots (III.53)$$

Avec :

- $V_{\text{forcé}}$: le volume d'eau en charge. Déterminé à l'aide de la courbe capacité-hauteur relatif à chaque NPHE
- V_{cr} et $Q\%$: volume et débit de la crue.
- q_{lam} : le débit laminé (crue de projet déversée).

De cette relation se déduit le débit de crue laminée:

$$q_{\text{laminé}} = Q\% \cdot (1 - V_{\text{forcé}}/V_{\text{crue}}) \dots \dots \dots (III.54)$$

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

B. Estimation de la charge au-dessus du déversoir

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

$$q_{\text{laminé}} = m \cdot (2g)^{0,5} \cdot L \cdot H_o^{1,5} \dots \dots \dots (III.55)$$

Avec :

- **m** : le 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, ici il est constant est égal à 0,49.
- **g** : l'accélération,
- **L** : hauteur déversant.
- **H** : la charge sur le déversoir (ici on fait varier de 0,5 à 1,5 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi:

$$q = S.V_{moy} \dots\dots\dots (III.56)$$

Et

$$S = L.H \dots\dots\dots (III.57)$$

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

$$V_{moy} = q/(L.H) \dots\dots\dots (III.58)$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la hauteur déversant

$$q_{laminé} = m.(2g)^{0.5}.L.H_o^{1.5} \dots\dots\dots (III.59)$$

Et

$$H_o = H + \alpha * (V_{moy})^2 / 2g \dots\dots\dots (III.60)$$

Avec:

- **Ho** : la charge globale
- $(V_{moy})^2 / 2g$: étant la charge dynamique liée à la vitesse d'écoulement.

Les résultats de calcul sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.37 : Résultat de laminage par la méthode de Kotcherine

donnees		Largeur	hauteur	debit	surface	vitesse	Vforcé
g	9.81	2	0.3	4.891	18.20	0.2687	21435.88
a	1	4	0.6	11.858	19.20	0.6176	23097.22
2.g^{0,5}	4.4294469	8	1.2	22.359	17.60	1.2704	25217.14
Q_{1%}	22.5	10	1.5	23.436	15.00	1.5624	26903.09
V_{1%}	340785.53	12	1.8	20.538	11.20	1.8338	28067.93
m=	0.48	14	2.1	12.940	6.20	2.0872	29306.12

Tableau III.38 : Résultat de laminage par la méthode de Kotcherine

hauteur	vitesse	debit m3/s					
m	m/s	b=4m	b=6m	b=8m	b=10m	b=12m	b=14m
0.3	0.2687	4.8910	4.1923	3.4936	2.7949	2.0962	1.3974
0.6	0.6176	14.5117	12.4386	10.3655	8.2924	6.2193	4.1462
0.9	0.9554	27.4106	23.4948	19.5790	15.6632	11.7474	7.8316
1.2	1.2704	43.2197	37.0455	30.8712	24.6970	18.5227	12.3485
1.5	1.5624	61.6261	52.8224	44.0186	35.2149	26.4112	17.6075
1.8	1.8338	82.3905	70.6205	58.8504	47.0803	35.3102	23.5402
2.1	2.0872	105.3225	90.2765	75.2304	60.1843	45.1382	30.0922

Tableau III.39 : Résultat de laminage par la méthode de Kotcherine

Hauteur	Vcrue m3	b=4m	b=6m	b=8m	b=10m	b=12m	b=14m
0.3	21435.88	4.8910	4.1923	3.4936	2.7949	2.0962	1.3974
0.6	23097.22	14.5117	12.4386	10.3655	8.2924	6.2193	4.1462
0.9	23998.96	27.4106	23.4948	19.5790	15.6632	11.7474	7.8316
1.2	25217.14	43.2197	37.0455	30.8712	24.6970	18.5227	12.3485
1.5	26903.09	61.6261	52.8224	44.0186	35.2149	26.4112	17.6075
1.8	28067.93	82.3905	70.6205	58.8504	47.0803	35.3102	23.5402
2.1	29306.12	105.3225	90.2765	75.2304	60.1843	45.1382	30.0922

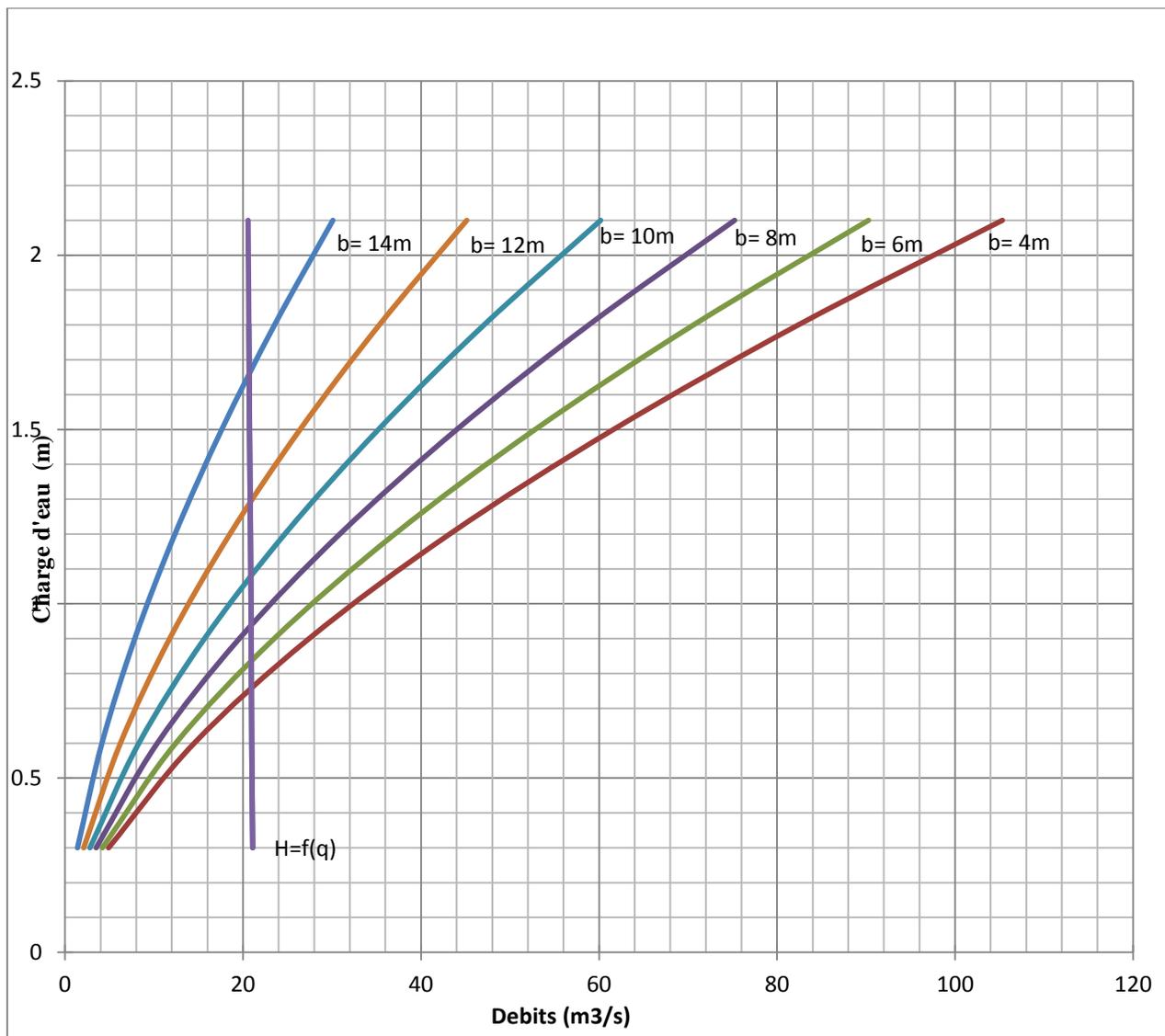


Figure III.13 : $q = f(H)$

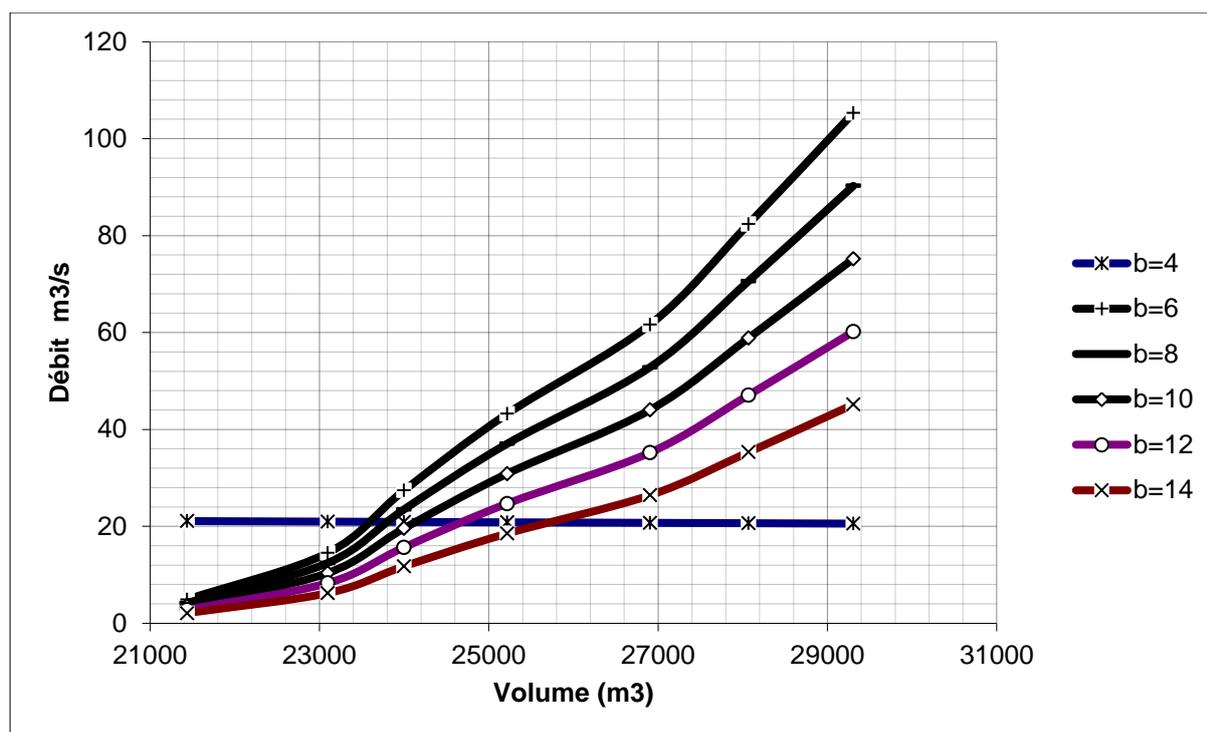


Figure III.14 : $q = f(V)$

Tableau III.40 : Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine

Largeur (m)	Hauteur (m)	Debit (m ³ /s)	COTE PHE, (m)
4	1.65	20.67	555.26
6	1.29	20.79	554.90
8	1.09	20.85	554.70
10	0.92	20.89	554.53
12	0.82	20.94	554.43
14	0.75	20.95	554.36

Commentaire

D’après les deux méthodes nous remarquons que la méthode de KOTCHERINE donne de bons résultats par rapport à la méthode du coefficient X_0 , car elle évacue un grand débit avec des lames d’eau déversantes minimales, nous adoptons donc la méthode de KOTCHERINE

III.9. Etude d'optimisation

III.9.1. Calcul de la revanche

A. Formule de Stevenson Gaillard :

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (III.61)$$

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (III.62)$$

Avec :

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

$$V = 1,5 + 2H \dots\dots\dots (III.63)$$

- **F** : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre ($F = 0.32 \text{ km}$)

$$R = 0,75 \cdot 0,75 + \frac{3,01^2}{2 \cdot 9,81} = 1,03 \text{ m}$$

B. Formule de MALLET et PACQUANT

$$R = H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (III.64)$$

Avec :

$$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{33} \dots\dots\dots (III.65)$$

$$R = 0,69 + \frac{2.62^2}{2.9,81} = 1,15 \text{ m}$$

C. Formule de Molitor:

$$H = 0,75 + 0,032 \cdot (U.F)^{0.5} - 0,27 F^{0.25} \dots\dots\dots (III.66)$$

$$R = 0,56 + \frac{2.62^2}{2 \cdot 9,81} = 0,77 \text{ m}$$

D. Formule Simplifiée :

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

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,365} = 1,18 \text{ m} \dots\dots\dots (III.67)$$

Tableau III.41 : Récapitulatif des résultats

Formule	R(m)
Stevenson Gaillard	1.03
Mallet et Pacquant	1.15
Molitor	0.77
Formule Simplifiée	1.18

Pour des raisons de sécurité nous prenons la valeur la plus grande, donc $R = 1,03$ m

III.9.2. Largeur en crête

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

A. Formule de Knapen

$$b_{cr} = 1,65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.68)$$

B. Formule de Preece

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (III.69)$$

C. Formule Simplifié

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (III.70)$$

D. Formule pratique

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.71)$$

Avec :

- H_b : Hauteur du barrage (m) ; $H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t$.

Nous admettons une valeur de $t = 0,15$ mètre pour le tassement de la retenue.

Les résultats de calcul selon les différentes méthodes sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.42 : Largeur en crête

Largeurs déversantes (m)	Lames déversantes (m)	Tassements (m)	la revanche (m)	Hb(m)	Formules utilisées			
					KNAPEN	PREECE	SIMPLIFIEE	pratique
14	0.75	0.1	1.03	10.49	5.34	4.56	4.88	5.40
12	0.82	0.1	1.03	10.56	5.36	4.57	4.90	5.42
10	0.92	0.1	1.03	10.66	5.39	4.59	4.92	5.44
8	1.09	0.1	1.03	10.83	5.43	4.62	4.96	5.48
6	1.29	0.1	1.03	11.03	5.48	4.65	5.01	5.54
4	1.65	0.1	1.03	11.39	5.57	4.71	5.10	5.62

Nous prenons **b_c = 6 m**

III.9.3. Calcul du volume et du coût de la digue

Tout d’abord, nous calculons le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût, Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i \quad \text{Avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \dots\dots\dots(III.72)$$

Avec :

- **V_i** : le volume du barrage à la cote i.
- **L_i** : Distance entre deux coupes voisines.
- **S_i** : Section transversale correspondante à la coupe i

$$\left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right] \dots\dots\dots (III.73)$$

Avec :

- **B_i** : Largeur de base, $[B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b]$
- **m₁, m₂** : Les fruits des talus.
- **b** : Largeur en crête (m).
- **H_i**: Hauteur de la tranche au point i

$$\left[H_i = NNR - Cf + R + h_{dév} + t \right] \dots\dots\dots (III.74)$$

Avec :

- **R** : Revanche en (m).
- **t** : Tassement en (m).

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

Tableau II.43 : Calcul du cout de la digue

b(m)	4	6	8	10	12	14
q(m³/s)	20.67	20.79	20.85	20.89	20.94	20.95
h(m)	1.65	1.29	1.09	0.92	0.82	0.75
H barrage (m)	11.39	11.03	10.83	10.66	10.56	10.49
cote de crete (m)	556.39	556.03	555.83	555.66	555.56	545.49
V du remblais (m³)	58022.53	53568.77	51161.36	49086.21	47849.09	47078.06
cout du remblais (DA)	34813515.42	32141259.89	30696816	29451725.91	28709452.32	28246836.75

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval nous avons pris respectivement 3 et 2,5 et le prix du mètre cube du remblai est estimé à 600 DA d'après le bureau d'étude.

III.9.4. Calcul du coût de l'évacuateur de crues

III.9.4.1. Coût du déversoir

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement, puisque la lame déversante épouse toujours le profil.

La section transversale du déversoir est obtenue à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H}\right)^{1,80} \dots\dots\dots(III.75)$$

Avec :

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

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{dév} = S \cdot L \dots\dots\dots(III.76)$$

Avec :

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

Tableau III.44 : Calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs

N°	largeur	hauteur	S	V	Coût
1	14	0.75	8.24	115.40	2885037
2	12	0.82	7.67	92.03	2300851
3	10	0.92	7.00	69.99	1749870
4	8	1.09	6.12	48.95	1223631
5	6	1.29	5.35	32.10	802398
6	4	1.65	4.38	17.54	438418

III.9.4.2. Coût du coursier

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire afin d’assurer les bonnes conditions de l’écoulement.

La longueur approximative du coursier est de 92 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}} \dots\dots\dots(III.77)$$

L'épaisseur du radier et celle des murs bajoyers est égale à 0,5 mètre.

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = (Q_{e,\text{max}})^{0,4} \dots\dots\dots(III.78)$$

Tableau III.45 : Coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes

N°	b(m)	H(m)	Q (m3/s)	b cour	V(m3)	Coût (DA)
1	14	0.75	22.5	3.474	390.20	9755105
2	12	0.82	22.5	3.474	396.08	9902105
3	10	0.92	22.5	3.474	404.48	10112105
4	8	1.09	22.5	3.474	418.76	10469105
5	6	1.29	22.5	3.474	435.56	10889105
6	4	1.65	22.5	3.474	465.80	11645105

Tableau III.46 : Récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes

largeur	hd	Hb	Cout Digue	Diversoire	Courcier	Evacuateur	Cout Tot
14	0.75	10.49	28246837	2885037	9755105	12640141	40886978
12	0.82	10.56	28709452	2300851	9902105	12202956	40912408
10	0.92	10.66	29451726	1749870	10112105	11861974	41313700
8	1.09	10.83	30696816	1223631	10469105	11692735	42389551
6	1.29	11.03	32141260	802398	10889105	11691503	43832763
4	1.65	11.39	34813515	438418	11645105	12083522	46897038

A partir de la courbe d'optimisation représentée par la Figure (III.14) :

- La largeur déversante donnant le coût minimum est **12m**.
- $q = 20,5 \text{ m}^3/\text{s}$
- $h = 0,82 \text{ m}$
- La hauteur du barrage est : **$H_b = 10,56 \text{ m}$** .
- Le niveau de crête est : **$554,56 \text{ m}$** .

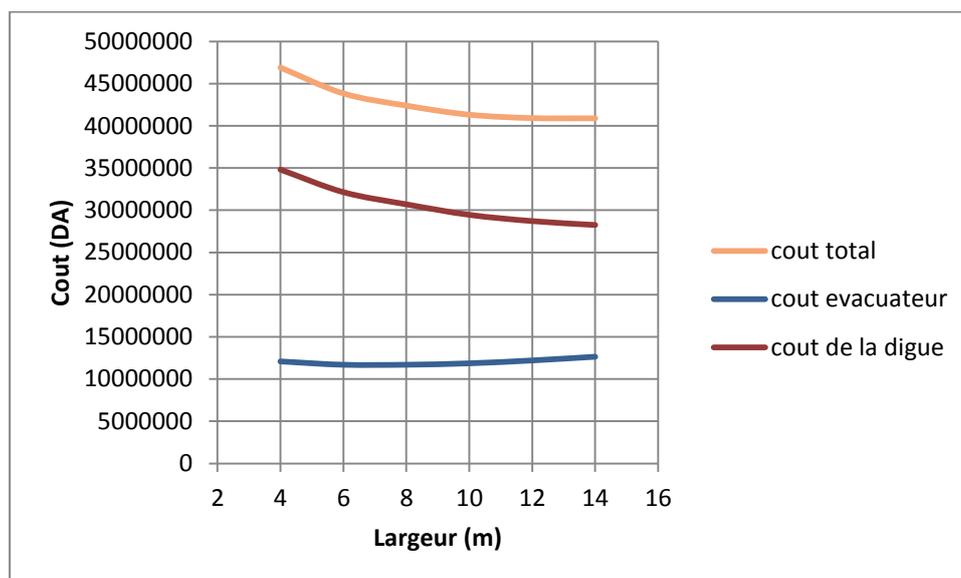
**Figure III.15** : Courbe d'optimisation

Tableau III.47 : Caractéristiques du barrage

Démomintion	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm3	0.046
Volume utile	Mm4	0.177
Volume au NNR	Mm5	0.223
Côte du fond	mNGA	545
côte NVM	mNGA	549.84
côte NNR	mNGA	553.61
côte NPHE	mNGA	554.43
côte en crête	mNGA	555.56
Largeur en crête	m	6
Largeur du déversoir	m	12
Longueur en crête	m	301

III.10. Laminage pour un déversoir de largeur b=12 m

Nous allons calculer et tracer la courbe des débits déversants en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir en prenant un pas de 0,5 heure.

Tableau III.48 : Les volumes et les débits déversants

Cot	Hd	q	$0,5*q*t$	V	V (Mm3)	$v+ 0,5*q*t$
553.61	0	0	0	0.22328424	223284.24	223284.24
553.71	0.1	8.2858	24857	0.23033036	230330.36	255187.73
553.81	0.2	16.5716	49715	0.23752868	237528.68	287243.42
553.91	0.3	24.8574	74572	0.24490547	244905.47	319477.57
554.01	0.4	33.1432	99429	0.25249126	252491.26	351920.73
554.11	0.5	41.4289	124287	0.26021105	260211.05	384497.89
554.21	0.6	49.7147	149144	0.26801187	268011.87	417156.08
554.31	0.7	58.0005	174002	0.27590496	275904.96	449906.53
554.43	0.82	67.9435	203830	0.28551607	285516.07	489346.49

Les résultats de calcul de l'hydrogramme des débits sortants sont dans l'annexe III

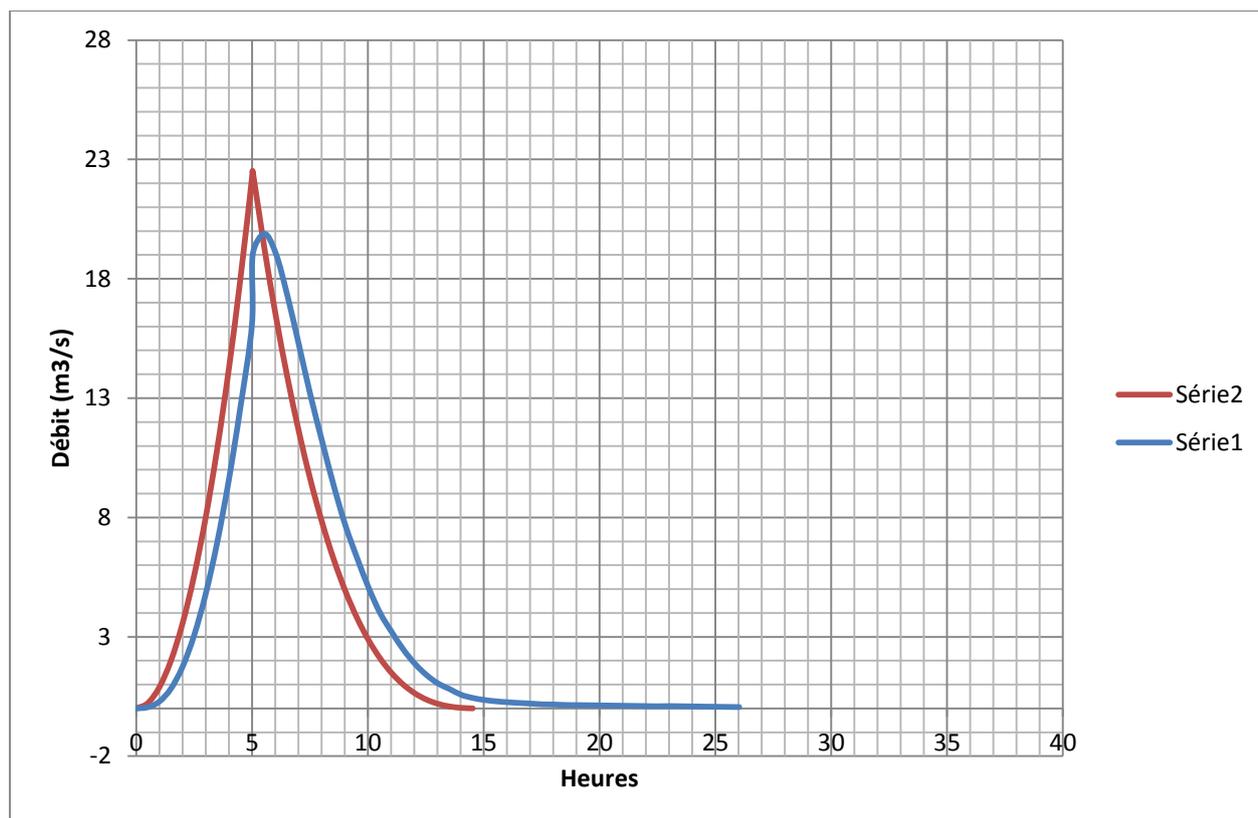


Figure III.16 : Hydrogramme des débits entrants et sortants

Conclusion

L'étude hydrologique nous a permis d'avoir les caractéristiques nécessaires (précipitations, climat, crue..) qui sont indispensables pour le dimensionnement de la digue.

A partir de ce chapitre nous avons trouvé les résultats suivants :

- ❖ La retenue aura une hauteur de 10,56 m et une capacité de 0,223 Mm³
- ❖ L'évacuateur de crues aura une largeur optimale de 12 m, avec une lame déversant de 0,82m.

CHAPITRE IV

ETUDE DE VARIANTE

IV.1. Introduction

Selon la commission internationale des grands barrages, les barrages en terre comptent parmi les ouvrages de génie civil les plus anciens. Nous retrouvons des traces d'ouvrages vieux de plus de 2000 ans notamment en Asie, ce type d'ouvrage représente un important pourcentage des barrages construits dans le monde. Son évolution a fortement été dépendante de l'expérience acquise, du perfectionnement des moyens de mise en œuvre des matériaux, et du développement de la mécanique des sols et des moyens d'analyse.

Il existe plusieurs types de barrages en remblai, en fonction de la nature des matériaux disponibles et du système d'étanchéité choisi. En effet, nous distinguons :

- Barrages en remblai homogène (sans système d'étanchéité).
- Barrages zonés qu'a un système d'étanchéité interne.
- Barrages en enrochement à masque en béton.

IV.2. Le choix du site de la retenue

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

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

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

IV.3. Choix du type de la retenue

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

A. La topographie du site

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

B. La morphologie de la vallée

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et du type de barrage à implanter. Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit précédé à

l'amont par un élargissement de la vallée .Les vallées larges conviennent mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai ; un site étroit conviendra mieux à un barrage poids et un autre plus étroit conviendra à une voûte, lorsque les fondations le permettent.

C. Les conditions géologiques et géotechniques

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

- Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types de barrages.
- Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard), et les tassements différentiels.
- Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place.

D. Les matériaux de construction

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

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

IV.4. Les variantes à choisir

Les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux, pour cela nous avons trois variantes au choix :

IV.4.1. Barrages en terre homogènes

Les barrages homogènes sont le plus souvent réalisés en argile peu plastique, dont les caractéristiques tant hydrauliques que mécaniques permettent en toute sécurité d'adopter des pentes de talus 2,0 à 2,5 en amont et en aval, moyennant le respect des spécifications de compactage. Le coefficient de perméabilité recherché pour le massif varie de 10^{-7} à 10^{-8} m/s. Ce type de variante de barrage engendre des quantités considérables de matériaux.

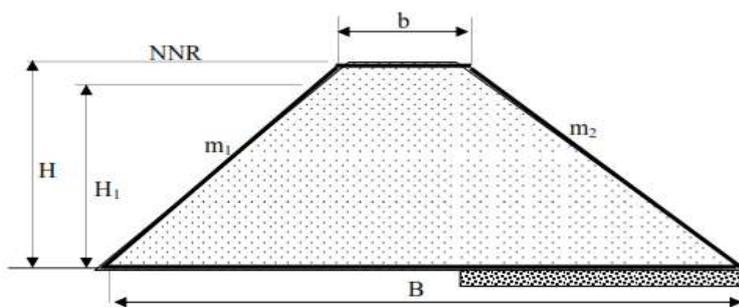


Figure IV. 1 : Coupe transversale d'une digue homogène

IV.4.2. Barrages à zones

Nous adoptons cette variante lorsque la quantité des matériaux de construction pour une digue homogène est insuffisante. Ce sont des digues formées essentiellement par un noyau en terre imperméable qui assure l'étanchéité de la digue, compris entre des zones perméables qui assurent la stabilité de l'ensemble.

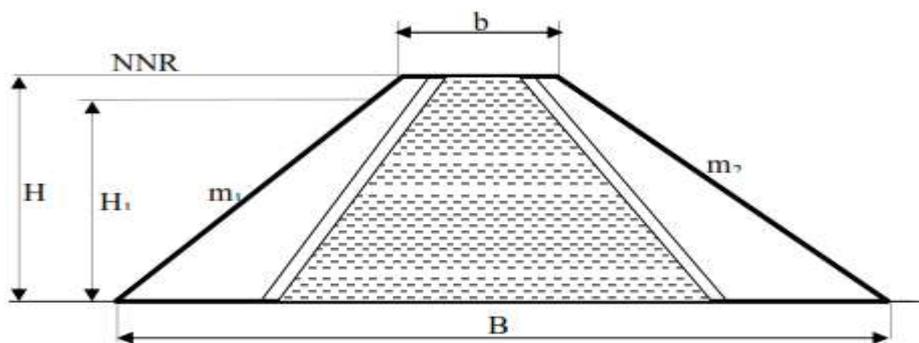


Figure IV.2 : Coupe transversale d'une digue zonée

IV.4.3. Barrage en enrochement avec masque en béton

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés, telles que le manque de matériaux convenables, et la difficulté de mise en œuvre ; alors le barrage en enrochement avec masque en béton peut être la solution idéale pour la réalisation de la digue. Le masque en béton est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage. Il présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément. Il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique et thermique.

C'est le type de masque le plus ancien et qui est pratiquement abandonné à cause de sa rigidité qui s'accommode très mal avec les déformations du massif support.

En général, il se compose de dalles préfabriquées ou coulées sur site avec des joints de dilatation qui atténuent l'effet des déformations du béton.

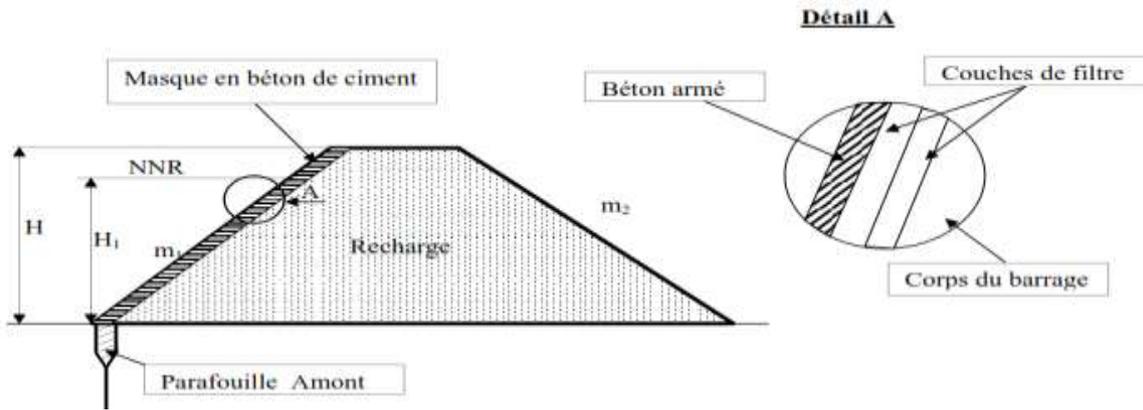


Figure IV.3 : Coupe transversale d’une digue en enrochement avec masque en béton

Pour adopter la bonne variante, nous faisons une étude de comparaison économique des variantes, proposées auparavant, susceptibles d’être projetées sur le site. Les digues proposées sont dimensionnées approximativement au niveau de notre étude comparative, nous ne tiendrons pas compte du coût des ouvrages annexes car, nous supposons que le coût est le même pour toutes les variantes.

IV.5. Définition du profil général de la retenue

IV.5.1. Hauteur de la retenue

A. Calcul de la revanche

La revanche a été calculée dans l’étude d’optimisation

$$R = 1,03 \text{ m}$$

B. Calcul du tassement

Nous avons estimé le tassement de (1 à 3) % de la hauteur de l’ouvrage.

$$t = (1-3) \% H_b \dots \dots \dots (IV.1)$$

$$t = 0,010 \times 10,56 = 0,11\text{m}$$

Donc la cote en crête est :

$$H_b = C_{NNR} - C_f + h_{dév} + R + t = 553,61 - 545 + 0,82 + 1,03 + 0,1 = 10,56 \text{ m}$$

Nous prenons la hauteur de barrage

$$H_b = 10,56 \text{ m}$$

C. Largeur en crête

D’après l’étude d’optimisation, nous avons trouvé

$$b_c = 6 \text{ m}$$

D. La longueur en crête

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à :

$$L_{cr} = 294 \text{ m}$$

IV.5.2. Choix des pentes des talus

La pente des talus doit assurer leur stabilité statique. C'est à dire que les fruits de talus sont fixés par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Le tableau suivant donne les valeurs des pentes des talus en fonction de la hauteur et du type du barrage.

Tableau IV.01 : Valeurs indicatives des pentes des talus

Hauteur de la digue	Type de barrage (m)	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H < 5m	Homogène	2,5	2,0
	A zones	2,0	2,0
5 ≤ H < 10 m	Homogène granularité étendue	2,0	2,0
	Homogène à fort pourcentage d'argile	2,5	2,5
	A zones	2,0	2,5
10 ≤ H < 20 m	Homogène granularité étendue	2,5	2,5
	Homogène à fort pourcentage d'argile	3	2,5
	A zones	2,0	3

D'après le tableau des fruits des talus, en fonction de la hauteur et le type de barrage nous choisissons les pentes.

IV.6. Barrage en terre homogène

IV.6.1. Pentes des talus

Fruits des talus d'après le tableau IV.01

- Parement amont $m_1 = 3$
- Parement aval $m = 2,5$

IV.6.2. Protection des talus

IV.6.2.1. Talus amont

A. Tennessee Valley Authority (T.V.A)

Préconise une formule empirique pour déterminer l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement pour la protection du talus amont.

$$e = C.v^2 \dots \dots \dots (IV.2)$$

Avec :

- **V**: Vitesse des vagues déterminées par formule de Gaillard.
- **C**: Coefficient qui dépend du fruit du talus et du poids spécifique γ_p de l'enrochement utilisé. Il est donné par le tableau ci-dessous.

Tableau IV.02 : Valeurs du coefficient C

Fruit du Talus	Valeur de C pour différents γ_p		
	$\gamma_p=2,50$	$\gamma_p=2,65$	$\gamma_p=2,80$
12:1	0,027	0,022	0,020
4:1	0,027	0,024	0,022
3:1	0,028	0,025	0,023
2:1	0,031	0,028	0,026
1,5 :1	0,036	0,023	0,030
1:1	0,047	0,041	0,038

A partir du tableau IV.2, pour $\gamma_p = 2,5 \text{ t/m}^3$ et $m = 3$, nous trouvons $C = 0,028$.

$$e = 0,028 \times 3,01^2 = \mathbf{0,25 \text{ m}}$$

Quant aux dimensions des éléments, elles seront telles que 50 % de l'enrochement soit constitué de blocs d'un poids égal ou supérieur au poids calculé suivant la formule :

$$W = 0,52 \gamma_p . e^3 \dots \dots \dots (IV.3)$$

$$W = \mathbf{0,02122 \text{ tonne}}$$

B. US ARMY corps of Engineers

Les ingénieurs d'US ARMY utilisent un tableau déterminé à partir d'abaques qui permettent d'obtenir l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement et les dimensions minimales des blocs de roche en fonction de la hauteur de la vague.

Tableau IV.03 : Epaisseur de l'encrochement et D_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'encrochement (m)	D_{50}^{\min} (m)
0-0,30	0,30	0,20
0,30-0,60	0,40	0,25
0,60-1,20	0,45	0,30
1,20-1,80	0,55	0,40
1,80-2,40	0,70	0,45
2,40-3,00	0,80	0,55

Nous avons la hauteur des vagues $H_v = 0,75$ m, donc $0,60 \text{ m} < H_v < 1,20 \text{ m}$.

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

$$D_{50} = 0,30 \text{ m}$$

Après comparaison des résultats obtenus par les 2 méthodes, et pour des raisons de sécurité nous optons pour une épaisseur d'encrochement $e=0,45 \text{ m}$ et un diamètre de 50% des blocs $D_{50}=0,30\text{m}$.

IV.6.3. Calcul des drains

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

A. Dimensionnement du Drain Tapis

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (IV.4)$$

Avec :

- L_b : Longueur transversale de la retenue, $L_b= 64,08 \text{ m}$.

Donc :

$$L_d = 21,36\text{m}$$

C .Dimensionnement du prisme aval

Hauteur : $H_p = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots (IV.5)$

Avec :

- H_b : hauteur du barrage, $H_b = 10,56 \text{ m}$.

$$H_p = 0,17 \times H_b = 0,17 \times 10,56 = 1,80 \text{ m}$$

$$H_p = 1,80 \text{ m}$$

Largeur en crête :

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

$$b_p = 1/3 \times 1,80 = 0,60\text{m}$$

Nous prenons

$$\mathbf{b_p = 0,60\ m}$$

Fruits de talus :

$$m_1 = (1 \div 1,75) \dots\dots\dots (IV.7)$$

$$m_2 = (1,5 \div 2,5) \dots\dots\dots (IV.8)$$

Nous prenons : $\mathbf{m_1=1.5}$ et $\mathbf{m_2= 2}$.

Largeur en base du prisme :

Elle est exprimée par :

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

$$B_p = 0,60 + (1,5 + 2) \times 1,81 = 6,92\text{m}$$

$$\mathbf{B_p = 7\ m}$$

IV.7. Barrage zoné a noyau d'argile**IV.7.1. Pentes des talus**

Fruits des talus d'après le tableau IV.01 :

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

IV.7.2. Protection des talus**IV.7.2.1. Talus amont****A. Tennessee Valley Authority (T.V.A)**

A partir du tableau IV.02, pour $\gamma_p = 2,5\ \text{t/m}^3$ et $m = 3$, nous trouvons $C = 0,028$.

$$e = 3,01^2 \times 0,028 = \mathbf{0,25\ m}$$

Quant aux dimensions des éléments, elles seront telles que 50 % de l'enrochement soit constitué de blocs d'un poids égal ou supérieur au poids calculé suivant la formule :

$$W = 0,52 \gamma_p e^3 \dots\dots\dots (IV.10)$$

$$\mathbf{W = 0,02122\ tonne}$$

B. Méthode de l'US Army Corps of Engineers

La hauteur des vagues H_v est égale à **0,75 m**, à partir du tableau IV.3 Nous trouvons :

$$0,60 \text{ m} < H_v < 1,20 \text{ m.}$$

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

$$D_{50} = 0,30 \text{ m}$$

Après comparaison des résultats obtenus par les 2 méthodes, et pour des raisons de sécurité nous optons pour une épaisseur d'encrochement $e=0,45 \text{ m}$ et un diamètre de 50% des blocs $D_{50}=0,30\text{m}$.

IV.7.3. Etanchéité de la retenue

IV.7.3.1. Noyau

Le noyau est un organe qui assure l'étanchéité de la retenue et diminue ainsi le débit de fuite. Il est réalisé en matériau imperméable disponible au niveau de la zone d'emprunt. Dans notre projet nous utiliserons les argiles

Les matériaux destinés à la confection du noyau doivent répondre aux exigences suivantes :

- Avoir une résistance au cisaillement appréciable.
- Avoir une grande imperméabilité.
- Être insolubles dans l'eau et ne pas contenir de particules de gypse.

A. Largeur en crête

$$L_{crn} = [1/17 \div 1/3] H_b \dots\dots\dots (IV.11)$$

Avec :

- **Hb** : hauteur totale du barrage

$$L_{crn} = 0.3 \times 10,56 = \mathbf{3,17 \text{ m}}$$

$$L_{crn} = \mathbf{4 \text{ m}}$$

B. Hauteur du noyau

$$H_n = H_b - 1 \dots\dots\dots (IV.12)$$

$$H_n = \mathbf{9,56 \text{ m}}$$

C. Largeur à la base du noyau

Elle est déterminée suivant la condition :

$$\frac{\Delta H}{B_{noy}} \leq J_{adm} \Rightarrow B_{noy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}} \dots\dots\dots (IV.13)$$

Avec :

- ΔH : Différence de charge entre l'amont et l'aval ; $\Delta H = H_1 - H_2$
- H_2 : Hauteur d'eau à l'aval, $H_2 = 0$.
- H_1 : Hauteur d'eau à l'amont, $H_1 = 8,61$ m.
- B_{noy} : Largeur à la base du noyau (m)
- J_{adm} : Gradient hydraulique du noyau admissible. Il est donné en fonction de la nature du sol de fondation.

Les tableaux IV.4 et 5 nous permettent de déterminer le gradient hydraulique J_{adm}

Tableau IV.04 : 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 plastique.	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

D'après le tableau, la retenue de notre projet est de **classe IV**.

Tableau IV.05 : Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

D'après le tableau, $J_{\text{adm}} = 1,95$

$$B_{\text{Noy}} \geq \frac{\Delta H}{J_{\text{adm}}} = \frac{8.61 - 0}{1,95} = 4,42 \text{ m}$$

$$B_{\text{Noy}} > 4 \text{ m}$$

Nous pouvons calculer la Largeur à la base du noyau par une deuxième méthode

La base du noyau aura l'épaisseur donnée par :

$$B_{\min} = 6 + C \cdot Hn \dots\dots\dots (IV.14)$$

$$B_{\max} = (0,8 \div 1,2)Hb \dots\dots\dots (IV.15)$$

Avec :

- $0,15 \leq C \leq 0,3$, $C = 0,2$

Nous trouvons

$$B_{\min} = 7,92\text{m et } B_{\max} = 12,67 \text{ m.}$$

Nous prenons

$$\mathbf{B = 13 m}$$

D. Pente des talus

$$m_1 = m_2 = \frac{B_{NOY} - b_{noycrete}}{2Hn} \dots\dots\dots (IV.16)$$

$$m = \frac{(13 - 4) / 2}{9,56} = 0,47$$

Nous prenons

$$\mathbf{m_1 = m_2 = 0.5}$$

Tableau IV.06 : Caractéristiques du noyau

Largeur en crête (m)	4
Hauteur de noyau (m)	9.56
Largeur à la base du noyau (m)	13
Pente des talus	0.5

IV.7.3.2. Dimensionnement du Drain Tapis

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (IV.17)$$

Avec :

- L_b : Longueur transversale de la retenue, $L_b = 64,08\text{m}$.

Donc :

$$\mathbf{L_d = 21,36m}$$

IV.7.3.3. La clé d'étanchéité

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau. Sa hauteur à partir du terrain naturel est de 2,5 m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0,50 m. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m=1$.

IV.8. Barrage en enrochement a masque en béton

IV.8.1. Pentes des talus

Fruits des talus d'après le tableau IV.01 :

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

L'épaisseur du masque en béton est déterminée par la formule de Materon

$$e = 0,3 + 0,002 \times H_b \dots \dots \dots (IV.18)$$

$$e = 0,32 \text{ m}$$

IV.9. Détermination du cout des matériaux pour les différentes variantes

Le volume du corps du barrage est donné par la formule :

$$V_b = \sum V_i \dots \dots \dots (IV.19)$$

Tel que :

$$V_i = \frac{[s_i + s_{i+1}]}{2} L_i \dots \dots \dots (IV.20)$$

Avec :

- V_i : volume du barrage dans la coupe i.
- W_i : section transversale du barrage dans la coupe i.
- L_i : distance entre deux coupes voisines.

$$S_i = \frac{[b + B_{pi}]}{2} H_{bi} \dots \dots \dots (IV.21)$$

Avec :

- b : largeur du couronnement.

$$B_{pi} = b + (m_1 + m_2) H_{bi} \dots \dots \dots (IV.22)$$

- m_1 : pente du talus amont.
- m_2 : pente du talus aval.

IV.9.1. Barrage en terre homogène

Les résultats de calculs sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.07 : Volume des recharges pour la variante terre homogène

Variante	Matériaux	Quantité (m3)	Prix unité (DA)	Cout (millions DA)	Total (millions DA)
Homogène	Recharges	39365.41	600	22369246.00	32529077.88
	Enrochement	6352.93	1200	6352928.40	
	Drains	2130.75	1000	2556903.48	

V.9.2. Barrage en terre zoné

Les résultats de calculs sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.08 : Volume des recharges pour la variante terre zoné

Variante	Matériaux	Quantité (m3)	Prix unité (DA)	Cout (millions DA)	Total (millions DA)
Zoné	Recharges	31428.51	600	18857103.84	37619284.2
	Noyau	16420.58	600	9852348.48	
	Rip-Rap	6352.93	1200	6352928.40	
	Drains	2130.75	1000	2556903.48	

IV.9.3. Barrage en enrochement a masque en béton

Les résultats de calculs sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.9 : Volume d'enrochements pour la variante enrochement a masque en béton

Variante	Matériaux	Quantité (m3)	Prix unité (DA)	Cout (millions DA)	Total (millions DA)
Avec masque	Recharges	45879.20	1100	50467114.91	115706614
	Béton	2836.89	23000	65239500.09	

Tableau IV.10 : Cout de différentes variantes de la digue

Variante	Matériaux	Quantité (m3)	Prix unité (DA)	Cout (millions DA)	Total (millions DA)
Homogène	Recharges	39365.41	600	22369246	32529077.88
	Enrochement	6352.93	1200	6352928.4	
	Drains	2130.75	1000	2556903.48	
Zoné	Recharges	31428.51	600	18857103.84	37619284.2
	Noyau	16420.58	600	9852348.48	
	Enrochement	6352.93	1200	6352928.4	
	Drains	2130.75	1000	2556903.48	
Avec masque	Recharges	45879.2	1100	50467114.91	115706614
	Béton	2836.89	23000	65239500.09	

IV.9.4. Comparaison des résultats et discussions

D'après les résultats du tableau IV.10, nous pouvons s'orienter vers la 1^{ère} variante car elle est la plus économique et la plus facile à mettre en place techniquement, Mais avant tout rappelons que la 1^{ère} variante est celle du barrage homogène entièrement constitué d'argiles imperméables dont la zone d'emprunt d'après les normes de construction devra receler en matériaux d'au moins 1,5 à 2 fois le volume du remblai avec des qualités requises pour leur utilisation.

CHAPITRE V

ETUDE DE VARIANTE CHOISIE

V.1. Etude de la variante retenue

La variante la plus adéquate est une digue Homogène, les résultats de calculs dans l'étude de variante sont dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Caractéristiques de la variante retenue

Revanche (m)	1.03	
Hauteur (m)	10.56	
Longueur en crête (m)	294	
largeur en crête (m)	6	
Pente de talus	Talus amont	3
	Talus aval	2.5
Classe de l'ouvrage	IV	

V.1.1. Protection des talus

Il s'agit de protéger le talus amont de l'action mécanique des vagues. En effet, celui-ci étant généralement constitué d'un matériau argileux, porté à saturation, sa résistance à une sollicitation dynamique extérieure s'avère, médiocre. De plus, ce talus est potentiellement sensible aux phénomènes de dessiccation, qui peuvent provoquer l'apparition des fissures de retrait dans la partie exondée en saison sèche.

Pour les petits barrages, il est envisageable de limiter cette protection à une bande s'étalant de part et d'autre du niveau normal. Elle constitue, en outre, un moyen de prévention efficace des dégâts provoqués par les animaux fouisseurs et le piétinement des animaux domestiques.

Pour la protection du talus amont, nous avons opté pour la solution de revêtement en enrochements dont nous devons déterminer l'épaisseur ainsi que le diamètre moyen de la pierre.

L'épaisseur d'enrochement et le diamètre de 50 % des blocs ont été déterminés par la méthode d'US Army corps. Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Caractéristiques du Rip-Rap

Epaisseur (m)	0.45
D₅₀ (m)	0.3

Donc le talus amont sera protégé contre l'effet de vagues par un enrochement, avec une épaisseur d'enrochement $e = 0.40$ m et un lit de gravier et sable de 30 cm

- a- l'épaisseur d'enrochement = 40 cm
- b- l'épaisseur de gravier = 15 cm
- c- l'épaisseur de sable = 15 cm

Protection de la crête :

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

V.1.2. Etanchéité de la fondation:

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

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

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

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

- La clé d'étanchéité est constituée d'argiles compactées.
- La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 2.5m
- La pente des talus de la clé d'étanchéité est $m = 1$.

V.1.3. Les drains

La fonction principale des drains est la maîtrise des percolations d'eau dans le corps du barrage. Il y aura abaissement de la ligne de saturation, diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle, et accélération de la consolidation.

Le matériau utilisé pour un drain doit avoir normalement 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 (drain vertical). Ils doivent être inaltérables, parfaitement propres et

en conséquence soigneusement lavée si nécessaire. Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines particules du matériau adjacent

Dimensionnement du Drain tapis:

$$L_d = 1/3 L_b \dots\dots\dots (V-1)$$

L_d : longueur du drain tapis en m

L_b : largeur transversale du barrage ($L_b=64.08m$)

On trouve $L_d = 21.36m$.

B) Dimensionnement de prisme:

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

Hauteur:

$$h_p = (0.15 \div 0.2) h_b \dots\dots\dots (V-2)$$

h_b : Hauteur du barrage ($h_b=10.56m$)

On prend $h_p = 0.19 h_b$

Ce qui nous donne: $h_p = 2m$

Largeur en crête:

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

On prend : $b_p = 1/3 h_{dr} = 1/3 * 2 = 0.71m$

On prend: $b_p = 1m$

Fruits des talus :

$m_2 = (1.5 \div 2.5)$ on prend $m_2 = 2.5$

$m_1 = (1 \div 1.75)$ on prend $m_1 = 1$

Tableau V.3 : Caractéristiques du prisme de drainage

Hauteur (m)		2
Largeur en crête		1
Fruits de talus	m1	1.5
	m1	2
Largeur en base du prisme		9

V.2. Calcul des filtres

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

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

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

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

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

si
$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$$

$D_{15} = 20\text{mm}$: (Enrochement) Diamètre des particules à 15%

$d_{85} = 16,50\text{mm}$: (Gravier) Diamètre des particules à 85%

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{20}{16.5} = 1.21 < 4$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée donc malgré ça, on doit prévoir une couche de préparation, c'est à dire une couche de sable de 15cm.

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

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

$D_{15} = 0,4 \text{ mm}$: Diamètre des particules des recharges (gravier).

$d_{85} = 0,06 \text{ mm}$: Diamètre des particules du corps du remblai (argile).

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.4}{0.06} = 6.66 > 4$$

Donc il est nécessaire de prévoir un filtre inversé c-à-d une couche de sable de 15cm

a .Détermination de la granulométrie du filtre

$$D'_{15} = (3 \div 4).d_{85} = (3 \div 4) 0.06$$

Avec : $d_{85} = 0,06\text{mm}$ Diamètre à 85% du sol du remblai de la digue (argile)

$$D'_{15} = (0.18 \div 0.24) \quad D'_{15} = 0.20\text{mm}$$

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

$$D'_{15} : \text{varie entre } (0.14 \div 0.4) \text{ mm}$$

b. vérification de la condition d'absence de phénomène de renard, dans le filtre choisi.

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

$$\frac{D'_5}{D'_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{UF}(1 + 0,05UF) \frac{n}{1-n}$$

UF : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre.

$$UF = \frac{D'_{60}}{D'_{10}} = \frac{1,2}{0,18} = 6,67$$

$$D'_5 = 0,12 \text{ mm} \quad \text{et} \quad D'_{17} = 0,25 \text{ mm}$$

$$n = n_0 - 0,1 \log(UF)$$

$$n_0 = 0,45$$

$$n = 0,45 - 0,1 \log 6,67$$

$$n = 0,32$$

$$\frac{D'_5}{D'_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{6,67}(1 + 0,05 \cdot 6,67) \frac{0,32}{1 - 0,32} = 0,27$$

$$\frac{D'_5}{D'_{17}} = 0,48 > 0,27$$

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

c. Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre :

$$K_F > (2 + \sqrt[6]{U_F}) \cdot K_N$$

Où : K_F : Coefficient de perméabilité du filtre 10^{-6} m/s

K_N : Coefficient d'infiltrations du remblai de la digue 10^{-7} m/s.

$$(2 + \sqrt[6]{6,67}) 10^{-7} = 3,35 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$$

$$K_F > 1,14 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$$

V.2.1. Etude des infiltrations

Nous appelons ligne phréatique à travers le corps de la digue, la ligne correspondante à la pression hydrostatique nulle. Cette ligne est parfois appelée improprement ligne de saturation située au-dessus de la ligne phréatique à une distance correspondante à l'élévation capillaire de l'eau de saturation.

Le tracé de la ligne phréatique est nécessaire pour la détermination des débits de fuite à travers le corps de la digue afin d'apprécier les risques d'émergence de l'eau particulièrement très dangereux le long du talus aval (figure IV.7).

KOZENY(1931) a montré que la ligne de saturation est de forme parabolique, de foyer A et d'axe Ax, d'équation:

- $(x + y_0)^2 = x^2 + y^2$

• $X = \frac{y^2 - y_0^2}{2 \cdot y_0}$ En point B : $x = d$ et $y = h$

Avec :

$$Y_0 = \sqrt{H^2 + d^2} - d$$

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0,7b (d =14.06m).

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont b=20.08m (Déterminé graphiquement).

h : La hauteur d'eau en amont (h=8.61m).

On trouve $Y_0 = 1.1m$.

Donc l'équation est ; $x = 0.45y^2 - 0.55$

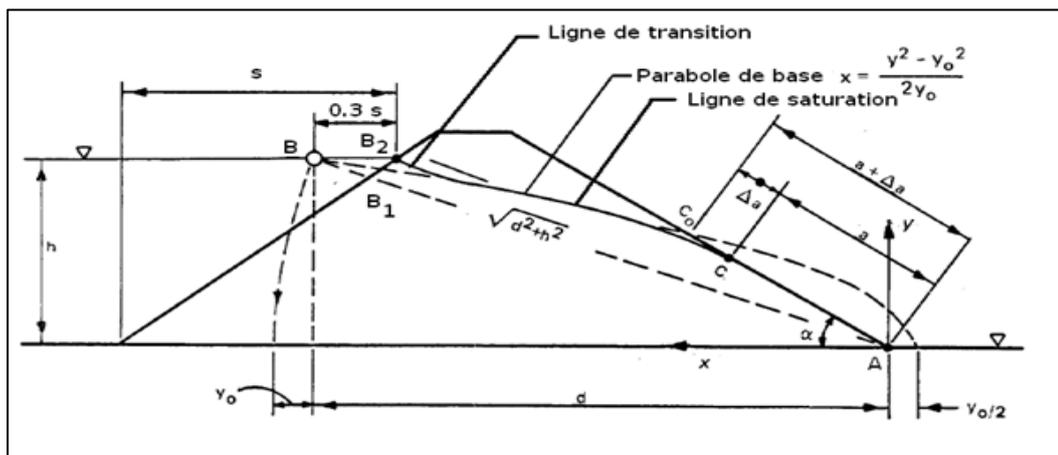


Figure V.1 : Schéma de calcul de la ligne de saturation

Tableau V.4 : Coordonnées de la parabole de Kozeny

Y (m)	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
X (m)	-0.552	-0.438	-0.099	0.468	1.261	2.280	3.526	4.999	6.698
Y (m)	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.61
X (m)	8.623	10.776	13.154	15.760	18.591	21.650	24.935	28.446	33.037

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

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

$$a_0 = \frac{Y_0}{2} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{d^2 + H^2} - d \right)$$

$$a_0 = 0.55 \text{ m}$$

V.2.1.1. Débit d'infiltration

A. A travers la digue

D'après la loi de Darcy, le débit d'infiltration est :

$$q = K.I.A \dots\dots\dots(V.5)$$

Avec :

- **q** : débit d'infiltration (m²/s/ml).
- **I** : gradient hydraulique.
- **K** : Coefficient de perméabilité. (K=4,10⁻⁸ m/s).
- **A** : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par : **I= $\frac{dy}{dx}$** et **A = y.1**

Donc

$$q = K. y \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots (V.6)$$

Avec

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

D'où

$$q = K.y_0 \text{ m}^3/\text{s/ml} \dots\dots\dots (V.7)$$

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q = q.L \dots\dots\dots ((V.8)$$

$$y_0 = 1,1 \text{ m}$$

$$K = 1.6 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$$

$$q = 1,6 \times 10^{-7} \times 1,1 = 1,76 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s/ml}$$

Donc

$$Q_I = q.L = 1,76 \times 10^{-7} \times 294 = 5,17 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_d = 5,17 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

B. A travers la fondation

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

$$q = K.I.A \dots \dots \dots (V.9)$$

Avec :

- **K** : Coefficient de perméabilité. **K=1.8*10⁻⁷ m/s**

$$I = H/L_b \dots \dots \dots (V.10)$$

- **H** : Charge de la retenue, **H= 8,61 m**
- **L_b** : 64m L'emprise du barrage.
- **A** : Section d'infiltration par unité de longueur. **A=T.1**
- **T** : Profondeur du sol de fondation perméable. **T=2,5m**

D'où :

$$q = K.I.T \dots \dots \dots (V.11)$$

$$q = 1.8 \times 10^{-7} \times \frac{8,61}{64} \times 2 = 0,45 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s/ml}$$

Donc:

$$Q_F = q.L = 0,45 \times 10^{-7} \times 294 = 1,33 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

C. Débit total d'infiltration

$$Q = Q_F + Q_D$$

$$= 5,17 \times 10^{-5} + 1,33 \times 10^{-5} = 6,5 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 6,5 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s} = 2021,76 \text{ m}^3/\text{an}$$

V.2.1.2. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage

A. Dispositif d'étanchéité

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

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \dots \dots \dots ((V.12)$$

Avec :

- ΔH : perte de charge dans le corps de la digue.
- δn : épaisseur moyenne de la digue.
- I_{adm} : gradient hydraulique admissible, déterminé à partir du tableau suivant.

Tableau V.5 : Classification des barrages

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

Notre retenue appartient à la classe IV

Tableau V.6 : Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

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

$I_{adm} = 1,95$

Donc:

- $\Delta H = 8,61$ m
- $\delta n = 15,6$ m

$$I = 0,51 \leq I_{adm}$$

D'où la résistance à l'infiltration du sol du barrage est assurée.

B. Fondation du barrage

La vérification de la résistance d’infiltration générale est vérifiée, si et seulement, si la condition suivante est vérifiée :

$$I < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots((V.13)$$

Avec :

- **I_{cr}** : gradient d’infiltration critique, déterminé en fonction du type du sol de la fondation. Il est donné par le tableau suivant.

Tableau V.7 : Gradient admissible pour les fondations

Type de sol	Classe de l'ouvrage
	IV
Argile compactée	1,08
Limon	0,54
Sable moyen	0,48
Limon sableux	0,34
Sable fin	0,26

- **K_s** : coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe de barrage d’après le tableau suivant

Tableau V.8 : Détermination du coefficient de sécurité

Classe de l'ouvrage	I	II	III	IV
K_s	1.25	1.20	1.15	1.10

- **I_f** : gradient d’infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d’après la formule suivante :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L+0.88T_c} \dots\dots\dots((V.14)$$

Avec

- **T_c** : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation, T_c=2 m.
- **H** : charge d’eau, H=8,03 m.
- **L** : longueur à la base du barrage L=64m.

Nous aurons donc : **$I_f = 0,12$**

La fondation est en argile, à partir du tableau des gradients admissible pour les différents types de fondations, nous trouvons

$$I_{cr}=1,08.$$

Notre retenue appartient à la classe IV ce qui nous donne **$K_s=1,1$**

Donc :

$$\frac{I_{cr}}{K_s} = 0,98 \dots \dots \dots ((V.15))$$

Ce qui nous donne $I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$ donc la résistance d'infiltration à travers les fondations est vérifiée.

V.3. Etude de stabilité

La stabilité d'un remblai est déterminée par sa capacité à résister, le long des surfaces de glissement potentielles, aux efforts de cisaillement dérivant de l'application des surcharges poussée de l'eau (et éventuellement les forces sismiques) et des charges permanentes dépendant du poids du remblai et des pentes des talus. Le calcul de stabilité du remblai peut être effectué selon différentes méthodes. L'une des méthodes la plus simple et la plus utilisée pour des barrages constitués de matériaux non homogène, est la méthode de FELLENIUS dite « Suédoise ».

V.3.1. Méthode de FELLENIUS

Cette méthode se base sur l'hypothèse que la surface de glissement BC (voir Figure IV.) est voisine de celle d'un arc de cercle supposé passant par le pied du talus C (arc de cercle de Fellenius). Elle consiste à décomposer le volume de sol limité par le contour ABC en tranches verticales de même épaisseur, l , et de chercher à établir une relation qui traduit son équilibre en supposant que les interactions entre les différentes tranches sont négligeables.

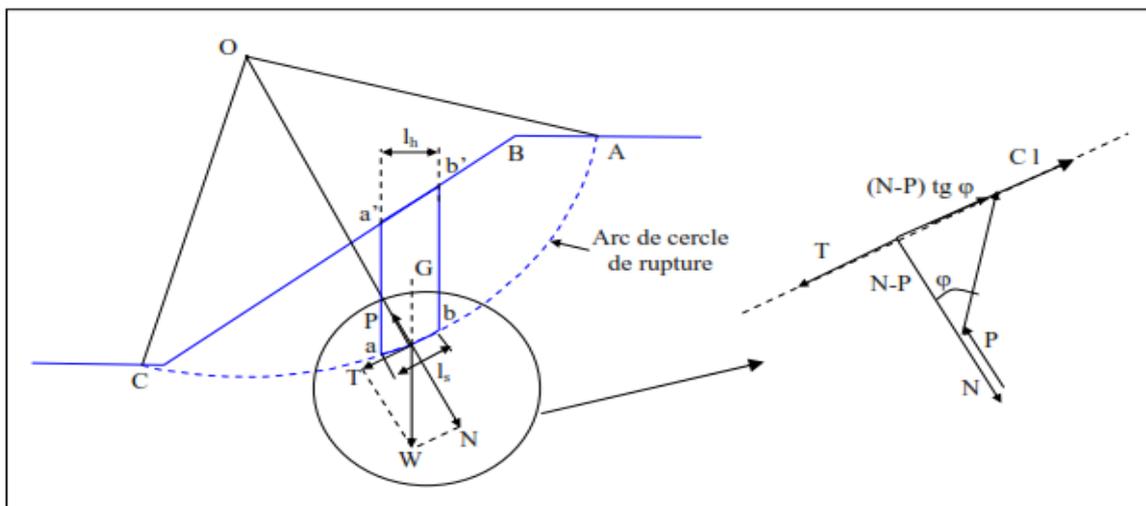


Figure V.2 : Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de Fellenius

V.3.1.1. Détermination de la zone des cercles critiques selon méthode de Fondeev

- Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
- Détermination du talus moyen.
- Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
- Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 H_b.$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

Avec :

- H_b : Hauteur totale du barrage, $H_b = 10,56$ m.
- K_1 - K_2 : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau suivant :

Tableau V.8: Valeurs des K_1 et K_2

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5,5

Pour notre retenue, nous allons prendre :

Talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1	R_2
Amont	3	1	2.3	10.56	24.288
Aval	2	0.875	2.025	9.24	21.384

L'intersection de R_1 et R_2 avec les deux lignes précédentes nous donne la zone des cercles (centres des cercles).

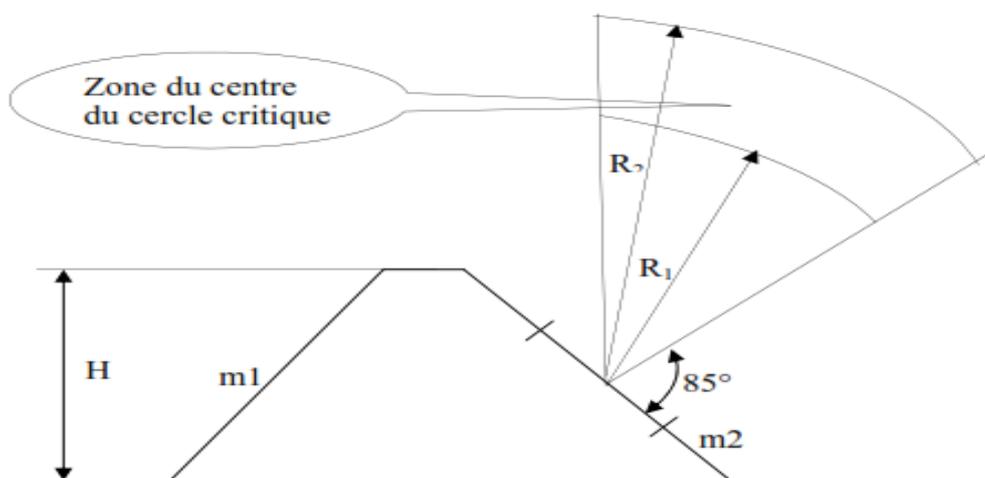


Figure V.3 : Zone du centre du cercle critique selon principe de Fondevv

- Tracer une courbe de rayon R qui doit être dans la limite du talus.
- Partager la zone limitée par la courbe (cercle de glissement) en parties verticales d'épaisseurs $b = 0,1R$.
- Numérotter toutes les parties qui se trouvent à droite du centre "O", et des chiffres négatifs à gauche du centre "O".

V.3.1.2. Les forces agissant sur une tranche

A. Force de pesanteur (poids propre de la tranche)

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche, elle est donnée par la formule suivante :

$$G_i = b \sum (\gamma_i h_i) \dots\dots\dots (V.16)$$

Avec :

- **Gi** : poids propre de la tranche.
- **b** : largeur d'une tranche (b=0.1R).
- **hi** : hauteurs des tranches.
- **γi** : densité du massif correspondant (en dessous, au-dessus de la ligne de saturation et des fondations).

Le poids volumique du sol d'humidité naturelle est déterminé selon l'expression suivante :

$$\gamma_s = (1-n)\gamma_{sp}(1+W) \dots\dots\dots (V.17)$$

Avec :

- **γ_{sp}** : poids volumique spécifique du sol.
- **W** : teneur en eau en fraction de l'unité.
- **n** : porosité du sol en fraction de l'unité.

Le poids volumique du sol saturé est égal :

$$\gamma_{s.s} = (1-n)(\gamma_{sp} - \gamma_w) \dots\dots\dots (V.18)$$

Avec :

- **γ_w** : poids volumique de l'eau.

Dans le cas d'une vidange rapide, nous utilisons le poids d'une tranche à poids volumique déjaugé qui est donné par la formule ci-après:

$$\gamma' = (\gamma_{s.s} - 1) \dots\dots\dots (V.19)$$

Le poids « Gi » étant une force qui présente deux composantes :

$$N_n = G_i \cos \alpha = b\gamma_s \sum h_i \cos \alpha$$

$$T_n = G_i \sin \alpha = b\gamma_s \sum h_i \sin \alpha$$

Avec :

- **Nn** : composante normale stabilisatrice.
- **Tn** : composante tangentielle déstabilisatrice au cercle de glissement.

Avec :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro d'ordre de la section}}{\text{nombre total des tranches}} \quad \text{et} \quad \cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

B. Force de pression interstitielle

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

$$U_i = \gamma_w * h * dl \dots\dots\dots (V.20)$$

- **dl** : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

C. Forces de cohésion

$$F_c = C * dl \dots\dots\dots (V.21)$$

$$dl = \frac{2\pi * R * \theta}{360^\circ} \approx \frac{b}{\cos \alpha} \dots\dots\dots (V.22)$$

Avec :

- **θ** : angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.
- **C** : cohésion du sol considéré.

D. Forces de frottement

$$F_f = (N_n - U_i dl) \operatorname{tg} \varphi = (G_i \cos \alpha - U_i dl) \operatorname{tg} \varphi \dots\dots\dots (V.23)$$

Avec :

- **φ** : angle de frottement interne qui dépend de la nature du sol et de la disposition de la surface de glissement par rapport à la ligne phréatique.

E. Force sismique

$$T_n^i = a * G_i \dots\dots\dots (V.24)$$

Avec :

- **G_i** : poids de la tranche.
- **a** : Coefficient de séisme.

V.3.1.3. Classement des forces

Nous pouvons classer toutes ces forces comme suit :

A. Les forces stabilisatrices

Les forces stabilisatrices sont les forces de frottement et les forces de cohésion ainsi que la composante normale du poids propre de la tranche et la force interstitielle. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum M^t_{résistant} = \sum_{i=1}^n R \cdot [C_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos(\alpha) - U_i \cdot l_i) \cdot \tan \varphi_i] \dots\dots\dots (V.25)$$

B. Les forces déstabilisatrices

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle (T_n), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum M^t_{moteur} = \sum_{i=1}^n R \cdot W_i \cdot \sin \alpha = R \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha \dots\dots\dots (V.26)$$

C. Coefficient de sécurité admissible

Une fois le coefficient de sécurité déterminé, il s’agit de conclure si l’ouvrage serait stable ou non. Pour cela, il est nécessaire de comparer le coefficient critique à un coefficient dit admissible. Ce coefficient de sécurité est fixé d’après l’expérience et, il varie selon le cas de sollicitation normale ou exceptionnelle.

Tableau V.9: Valeurs des coefficients de stabilité admissibles

Coefficient	Valeur
Coefficient de sécurité admissible sans séisme	1.15 - 1.20
Coefficient de sécurité admissible avec séisme	1.05 - 1.1

V.3.1.4. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

Le coefficient de sécurité «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

A. Retenue pleine

Le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

Ce cas a la réputation d'être le plus défavorable pour le talus aval, du fait du caractère catastrophique d'une rupture en charge.

$$K_{ss} = \frac{\sum(N_n - U_i l_i)tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum(G_i \cos \alpha - U_i l_i)tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.27)$$

$$K_{as} = \frac{\sum(N_n - U_i l_i)tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum(G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum(G_i \cos \alpha - U_i l_i)tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum(G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum(G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.28)$$

Avec :

- **K_{ss}** : coefficient de sécurité sans séisme.
- **K_{as}** : coefficient de sécurité avec séisme.
- **d_{ni}** : distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

B. Retenue vide (fin de construction)

L'étape la plus critique se situe juste à la fin de la construction, alors que les pressions interstitielles sont à leur maximum, le drainage n'a pas encore eu lieu, le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

Le calcul se fait pour le talus amont et le talus aval.

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (tg\varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.29)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum(G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (tg\varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum(G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum(G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.30)$$

vidange rapide

La vidange rapide est le cas le plus défavorable. Pour ce dernier, l'abaissement rapide du plan d'eau entraîne un écoulement en régime transitoire dans la digue. L'état critique se situant juste après vidange, les pressions hydrostatiques internes ne s'étant pas dissipées, dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

Pour ce type de fonctionnement nous effectuerons les calculs seulement pour le talus amont.

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (V.31)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (V.32)$$

Le tableau suivant montre les valeurs des coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement :

Tableau V.10: Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		Kss	Kas
Fin de construction	Talus aval		
	R1=25	2.44	1.86
	R2=22	3.00	2.28
	R3=17	3.89	2.71
Fonctionnement normale	Talus aval		
	R1=27	3.11	2.18
	R2=23	3.72	2.64
	R3=19	3.73	2.57
Vidange rapide	Talus amont		
	R1=26	3.82	2.43
	R2=22	4.61	3.22
	R3=18	4.74	2.99

Conclusion

D’après les résultats obtenus pour différents types de fonctionnements, nous remarquons que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme.

Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

CHAPITRE VI

OUVRAGES ANNEXES

VI.1. Introduction

Un barrage est toujours accompagné d'ouvrages annexes qui concernent l'évacuation des crues, la vidange et la prise d'eau.

Ces dispositifs peuvent être soit complètement séparés du corps du barrage, grâce à des tranchées ou des galeries souterraines le contournant, soit y être incorporés.

VI.2. L'évacuateur de crues

L'évacuateur de crues est un ouvrage essentiel au barrage. Il a pour rôle d'éviter la submersion de la digue en évacuant les plus fortes crues.

Pour les petits barrages, c'est le débit de la crue décennale qui est utilisé pour le dimensionnement de l'évacuateur.

L'évacuateur peut être placé au centre de la digue ou sur l'une des rives.

VI.2.1. Différents types d'évacuateurs de crue

VI.2.1.1. Evacuateur central

Il est fait en béton, en maçonnerie ou en gabions et est encadré par des bajoyers (murs latéraux qui protègent la digue).

A l'aval du barrage, un bassin de dissipation permet de réduire l'énergie de l'eau après la chute.

La longueur du bassin est égale à au moins 1,5 fois la hauteur de chute. Sa profondeur est de 30 à 40 cm.

VI.2.1.2. Evacuateur latéral

L'évacuateur de crues latéral est un chenal ouvert creusé dans les berges du cours d'eau et situé à côté d'une extrémité de la digue. Son implantation dépend des conditions topographiques et géologiques du site. En général, il est composé de :

- un chenal d'amenée qui dirige le courant vers le passage
- un seuil qui détermine le débit d'écoulement
- un chenal d'évacuation qui raccorde l'ouvrage au lit principal du cours d'eau. Ce chenal contient des seuils destinés à réduire l'énergie de l'eau.

Le chenal peut être revêtu ou non en fonction de la nature des sols de fondation ; les seuils sont en béton ou en gabions.

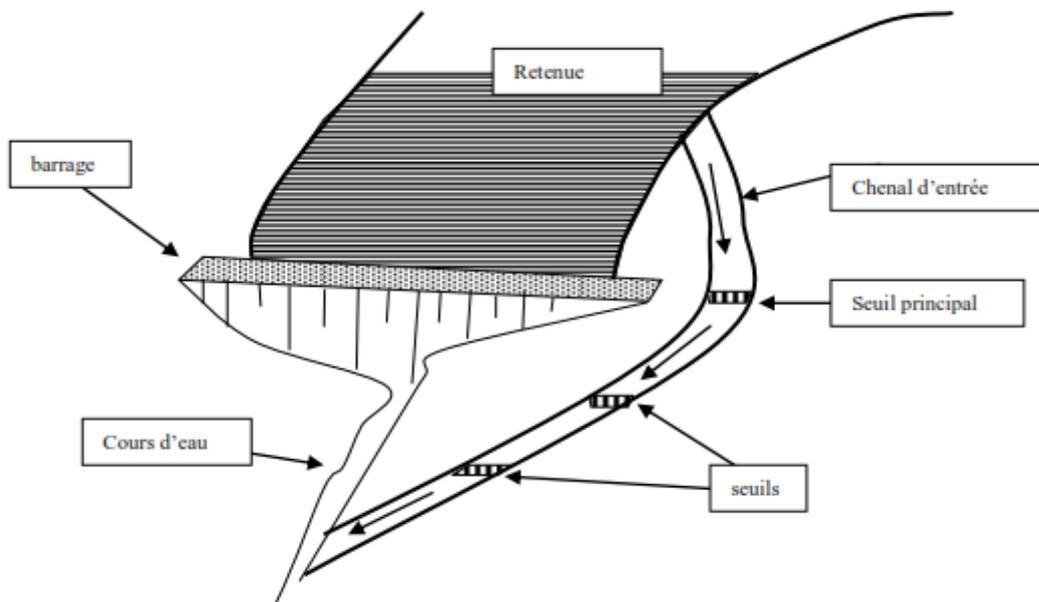


Figure VI.01 : Evacuateur de crues à entonnement latéral

A. Évacuateur de crue latéral à entonnement frontal

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- Le coût peu onéreux
- La difficulté de modification.

B. Évacuateur de crues latéral à entonnement latéral

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

VI.2.2. Facteurs intervenant dans le choix du type d'évacuateur

Outre l'importance du risque en termes de vies humaines et le coût de construction, les facteurs principaux à considérer dans le choix de l'évacuateur le plus approprié à un projet donné, sont les suivants :

- La qualité des prévisions de crues
- La sismicité de la zone de l'aménagement et la fiabilité de l'exploitation
- La durée et les degrés d'utilisation
- Les conditions topographiques et géologiques particulières du site aménagé
- Le type de barrage
- Les conditions d'exploitations.

VI.2.3. Choix de la variante

Pour des raisons topographiques et notamment l'accessibilité sur la crête de la digue, dans notre étude nous optons pour un évacuateur de crue latéral à entonnement frontal sur la rive gauche.

L'évacuateur de crues latéral à entonnement frontal est constitué des éléments suivants

- Un canal d'approche.
- Un déversoir.
- Un chenal.
- Un convergeant.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un canal de restitution.

VI.2.4. Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue

VI.2.4.1 Canal d'approche

Le canal d'approche permet de guider l'écoulement de la crue vers le seuil déversant.

Le canal d'approche doit conduire l'eau jusqu'au déversoir dans des conditions tranquilles sans turbulence.

Les dimensions du canal (largeur et longueur) seront subordonnées à la longueur, au type, à l'emplacement du déversoir et aux caractéristiques du terrain.

Les vitesses doivent être suffisamment petites, pour que les pertes d'énergie et l'érosion soient minimales.

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V = \frac{Q}{(P+h)b} \dots \dots \dots (VI.1)$$

Avec :

- **Q** : Débit à évacuer (m³/s), **Q = 19,88 m³/s**
- **H** : Charge d'eau (m) et, **H = 1,82 m**

$$H = h + P \dots\dots\dots (VI.2)$$

- **S_{can}** : Section du canal en (m²)

$$S = H \times b \dots\dots\dots (VI.3)$$

- **P** : Hauteur de pelle en (m), **P = 1 m**
- **h** : Lambe déversante en (m), **h = 0,82 m**
- **b** : largeur du déversoir, **b = 12 m**

$$V = 1,03 \text{ m/s}$$

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est (4,4 ÷ 10) m/s, $V < V_{adm}$, donc pas de risque d'érosion.

Hauteur du mur du canal d'approche

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante:

$$R_e = 0,6 + 0,05V (H)^{1/3} \dots\dots\dots (VI.4)$$

$$R_e = 0,65 \text{ m}$$

La hauteur de mur est

$$H_m = h + P + R \dots\dots\dots (VI.5)$$

H_m = 2,47 m nous prenons **H_m = 3 m**

Longueur du canal d'approche

D'après le plan topographique, la longueur du canal d'approche est égale à 55m

VI.2.4.2. Le déversoir

La capacité d'évacuation est contrôlée par le déversoir situé dans la partie amont de l'évacuateur. Les parties aval (chenal, coursier) doivent être conçues pour évacuer le débit du déversoir sans perturber le régime d'écoulement. Le débit du déversoir est fonction de la charge sur le seuil et du profil de la crête. Le profil Creager est généralement adopté puisqu'il conduit à une lame déversante qui adhère à la forme de ce profil.

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante:

$$y = \frac{x^{1,85}}{2H^{0,85}} \dots\dots\dots (VI.6)$$

Avec :

- **H**: la charge sur le déversoir

Tableau VI.01 : Coordonnés du profil de Greager

Y	X
0	0.000
0.05	0.263
0.1	0.382
0.15	0.476
0.2	0.556
0.25	0.628
0.3	0.693
0.35	0.753
0.4	0.809
0.45	0.862
0.5	0.913
0.55	0.961
0.6	1.007
0.65	1.052
0.7	1.095
0.75	1.137
0.8	1.177
0.82	1.193

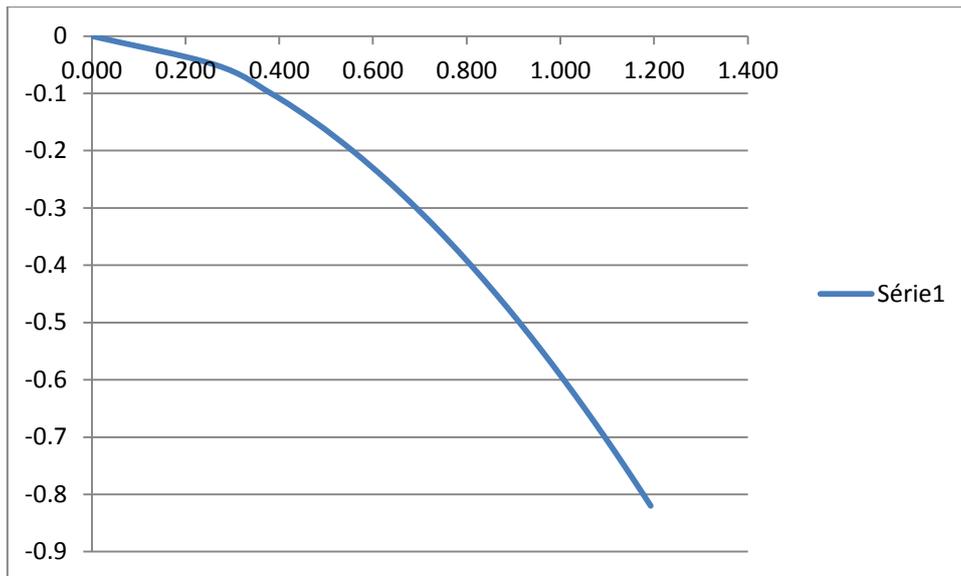


Figure VI.2: Profil Greager

La figure suivante, montre les dimensions du déversoir

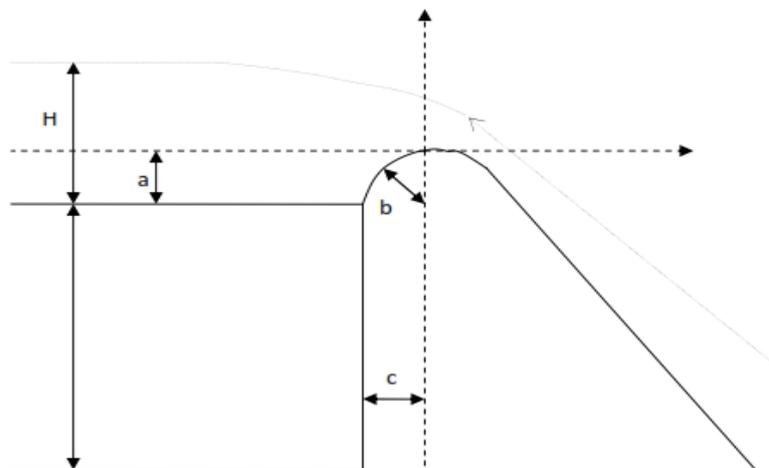


Figure VI.3 : Dimensions et géométrie du déversoir

a, b et c sont déterminé comme suit :

$$a = 0,12H = \mathbf{0,10 \text{ m}}$$

$$b = 0,4H = \mathbf{0,33 \text{ m}}$$

$$c = 0,3H = \mathbf{0,25 \text{ m}}$$

➤ Calcul les hauteurs conjuguées du ressaut :

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1) \dots\dots\dots(VI.7)$$

En déterminé la hauteur conjuguée h_1 à partir de l'abaque (variation de vitesse réelles au pied aval d'un barrage déversoir a fort ponté aval en fonction de la cote de la retenue et de la charge sur le déversoir).

$$H=0.82\text{m} \quad Z=1.64 \text{ m} \quad \leftrightarrow \text{l'abaque: } V=3.05 \text{ m/s}$$

En calcul la 1ere hauteur conjuguée h_1 et en déduire h_2 :

$$h_1 = \frac{q_{max}}{V \times b} \dots\dots\dots(VI. 8)$$

$$h_1=0.62\text{m} \quad h_2=0.81\text{m}$$

Langueur de ressaut hydraulique :

$$L_r = 2.5 (1.9 h_2 - h_1) \quad \leftrightarrow \quad L_r=2.33 \text{ m} \quad (\text{Pavlovski})$$

$$L_r = 6 (h_2 - h_1) \quad \leftrightarrow \quad L_r=1.2\text{m} \quad (\text{Bakhmeteff})$$

➤ **Vérification la position de ressaut hydraulique:**

En compare la seconde hauteur par rapport au tirant d'eau aval h_{av} pour contrôle la position de ressaut hydraulique.

$$h_{av} = 0.82 \text{ m} > h_2=0.81 \text{ m} \quad \leftrightarrow \text{ alors le ressaut hydraulique est dénoyé.}$$

VI.2.4.3. Chenal d'écoulement

Le chenal d'écoulement se situe à l'aval immédiat du déversoir, il doit posséder une pente suffisamment faible pour assurer un écoulement fluvial. La forme rectangulaire est généralement la plus adaptée pour le chenal. L'écoulement dans ce chenal n'est généralement pas uniforme, car le chenal est trop court. Il s'établit un ressaut, juste à l'aval du déversoir, qui conduit à un écoulement fluvial.

La longueur du chenal est déterminée à partir du plan topographique, elle est égale à 5 m.

La pente est égale à 0,15%

Pour vérifier les conditions d'écoulement, nous calculons la profondeur critique " y_c " et la pente critique.

A. Profondeur critique

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \dots\dots\dots(VI.7)$$

Avec :

- **Q:**Débit à évacuer (m^3/s), **Q = 19,88 m^3/s**
- **b:** largeur du chenal, **b=12 m**
- **g:** l'accélération de pesanteur, **g=9,81m/s**

$$y_c = 0,71 \text{ m}$$

B. Pente critique

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour $y = y_c$

$$I_{cr} = \left[\frac{Q(b + y_c)^{2/3}}{K(b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots(VI.8)$$

Avec :

- **R**: rayon hydraulique (en m).
- **I**: la pente en (m/m).
- **S**: section mouillée
- **K**: coefficient de Manning-Strickler, **K=71**

$$I_{cr} = 0,00235 = 0,235 \%$$

$0,15 \% < 0,235 \% = I < I_{cr}$: écoulement fluvial donc la condition est vérifiée.

VI.2.4.4. Calcul du convergent

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergent est déterminée par la formule suivante :

$$L = 2,5 (l_1 - l_2) \dots\dots\dots(VI.9)$$

Avec :

- **l1** : est la largeur au plafond du bief amont, **l1=12 m**
- **l2** : est la largeur au plafond de la section de contrôle, **l2=5m**

$$L = 2,5 (12-5) = 17.5 \text{ m}$$

La longueur du convergent est de **18 m**

VI.2.4.5. Le coursier

Le coursier fait suite au chenal d'écoulement et permet de conduire l'eau au talweg.

Pour assurer de bonnes conditions à l'écoulement, il est conseillé de le construire en béton avec une section rectangulaire dans les barrages collinaires. Les courants qui aboutissent au pied d'un coursier. Mais ils doivent rejoindre le cours d'eau à une vitesse très inférieure, l'énergie en excès doit être dissipée.

A. Largeur du coursier

Elle est donnée par

$$B = Q^{0,4} \dots\dots\dots (VI.10)$$

$$B = 19,88^{0,4} = 3,5$$

$$\mathbf{B = 5m}$$

B. Longueur du coursier

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 119 m

C. La profondeur critique

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} = 1 \dots\dots\dots (VI.11)$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}} \dots\dots\dots (VI.12)$$

- **B** : est la largeur du coursier égale à 5 m

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{19,88^2}{9,81 \cdot 5^2}} = 1,2733m$$

$$\mathbf{h_{cr} = 1,2733 m}$$

D. La pente critique

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique.

Pour calculer I_{cr} nous associerons donc la relation du régime uniforme

$$Q = S_c \cdot C_c \cdot \sqrt{R_c \cdot I_{cr}} \dots\dots\dots (VI.13)$$

Avec celle du régime critique.

$$\frac{Q^2 b}{g \cdot S_c^3} = 1 \dots\dots\dots (VI.14)$$

Pour une section rectangulaire (S=h.b) conduit à :

$$I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C_c^2 \cdot R_c} \dots\dots\dots (VI.15)$$

Avec :

- **I_{cr}** : pente critique
- **S_c** : section critique

$$S_c = b \cdot h_{cr} \dots\dots\dots (VI.16)$$

- **R_c** : rayon critique

$$R_c = S_c / P_c \dots\dots\dots (VI.17)$$

- **P_c** : périmètre critique

$$P_c = 2 \cdot h_{cr} + b \dots\dots\dots (VI.18)$$

- **C_c** : coefficient de Chézy

$$C_c = R_c^{1/6} / n \dots\dots\dots (VI.19)$$

- **n** : coefficient de rugosité, n=0,014 (revêtement en béton).

Ce qui donne

S_c (m²)	6.37
P_c (m)	7.55
R_c (m)	0.84
C_c (m⁻⁶)	69.43

La pente critique est:

$$I_{cr} = \frac{9,81 \cdot 1,273}{69,43^2 \cdot 0,84} = 0,0031$$

$$I_{cr} = 0,31 \%$$

E. Calcul de la profondeur normale

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme. Elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy).

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I} \dots\dots\dots (VI.20)$$

Avec :

- **S** : section du coursier
- **I** : pente du coursier, **I=6,02 %**
- **C_n** : coefficient de Chézy
- **R** : rayon hydraulique

En substituant de la même manière que pour le chenal d'écoulement, nous aurons:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (b \cdot h_n)^{5/2} \cdot (2 \cdot h_n + b)^{-3/2} \dots\dots\dots (VI.21)$$

Nous aurons :

$$h_n = 0,474m$$

$$V_n = \frac{Q}{b \cdot h_n}$$

$$V_n = 9,29 \text{ m/s}$$

Nous constatons que **h_n < h_{cr}**, donc le régime d'écoulement est torrentiel et le canal à forte pente.

F. 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 ».

Tableau VI.02 : Récapitulatif des données de départ

Q(m³/s)	Strickler	I(%)	h_n (m)	h_c (m)	C_{oursier} (m)
22.5	71.42	6.02	0.474	1.2733	119

Sur le tableau ci-dessous nous présentons les différents paramètres de calcul suivant des sections distantes de 6 m (le pas)

Tableau VI.03 : Calcul de la ligne d'eau

Section	Abssice	Y(m)	V(m/s)	Hs(m)	Fr
Amont	0	1.273	3.534	1.91	1
2	6	0.872	5.158	2.228	1.763
3	12	0.768	5.86	2.518	2.135
4	18	0.705	6.386	2.783	2.429
5	24	0.661	6.81	3.025	2.675
6	30	0.628	7.163	3.244	2.886
7	36	0.603	7.463	3.442	3.069
8	42	0.583	7.72	3.621	3.229
9	48	0.567	7.942	3.782	3.369
10	54	0.553	8.135	3.926	3.492
11	60	0.542	8.302	4.055	3.6
12	66	0.533	8.448	4.17	3.696
13	72	0.525	8.576	4.273	3.78
14	78	0.518	8.688	4.365	3.854
15	84	0.512	8.785	4.446	3.919
16	90	0.507	8.871	4.518	3.977
17	96	0.503	8.946	4.582	4.027
18	102	0.499	9.012	4.639	4.072
19	108	0.496	9.07	4.689	4.111
20	114	0.493	9.121	4.734	4.146
Aval	120	0.491	9.166	4.773	4.177

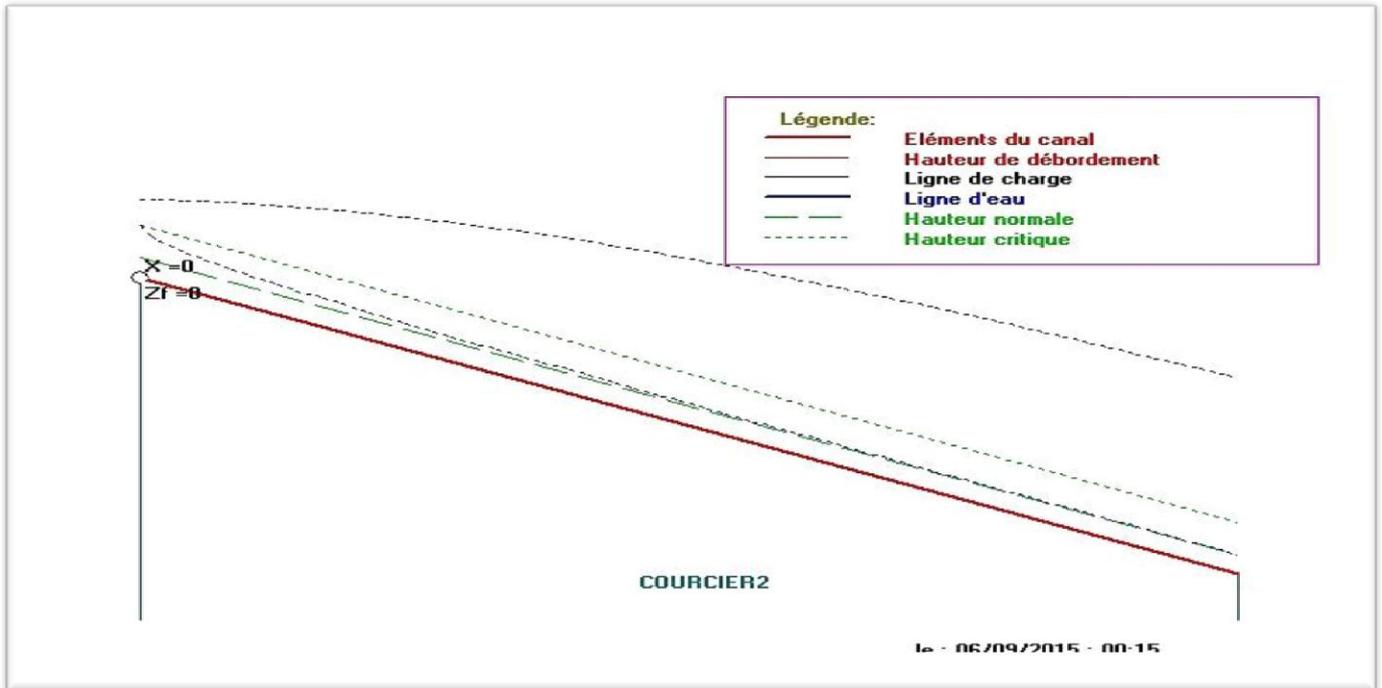


Figure VI.4 : Tracé du profil de la ligne d'eau

A partir du tableau V.02 nous adoptons **Y= 0,474 m**

La vitesse à la fin coursier est:

$$V = \frac{Q}{b.y} = \frac{22.5}{5.0,474} = 9,17 \text{ m/s}$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g.y}} \dots\dots\dots(VI.22)$$

F_r = 4,18

VI.2.4.6. Dissipateur d'énergie

Le principe de la dissipation de l'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement 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.

Dans les bassins à ressaut hydraulique, l'énergie dissipée peut être exprimée en fonction du nombre de Froude au niveau de la section initiale du ressaut F_{r1}. Le meilleur intervalle du nombre de Froude qui assure une dissipation d'énergie élevée et la régularité du courant aval est celui compris entre 4.5 et 9 (ressaut stable). Pour des grandes valeurs, le ressaut est dit fort. Il est appelé faible ou oscillant pour des faibles valeurs de F_{r1}. Ces valeurs entraînent la formation des ondulations dans le courant aval ou à des tourbillons instables voire à une dissipation d'énergie quasiment nulle.

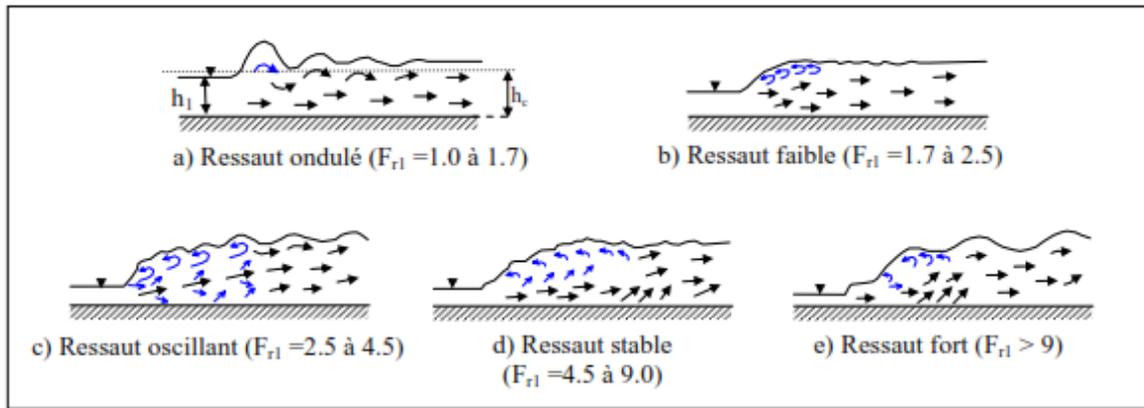


Figure VI.5 : Différents types de ressaut hydraulique en fonction du nombre de Froude

Fr = 4,18 Froude est compris entre 2,5 et 4,5 donc nous aurons une formation d'un ressaut oscillant.

Pour la dissipation de l'énergie nous avons opté pour un bassin de dissipation à ressaut. La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval.

Nous avons :

- $V < 15$ m/s
- $Fr < 4,5$

Nous allons opter pour bassin de **type I**.

A. Détermination des caractéristiques du bassin

$$F = 4,18 \quad ; \quad y_1 = 0,474 \text{ m}$$

A partir de l'abaque dans l'annexe III

$$\frac{y_2}{y_1} = 5,43 \text{ d'où } y_2 = \mathbf{2,6 \text{ m}}$$

Avec :

- y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m)
- y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m)

La longueur du bassin est : de l'abaque (Annexe VI)

$$\frac{L}{y_2} = 5,85$$

Donc :

$$L = 15,06 \text{ m} \text{ On prend } \mathbf{L = 15 \text{ m}}$$

B. Dimensionnement des blocs Chicanes

Tableau VI.04 : Les dimensions des blocs Chicanes du bassin de dissipation

La hauteur des blocs de chutes (m)	h₁ = 2 y₁	0.95
La largeur des blocs de chutes (m)	W < Y₁	0.90
Espacement entre deux blocs de chutes (m)	E = 2,5 W	2.25
Seuil terminal	1.25 y₁	0.59

VI.2.4.7. Canal de restitution

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1 et une pente de 0,7 % a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

A. La hauteur critique

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcule par la formule suivante (Agraskine) :

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{Z'}{3} + 0,105Z'^2 \right) \dots\dots\dots (VI.23)$$

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \dots\dots\dots (VI.24)$$

$$Z' = \frac{K \cdot m}{b} \dots\dots\dots (VI.25)$$

Avec :

- **m** : fruit des talus du canal de fuite, **m =1**

$$K=1,27 \quad \text{et} \quad Z'=0,25$$

$$h_{cr} = 1,17\text{m}$$

B. La pente critique :

Elle est donnée par :

$$I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C^2 \cdot R_c} \dots\dots\dots (VI.26)$$

Avec :

- **I_{cr}** : pente critique
- **R_c** : rayon critique
- **S_c** : section critique
- **P_c** : périmètre critique

- **Cc** : coefficient de Chezy
- **n** : coefficient de rugosité, **n=0,014**

Ce qui donne :

Sc (m2)	7.25
Pc (m)	8.32
Rc (m)	0.87
n	0.014
Cc (m-6)	69.80

La pente critique est

$$I_{cr} = 0,00271 = 0,27 \%$$

C. Profondeur normale dans le canal

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S.C.\sqrt{R.I} \dots\dots\dots (VI.27)$$

Pour la hauteur normale nous avons :

$$Sc = m. h_n^2 + b.h_n \dots\dots\dots (VI.28)$$

$$Pn = b + 2.h_n \sqrt{1 + m^2} \dots\dots\dots (VI.29)$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n}.I^{1/2}.(mh_n^2 + b.h_n)^{5/2}.(2.h_n \sqrt{1 + m^2} + b)^{-3/2} \dots\dots\dots (VI.30)$$

Le résultat du calcul par itération donne :

$$h_n = 0,97 \text{ m}$$

D. Vitesse dans le canal

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m.h_n^2 + b.h_n} \dots\dots\dots (VI.31)$$

$$V = 3,87 \text{ m/s}$$

VI.2.4.8. Hauteurs des murs bajoyers

A. Hauteur des murs à l'entrée du déversoir

$$h_m = h_e + r \dots\dots\dots (VI.32)$$

Avec

- h_m : Hauteur des murs bajoyers en (m).
- h_e : Lamé d'eau sur le déversoir (m), $h_e = 0,82$ m
- r : Revanche de sécurité (m) donnée par

$$r = 0,61 + 0,14 V^{1/3} \dots\dots\dots (VI.33)$$

$$V = 22.5/(12.0,82) = 2,29 \text{ m/s} \quad \text{donc :} \quad r = 0,79 \text{ m}$$

$$h_m = 0,82 + 0,78 = 1,61 \text{ m}$$

B. Chenal d'écoulement

Sur le long du chenal d'écoulement les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue.

C. Le coursier

❖ Hauteur au début du 1^{er} tronçon

$$H_m = h_e + r \dots\dots\dots (VI.34)$$

Avec :

- h_m : hauteur du mur bajoyer
- h_e : hauteur d'eau,
- $h_e = 1,27$ m
- r : revanche de sécurité donnée par :

$$r = 0,61 + 0,14 V^{1/3} \dots\dots\dots (VI.35)$$

- V : la vitesse ou niveau de la section de contrôle $V = 1,48$ m/s

Ce qui donne : $r = 0,77$ m ; $H_m = 2,04$ m

❖ Hauteur à la fin du 1^{er} tronçon

Nous procédons de même manière que précédemment.

$$h_e = 0,484 \text{ m} \quad \text{nous aurons } V = 3,79 \text{ m/s} ; r = 0,83$$

La hauteur des murs sera $H_m = 1,31 \text{ m}$

VI.2.5. Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier

VI.2.5.1. Vagues roulantes

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé.

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$b/h < (10 \div 12) \quad \text{et} \quad Fr^2 < 40$$

Avec :

- **b** : largeur du coursier,
- **Fr** : Nombre de Froude $Fr^2 = \frac{V^2}{g \cdot h}$
- **h** : profondeur d'eau minimale dans le coursier

$$b/h = 5/0,484 = 10,33 \quad \text{et} \quad Fr^2 = (4,26)^2 = 18,15$$

Les deux conditions sont vérifiées donc pas d'apparition de vagues roulantes.

VI.3. Ouvrage de vidange

C'est un ouvrage destiné principalement à vider le barrage. Il se compose de : un orifice muni d'une vanne et une conduite d'évacuation.

Il peut assurer les fonctions suivantes :

- Vidanger complètement de la retenue (purge et entretien)
- Servir éventuellement d'évacuateur auxiliaire
- Abaisser le niveau d'eau pour ou en cas de danger pour le barrage (naturels ou conflits armés)
- Contrôler de la montée du plan d'eau lors du premier remplissage

La conduite de vidange est généralement disposée sous le barrage. Exceptionnellement, pour les gros ouvrages, il peut être intéressant de prévoir une galerie latérale. Elle peut fonctionner sous

pression si son diamètre est petit ou moyen, ou en écoulement à surface libre lorsqu'elle est de gros diamètre.

Se basant sur la capacité du déversoir, le gabarit et les dimensions du barrage et pour des raisons d'économie, l'évacuation des eaux pendant le chantier se fait à l'aide de la conduite de vidange de fond à condition que les travaux soient entamés en début de la période sèche et que l'ouvrage d'entrée ne soit réalisé qu'après l'achèvement des travaux de la digue.

La capacité de la conduite doit permettre la vidange en dix (10) jours.

VI.3.1. Calcul du débit de vidange

Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_{vf} = \frac{Vu}{T} + Q_r \dots \dots \dots \text{(VI.36)}$$

Avec

- **Q_r**: débit entrant dans la retenue pendant la vidange, pris égal à débit moyen annuel
- **V**: volume utile, **V_u = 0,177 Mm³**
- **T**: temps de vidange, **T = 10 jours = 864000 secondes**

$$Q_{vf} = \frac{0,177 * 10^6}{864000} + \frac{0,311 * 10^6}{31,56 * 10^6} = \mathbf{0,125 m^3/s}$$

$$\mathbf{Q_{vf} = 0,206 m^3/s}$$

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur du débit de projet.

VI.3.2. Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ} \dots \dots \dots \text{(VI.37)}$$

Avec

- **Q_{vf}** : débit de vidange (m³/s)
- **μ** : coefficient de débit **μ ∈ (0,8 – 0,85)**, nous prenons **μ=0,80**.
- **S** : section de la conduite (m³)
- **Z** : différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval (m). **Z = 8,61 m**

Alors que

$$S = \frac{Qvf}{\mu \cdot \sqrt{2gZ}} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \dots\dots\dots (VI.38)$$

Nous trouvons : **S= 0,018 m²**

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \dots\dots\dots (VI.39)$$

D =0,152 m Nous prenons: **D = 180 mm**

VI.3.3. Correction de la valeur de coefficient μ

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}} \dots\dots\dots (VI.40)$$

Avec :

- $\sum \xi_s$: somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor} + \xi_{grille} \dots\dots\dots (VI.41)$$

Tableau VI.05 : Coefficients de pertes de charge singulières

ξ_{va}	0,5
ξ_{ent}	0,1
ξ_{sor}	1
ξ_{grille}	0,25

Donc:

$$\sum \xi_s = 1,85$$

- $\sum \xi_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda L}{d} \dots\dots\dots (VI.42)$$

Avec :

- **L**: longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 90 m
- **d**: diamètre de la conduite de vidange, **d = 180 mm**
- λ : Coefficient de frottement calculé par la formule de Strickler:

$$\lambda = \frac{87n^2}{d^{1/3}} \dots\dots\dots (VI.43)$$

Avec :

- **n**: rugosité de la conduite en acier, **n=0,013**

$$\lambda = 0,0026 \quad \text{d'où} \quad \sum \xi_L = 1,3$$

Ce qui nous donne:

$$\mu = 0,49$$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à **d=200 mm**

Nous adoptons la valeur de:

$$\mathbf{D_{vf} = 200 \text{ mm}}$$

V.3.4. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes:

$$V_s = Q_{vf} / S_{vf} \dots\dots\dots (VI.44)$$

$$\mathbf{V_s = 6,4 \text{ m/s}}$$

VI.4. Ouvrage de prise d'eau

Les ouvrages de prise d'eau ont pour but de prélever dans un cours d'eau ou dans un réservoir le débit nécessaire à chaque instant à l'utilisation (Irrigation, Station de Traitement d'Eau Potable ou de Production d'Energie Electrique), en éliminant, dans tous les cas et dans la mesure du possible, les matières solides transportées par le cours d'eau et en réduisant les pertes de charge à l'entrée de la prise. Il faut noter que dans beaucoup de petites retenues, il n'est prévu aucun système de prise. Les prélèvements d'eau se font grâce à un tuyau (rigide ou souple) muni d'une crépine et simplement plongé dans l'eau, soit à partir de la digue soit sur une rive.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande en aval (consommation maximale en aval), de temps de prise et de la charge d'eau minimale.

VI.4.1. Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau

D'après le tableau III.35, La consommation maximale est en mois de Juillet :

$$V_{\max} = 54930 \text{ m}^3$$

Donc :

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{54930}{30 * 3600 * 8} = 0,0636 \text{ m}^3/\text{s}$$

Nous supposons que la consommation se fait 8 heures par jour pendant 30 jours.

VI.4.2. Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre

$$Q = \mu S \sqrt{2g.H} \quad (\text{m}^3/\text{s}) \dots \dots \dots (\text{VI.45})$$

Avec

- μ : coefficient de débit, $\mu=0,3$
- S : section de la conduite en m^2
- H : charge d'eau minimale, $H=5,5\text{m}$

Nous trouvons :

$$S=0,0204 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la prise d'eau sera égal à

$$D= 161 \text{ mm}$$

Nous prenons :

$$D = 180 \text{ mm}$$

VI.4.3. Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}} \dots \dots \dots (\text{VI.46})$$

Avec :

- $\sum \xi$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières et linéaires.

Nous supposons que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda.L}{D} \dots \dots \dots (\text{VI.47})$$

Avec :

- $\lambda = 0,029$

$$\sum \xi = 16.68$$

Donc

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1+16,68}} = 0,238$$

$$S=0,0257 \text{ m}^2$$

Nous trouvons

$$D = 181 \text{ mm}$$

nous prenons :

$$D = 200 \text{ mm}$$

VI.4.4. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

$$V=Q/S \dots\dots\dots (VI.48)$$

$$V = 2.47 \text{ m/s}$$

La conduite de prise d'eau aura un diamètre **de 200 mm**, elle est équipée d'une vanne papillon qui sera groupée avec les vannes de vidange au pied aval du barrage.

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 possibles d'un travail pour abaisser les coûts de productions en favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroître la productivité.

Pour cela il faut :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement.
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée.
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopter une mécanisation de plus en plus poussée.
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient.

VII.2. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les diverses aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail.

Nous pouvons distinguer les installations suivantes :

VII.2.1. Installations destinées au personnel

En général, sont :

- **Abris-clos et vestiaire** : Local aéré, éclairé, chauffé en saison froide. Local avec armoires (surface minimum du local $> 1,25 \text{ m}^2$ par personne).
- **Les réfectoires** : nous prévoyons un local de restauration si le nombre de repas > 25 . Tables et sièges en nombre suffisant (surface minimum $> 1,5 \text{ m}^2$ par personne). Garde-manger et chauffe gamelles installés dans l'abri ou dans un lieu couvert.
- **Les installations sanitaires** : Lavabos ou rampes pour la toilette : 1 orifice au moins pour 5 travailleurs. Local avec lavabos : un lavabo pour 10 personnes au plus. Douches obligatoires pour tous travaux salissants : 1 pour 8 personnes.
- **Poste de secours** : Boîte de secours présente dans tous les types de chantiers. Un infirmier est obligatoire pour 200 personnes.

- **Les bureaux de chantier:** Le nombre de bureau à installer est indiqué par la maîtrise d'œuvre dans les pièces écrites.



Figure VII.1 : Exemple d'installations destinées au personnel

VII.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

VII.2.3. Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé afin d'assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VII.2.4. Installation destinée pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

VII.3. Les moyens du chantier

VII.3.1 Les moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétant pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

VII.3.2. Moyens matériels du chantier

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci-après :

- **Les compacteurs à pneus**



Figure VII.2 Compacteur à pneus

- **Les rouleaux à pieds dameurs** : pour le compactage des sols fins, les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux



Figure VII.3 Compacteur à rouleaux

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- **La décapeuse automotrice (motor scraper)**

Est généralement utilisée pour l'arasement des sols. Cet engin possède une benne avec tiroir éjecteur pouvant se surbaïsser et qui, par l'effet du déplacement de la machine, permet d'extraire les matériaux. Ceux-ci seront ensuite transportés sur le lieu de déchargement pour finalement y être répandus en couches.

Ces engins travaillent généralement en duo car ils sont poussés (un tampon se trouve à l'arrière) par un bulldozer équipé d'une lame spéciale dite « pousse ». Ce type de scraper dit « poussé » est le plus répandu.

L'engin peut aussi être autonome, du type « automoteur ». Par le biais d'une chaîne élévatrice, il se charge et se décharge par ses propres moyens.



Figure VII.4 : Décapeuse automotrice

- **La pelle hydraulique**

Cet engin de chantier est aussi connu sous le nom de pelleteuse, pelle ou excavatrice. Elle est constituée d'un châssis porteur à chenilles ou à pneus et surmontée d'une tourelle dotée d'une rotation continue de 360 degrés. Cette tourelle porte le moteur, les organes hydrauliques (pompes, moteur, vérins), le poste de conduite et l'équipement (flèche, balancier, godet).

Le poids d'une pelle hydraulique sur pneus peut atteindre jusqu'à 127 tonnes tandis que sur chenilles il peut atteindre jusqu'à 980 tonnes. La popularité des machines hydrauliques est due à leur très grande puissance ainsi qu'à la grande variété d'organes mécaniques pouvant utiliser cette puissance.

La pelleteuse est utilisée pour des travaux :

- de terrassement
- d'extraction (chargement de matériaux dans une carrière...)
- de réalisation et nettoyage de fossés et de talus...
- de fondations spéciales (forage, parois moulées...), la pelle sera équipée du matériel : mouton, sonnette...



Figure VII.5 : Pelle hydraulique

- **Les camions**

Les camions favorisent le mélange de plusieurs horizons, sont plus adaptés lorsque la zone d'emprunt est éloignée du barrage ou à un relief très marqué.

VII.4. Planification

VII.4.1. Définition

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- installation des postes de travail
- observations instantanées
- analyse des tâches
- chronométrage
- définition des objectifs et des attributions
- simplification des méthodes
- stabilisation des postes de travail.

VII.4.2. Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau
- Méthodes basées sur le graphique

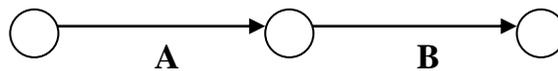
VII.4.2.1. Méthodes basées sur le réseau

A. 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

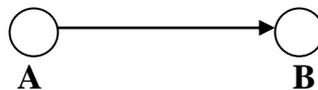
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



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.

B. Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

a. 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.

b. 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

c. Méthode du chemin critique (*Critical Path Method/CPM*)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

- **1^{ère} phase** : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.
- **2^{ème} phase** : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue.
- **3^{ème} phase** : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

d. Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

e. 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.

f. Décomposition du projet

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières, nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VII.4.2.2. 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.

A. Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- **TR**: temps de réalisation
- **DCP**: date de commencement au plus tôt

- **DCPP** : date de commencement au plus tard
- **DFP**: date de finition au plus tôt
- **DFPP** : date de finition au plus tard
- **MT**: marge totale.

Et :

$$DFP = DCP + TR$$

$$DCPP = DFPP - TR$$

B. Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

C. Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q.N}{n} \dots\dots\dots(VII.1)$$

Avec :

- **Q** : quantité de travail
- **N** : rendement
- **n** : nombre d'équipes

VII.4.2.3. Les plannings

Il existe trois types de plan de travail

A. 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.

B. 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).

C. Plan de travail intermédiaire

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date u plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VII.4.2.4. Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.01 : Symboles des opérations réalisées

Phases des Travaux	Opérations	Duré (jours)
Installation de chantier, développement du réseaux routier assurant l'accès au chantier	A	30
Réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange	B	30
Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage	C	30
Préparation des zones d'emprunt	D	60
Remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	E	60
Approvisionnement du filtre	F	30
Mis en place un système de drainage	G	30
Remblai compacté	H	120
Exavation de l'évacuateur de crues	I	60
Génie civil de l'évacuateur de crues	J	60
Revêtement des talus	K	30
Equipements hydraulique	L	30
Travaux de finitions	M	30

Le réseau à nœuds et le diagramme de Henry L. Gantt (1910) sont représentés dans la planche n° 5. Cette méthode consiste à placer les tâches à effectuer dans l'ordre défini par la priorité et en tenant compte des ressources encore disponibles.

D'après le chemin critique, le temps de réalisation de la retenue collinaire est égal à 12 mois

VII.4.3. Détermination des chemins critiques par la méthode du Tableau

C'est une méthode grapho-analytique, il s'agit de déterminer 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.02 : 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	3	2	3	1
C	1	1	2	1	2	0
D	2	2	5	3	5	1
E	2	2	4	2	4	0
F	1	4	6	5	6	1
G	1	4	5	4	5	0
H	3	5	9	5	9	0
I	2	5	8	6	8	1
J	2	7	10	8	10	1
K	1	9	10	9	10	0
L	1	10	11	10	11	0
M	1	11	12	11	12	0

VII.5. Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues et la dérivation provisoire.

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages:

Tableau VII.03 : Devis estimatif de la digue

Désignation	Unité	Quantité (m3)	P.U (DA)	Montant (DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m3	761	500	380500
Enrochement	m3	6352.93	1200	7623516
Gravier	m3	2249.4465	600	1349668
Sable	m3	1215.66	600	729396
Remblai en argile compacte	m3	39365.41	800	31492328
Produit asphaltique	m3	353	1000	353000
Montant total = 41928407.9 DA				

Tableau VII.04:devis estimatif de l'évacuateur de crue

Désignation	Unité	Quantité (m3)	P.U (DA)	Montant (DA)
Déblai	m3	2865.2	800	2292160
Remblai	m3	145.5	500	72750
Béton armé 350kg/m3	m3	763.6	32000	24435200
Béton de propriété 250 kg/m3	m3	145.5	25000	3637500
Produit asphaltique	m3	459	1000	459000
Enrochements	m3	50	1000	50000
Montant total = 30946610 DA				

Tableau VII.05 : Vidange de fond et prise d'eau

Désignation	Unité	Quantité (m3)	P.U (DA)	Montant (DA)
Déblai	m3	213	800	170400
Remblai	m3	49	500	24500
Béton armé 350kg/m3	m3	45	32000	1440000
Conduite métallique 200mm	ml	180	30000	5400000
Vannes 200mm	u	4	25000	100000
Montant total = 7134900 DA				

Le coût total de l'ouvrage est de :

$$41928407.9+330946610+7134900=80009917.9 \text{ DA}$$

Montant total de la retenue : 80009917.9 DA

Le coût du mètre cube est de:

$$\frac{\text{Cout du projet}}{\text{Volume de la retenue} \times 20} = \frac{80009917.9}{177000 \times 20} = 22.6 \text{ DA/m}^3$$

Conclusion

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.

Nous pouvons 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 générale :

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons essayé de traiter et d'étudier les principales variantes des digues et les ouvrages annexes de retenue collinaire

- ❖ *La digue homogène avec drain tapis le lit et sur les flancs de l'oued.*

- ❖ *L'évacuateur de crue est de type frontal a entonnement frontale sur la rive droit.*

- ❖ *Le prélèvement des eaux s'effectue à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort*

- ❖ *La vidange de fond est assurée par une conduite en acier située dans la galerie qui antérieurement servi à la dérivation provisoire.*

Références bibliographiques

MIHOUBI M.K (2013). Ouvrages Hydrotechniques, Polycopie de cours, ENSH, Blida.

TOUAIBIA, B (2004) Manuel pratique d'hydrologie, ENSH Blida.

TOUAIBIA, B ; B. BENLAOUKLI (2004) Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida.

TOUAIBIA.B (2001) Polycopié de cours de régularisation des débits ; les retenues. ENSH. Blida.

Degoutte G. (2002), Petits barrages : Recommandation pour la conception. CEMAGREF Editions,

Bernardo A. R., L. Santos (2004). Manuel de conception et projets typiques des digues en terres : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages. ANBT Alger.

ANNEXE A

Code station : 012507
Nom station : OUED LILI
X : 370.8
Y : 246.9
Z : 570

1980														
PJ max (mm)	24.9	7.8	7.2	20.6	8.3	10.3	7.2	10.4	13.5	0.8	0	0	24.9	
Totaux (mm)	39.4	16.4	23.1	97.9	19.7	42.5	29.9	52.1	22	1.6	0	0	344.6	

1981														
PJ max (mm)	5.4	4.5	0	20.8	15	11.8	-999	31.4	11.2	2.5	0	0		
Totaux (mm)	5.4	8.9	0	32.9	59.7	56	-999	52.9	33	4.4	0	0		

1982														
PJ max (mm)	0	23.5	30	11.6	0	3	4.5	6.3	2.5	0	1.5	0.5	30	
Totaux (mm)	0	48.4	94.2	56.4	0	11	16.4	12.9	4.4	0	1.5	1	246.2	

1983														
PJ max (mm)	0	1.5	10.5	16.4	8.2	18	11.7	7	12.2	20	0	0.5	20	
Totaux (mm)	0	2.5	41.6	37.9	27.7	35	41.6	21.1	41.7	21	0	0.5	270.6	

1984														
PJ max (mm)	8	5	10.5	14.5	22	2.5	11	7	12.1	0	0	0	22	
Totaux (mm)	8.5	11.5	29.5	37	70.8	10	55.3	9.8	42.9	0	0	0	275.3	

1985														
PJ max (mm)	10	7.7	7.4	17	32	19	42.6	5	5.2	12.5	0.5	3	42.6	
Totaux (mm)	18.7	12.2	32.7	30.6	86.7	93.6	91.9	19.1	5.2	13.7	0.5	5	409.9	

1986														
PJ max (mm)	14	10.5	6.7	7.5	18.5	15.7	5.1	0.1	3.3	1.6	14.5	1	18.5	
Totaux (mm)	30.2	38.9	16.1	35.4	62.3	56.8	12.4	0.1	4.6	3.7	14.5	1.5	276.5	

1987														
PJ max (mm)	6.5	14.5	20.3	11.8	19.2	7.3	6.9	8.3	5.3	14.8	0	0	20.3	
Totaux (mm)	8.1	34.3	56.8	26.1	46.3	18.7	19.6	29	20.4	22.2	0	0	281.5	

1988														
PJ max (mm)	1	12	14.5	14	10.6	12	15.5	11.7	35.2	35	2.5	17.8	35.2	
Totaux (mm)	1	23.6	31.7	30.8	13.2	21.5	57	37.5	54.7	53.7	2.5	24.8	352	

1989														
PJ max (mm)	14	3.5	6.5	8.2	27.4	0	9.1	13.2	7.5	2.1	0	10.2	27.4	
Totaux (mm)	21.6	4	16	19.4	69.1	0	14.4	54.5	22.8	3.4	0	10.2	235.4	

1990														
PJ max (mm)	12	1.2	8.5	12	4.5	6.6	-999	2.5	5	3	1.5	7.2		
Totaux (mm)	23.7	2.3	25.6	54	16.1	49.6	-999	7.6	9.1	4.5	1.5	7.7		

1991														
PJ max (mm)	5.5	14.1	27.5	18.5	11.4	6.3	22.1	16.3	9	5.6	10	9.7	27.5	
Totaux (mm)	9.5	30.6	40.2	38.2	41.5	12.6	42.9	39.7	33.9	17.6	14	11.8	332.5	

1992														
PJ max (mm)	1.1	10	18.1	4.2	2.5	6.7	1.6	17	7.2	1	0.3	7.1	18.1	
Totaux (mm)	1.8	23.3	27.3	11.6	2.8	16.6	6.7	39.9	20.8	1	0.3	11.2	163.3	

1993														
PJ max (mm)	29.6	7.1	7.7	13.3	10.2	12.5	1.6	8	2.6	0	0	0	29.6	
Totaux (mm)	31.4	17.4	34	40	46	62.6	4.2	27.9	4.8	0	0	0	268.3	

1994														
PJ max (mm)	27.5	39.4	11.2	3.2	13.7	5.3	16.7	-999	2.5	4.1	0	4.7		
Totaux (mm)	44.8	46	28	5.9	47.7	6.6	63.7	-999	2.5	9.8	0	7.2		

1995														
PJ max (mm)	7.6	23.3	14.7	7.8	10.6	27.6	20.2	28.7	12.6	43.4	13.9	4.7	43.4	
Totaux (mm)	15.7	47.7	32.1	31.9	63.6	105.5	50.6	68.5	36.9	43.9	34.1	6.2	536.7	
1996														
PJ max (mm)	3.2	10.4	1.9	7.1	17.7	8.2	0	23.2	12.5	0	0	15.4	23.2	
Totaux (mm)	5.7	30.4	4.4	30.9	74.1	9.8	0	83.5	17.4	0	0	28.6	284.8	
1997														
PJ max (mm)	21.7	9.1	42	22.1	4.8	7.9	8.1	23.4	26.5	0	0	3	42	
Totaux (mm)	59.9	23.1	122.8	50.1	19.7	25.4	13.5	54	90.5	0	0	3	462	
1998														
PJ max (mm)	1	8.3	5.2	17.4	35.3	23.6	13.5	0	8	0	0	4.1	35.3	
Totaux (mm)	1.4	8.6	9.5	30.1	80	42.3	61.9	0	9.7	0	0	4.1	247.6	
1999														
PJ max (mm)	12.7	11	14.3	14.2	1.3	0	12.1	5.2	9.9	0	2	0.6	14.3	
Totaux (mm)	34.6	37.3	35.9	67.4	1.3	0	12.1	13.2	17.3	0	2	0.6	221.7	
2000														
PJ max (mm)	7.1	31.8	31.4	7.9	13.4	31.6	2.8	18.4	2.1	0	0	0.2	31.8	
Totaux (mm)	13.3	45.4	66.9	22.6	76.8	65	4.6	45	6.4	0	0	0.4	346.4	
2001														
PJ max (mm)	7.8	8.7	56	13.9	5.5	4.3	12	11	37.7	0	0	8	56	
Totaux (mm)	29.2	11.4	80.4	28	8.3	4.9	41.1	31.3	45.6	0	0	9.9	290.1	
2002														
PJ max (mm)	0.5	19	10.1	8	8.8	10.5	2.9	36.2	11.6	15.4	0.6	4.1	36.2	
Totaux (mm)	0.5	25.1	45.3	13.2	58.3	51.2	5.8	74	18.2	15.9	0.6	8.2	316.3	
2003														
PJ max (mm)	2.7	10.5	33.4	25.8	7.3	14.3	7	13.3	15.7	4.9	1.5	3.2	33.4	
Totaux (mm)	2.7	38.7	74.4	72.4	15.7	40.8	16.6	34.5	57.5	6.5	1.8	4	365.6	
2004														
PJ max (mm)	4.2	13.1	6.6	29.1	3.2	6.1	9.4	3.6	0.3	1.1	0	0	29.1	
Totaux (mm)	10.9	29.7	20.9	71.1	8.6	30.3	19.2	4	0.3	1.7	0	0	196.7	
2005														
PJ max (mm)	8.5	16.2	19.2	4.1	16.2	12.7	6.6	15.9	17.5	2.3	0	0.2	19.2	
Totaux (mm)	17.4	30.7	53.9	21.3	61	46.7	13	27.3	59.9	2.5	0	0.2	333.9	
2006														
PJ max (mm)	25.3	1	1.1	6.7	7.8	10.9	13	43.9	15.8	0	0.8	0	43.9	
Totaux (mm)	32.8	1	1.3	36.1	17.5	36.6	45.3	113.2	20.3	0	0.8	0	304.9	
2007														
PJ max (mm)	6.5	32.5	13.1	1.6	17.3	5	5.2	4.8	12.7	2.8	10.3	0.9	32.5	
Totaux (mm)	15.5	85	30	6.5	20.9	15.4	22.7	7.9	79	3.9	11.3	0.9	299	
2008														
PJ max (mm)	15.4	18	16.5	31.3	14.4	18.3	16.5	14.8	5.8	0	1	1.3	31.3	
Totaux (mm)	24.4	53	54	91	93.6	27.6	51.6	85.9	9.5	0	1	1.9	493.5	
2009														
PJ max (mm)	75.2	3	8.2	14	13.8	17.5	19.6	16.2		2	0	18.2		
Totaux (mm)	116.4	3	33.2	31.1	41.3	73.5	60.1	23.4		2	0	31.8		

T	100	Q moy	Q moy-q	(Qmoy-q)Dt	V+0.5qDt	q
Temps (h)	Q1% (m3/s)					
0	0					
0.5	0.22	0.11116	0.11116	200.09	223284.24	0
1	0.89	0.55581	0.50373	906.71	223484.33	0.05208
1.5	2.00	1.44511	1.15704	2082.67	224391.05	0.28807
2	3.56	2.77905	1.94905	3508.29	226473.71	0.83000
2.5	5.56	4.55764	2.81508	5067.15155	229982.00	1.74256
3	8.00	6.78089	3.72109	6697.953477	235049.16	3.05980
3.5	10.89	9.44877	4.64917	8368.514189	241747.11	4.79960
4	14.23	12.56131	5.59031	10062.56169	250115.62	6.97100
4.5	18.01	16.11850	6.54010	11772.17597	260178.18	9.57840
5	22.23	20.12033	7.49653	13493.75704	271950.36	12.62380
5.03	22.50	22.36621	6.25861	11265.48963	285444.12	16.10760
5.53	19.31	20.90455	1.89435	3409.838846	296709.61	19.01020
6.03	16.44	17.87212	-2.01548	-3627.863292	300119.45	19.88760
6.53	13.86	15.14831	-3.80579	-6850.422459	296491.58	18.95410
7.03	11.57	12.71655	-4.47312	-8051.614002	289641.16	17.18967
7.53	9.55	10.56026	-4.55297	-8195.344867	281589.55	15.11323
8.03	7.78	8.66287	-4.33403	-7801.2496	273394.20	12.99690
8.53	6.24	7.00781	-3.97119	-7148.144346	265592.95	10.97900
9.03	4.92	5.57849	-3.55051	-6390.909853	258444.81	9.12900
9.53	3.80	4.35836	-3.11524	-5607.440865	252053.90	7.47360
10.03	2.86	3.33082	-2.68818	-4838.732129	246446.46	6.01900
10.53	2.10	2.47930	-2.28410	-4111.378391	241607.72	4.76340
11.03	1.48	1.78724	-1.90876	-3435.774397	237496.35	3.69600
11.53	1.00	1.23805	-1.56495	-2816.914892	234060.57	2.80300
12.03	0.63	0.81516	-1.25584	-2260.514623	231243.66	2.07100
12.53	0.37	0.50200	-0.98100	-1765.808335	228983.14	1.48300
13.03	0.19	0.28198	-0.74152	-1334.730775	227217.33	1.02350
13.53	0.08	0.13855	-0.53745	-967.4166889	225882.60	0.67600
14.03	0.03	0.05511	-0.36889	-664.0008221	224915.19	0.42400
14.53	0.00	0.01510	-0.23657	-425.823921	224251.19	0.25167
15.03	0	0.00194	-0.13906	-250.3027313	223825.36	0.14100
15.53	0	0	-0.07570	-136.2557038	223575.06	0.07570
16.03	0	0	-0.04023	-72.414	223438.80	0.04023
16.53	0	0	-0.02138	-38.484	223366.39	0.02138
17.03	0	0	-0.011367	-20.4606	223327.91	0.011367
17.53	0	0	-0.006041	-10.8738	223307.45	0.006041
18.03	0	0	-0.003209	-5.7762	223296.57	0.003209
18.53	0	0	-0.001707	-3.0726	223290.80	0.001707
19.03	0	0	-0.0009058	-1.63044	223287.72	0.0009058
19.53	0	0	-0.0004815	-0.8667	223286.09	0.0004815
20.03	0	0	-0.0002576	-0.46368	223285.23	0.0002576
20.53	0	0	-0.00013534	-0.243612	223284.76	0.00013534
21.03	0	0	-0.00000431	-0.007758	223284.5180	0.00000431
21.53	0	0	-1E-09	-0.0000018	223284.5103	0.000000001

ANNEXE B

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R= 17 m)

N°Tr	bi	h1	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \emptyset	N*tang \emptyset	dn	a*Gn*dn
-3	1.7	0.556	-0.231	0.973	1.871	-0.432	1.821	1.747	5.241	0.460	0.838	16.735	3.758
-2	1.7	1.676	-0.154	0.988	5.641	-0.868	5.574	1.720	5.161	0.460	2.564	16.180	10.953
-1	1.7	2.614	-0.077	0.997	8.799	-0.677	8.773	1.705	5.115	0.460	4.035	15.700	16.577
0	1.7	3.379	0.000	1.000	11.374	0.000	11.374	1.700	5.100	0.460	5.232	15.310	20.896
1	1.7	3.974	0.077	0.997	13.376	1.029	13.337	1.705	5.115	0.460	6.135	15.024	24.116
2	1.7	4.396	0.154	0.988	14.797	2.276	14.621	1.720	5.161	0.460	6.726	14.853	26.373
3	1.7	4.636	0.231	0.973	15.605	3.601	15.184	1.747	5.241	0.460	6.984	14.805	27.723
4	1.7	4.68	0.308	0.951	15.753	4.847	14.989	1.787	5.360	0.460	6.895	14.885	28.138
5	1.7	4.502	0.385	0.923	15.154	5.828	13.988	1.842	5.525	0.460	6.435	15.093	27.446
6	1.7	4.059	0.462	0.887	13.663	6.306	12.120	1.916	5.749	0.460	5.575	15.424	25.288
7	1.7	3.28	0.538	0.843	11.040	5.945	9.303	2.017	6.052	0.460	4.280	15.870	21.025
8	1.7	2.019	0.615	0.788	6.796	4.182	5.357	2.157	6.470	0.460	2.464	16.414	13.386
9	1.7	0.746	0.692	0.722	2.511	1.738	1.812	2.356	7.068	0.460	0.834	16.817	5.067

Kss	3.89
Kas	2.71

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R= 22 m)

N°Tr	bi	h1	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \emptyset	N*tang \emptyset	dn	a*Gn*dn
-1	2.2	0.962	-0.11	0.994	4.190	-0.466	4.165	2.214	6.641	0.460	1.916	21.521	10.822
0	2.2	1.953	0.00	1.000	8.507	0.000	8.507	2.200	6.600	0.460	3.913	20.024	20.442
1	2.2	2.722	0.11	0.994	11.857	1.317	11.784	2.214	6.641	0.460	5.420	20.646	29.376
2	2.2	3.268	0.22	0.975	14.235	3.163	13.879	2.256	6.769	0.460	6.385	20.402	34.852
3	2.2	3.579	0.33	0.943	15.590	5.197	14.699	2.333	7.000	0.460	6.761	20.300	37.978
4	2.2	3.636	0.44	0.896	15.838	7.039	14.188	2.456	7.368	0.460	6.527	20.347	38.672
5	2.2	3.405	0.56	0.831	14.832	8.240	12.333	2.646	7.938	0.460	5.673	20.543	36.564
6	2.2	2.833	0.67	0.745	12.341	8.227	9.198	2.952	8.855	0.460	4.231	20.884	30.926
7	2.2	1.254	0.78	0.629	5.462	4.249	3.433	3.500	10.501	0.460	1.579	21.557	14.130

Kss	3.00
Kas	2.28

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R= 25 m)

N°Tr	bi	h1	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \emptyset	N*tang \emptyset	dn	a*Gn*dn
-2	2.5	0.89	0.628	-0.2	0.980	4.406	-0.881	4.316	2.552	7.655	0.46	1.986	24.257	12.824
-1	2.5	1.89	1.008	-0.1	0.995	9.356	-0.936	9.309	2.513	7.538	0.46	4.282	23.559	26.449
0	2.5	2.89	1.133	0	1.000	14.306	0.000	14.306	2.500	7.500	0.46	6.581	22.989	39.464
1	2.5	3.89	1.008	0.1	0.995	19.256	1.926	19.159	2.513	7.538	0.46	8.813	22.565	52.140
2	2.5	4.89	0.628	0.2	0.980	24.206	4.841	23.716	2.552	7.655	0.46	10.910	22.304	64.786
3	2.5	5.871	0	0.3	0.954	29.061	8.718	27.723	2.621	7.862	0.46	12.753	22.217	77.479
4	2.5	5.936	0	0.4	0.917	29.383	11.753	26.930	2.728	8.183	0.46	12.388	23.312	82.198
5	2.5	5.673	0	0.5	0.866	28.081	14.041	24.319	2.887	8.660	0.46	11.187	22.588	76.116
6	2.5	5.023	0	0.6	0.800	24.864	14.918	19.891	3.125	9.375	0.46	9.150	23.040	68.744
7	2.5	3.876	0	0.7	0.714	19.186	13.430	13.702	3.501	10.502	0.46	6.303	23.655	54.462
8	2.5	1.693	0	0.8	0.600	8.380	6.704	5.028	4.167	12.500	0.46	2.313	24.501	24.639

Kss	2.44
Kas	1.86

Stabilité pour le cas de fin de fonctionnement normale talus aval (R= 27 m)

N°Tr	bi	h1	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	tang ϕ	N*tang ϕ	a*Gn*dn
-3	2.7	0	0.703	-0.250	0.97	4.27	-1.07	4.14	2.79	0.46	1.90	13.67
-2	2.7	0	1.394	-0.167	0.99	8.47	-1.41	8.35	2.74	0.46	3.84	26.74
-1	2.7	1.03	1.804	-0.083	1.00	16.48	-1.37	16.42	2.71	0.46	7.56	50.61
0	2.7	2.113	1.94	0.000	1.00	23.08	0.00	23.08	2.70	0.46	10.62	69.17
1	2.7	3.193	1.804	0.083	1.00	28.03	2.34	27.93	2.71	0.46	12.85	82.46
2	2.7	4.273	1.934	0.167	0.99	34.59	5.77	34.11	2.74	0.46	15.69	100.58
3	2.7	5.353	0.696	0.250	0.97	32.85	8.21	31.80	2.79	0.46	14.63	95.11
4	2.7	6.119	0	0.333	0.94	32.71	10.90	30.84	2.86	0.46	14.19	95.10
5	2.7	5.836	0	0.417	0.91	31.20	13.00	28.36	2.97	0.46	13.05	91.79
6	2.7	5.133	0	0.500	0.87	27.44	13.72	23.76	3.12	0.46	10.93	82.30
7	2.7	3.895	0	0.583	0.81	20.82	12.15	16.91	3.32	0.46	7.78	64.08
8	2.7	2.183	0	0.667	0.75	11.67	7.78	8.70	3.62	0.46	4.00	36.89

kss	3.11
kas	2.18

Stabilité pour le cas de fin de fonctionnement normale talus aval (R= 23 m)

N°Tr	bi	h1	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	a*Gn*dn
-1	2.3	0.907	-0.08	0.997	4.130	-0.344	4.116	2.308	11.177
0	2.3	1.943	0	1	8.848	0.000	8.848	2.300	23.391
1	2.3	2.747	0.08	0.997	12.510	1.042	12.466	2.308	32.477
2	2.3	3.318	0.17	0.986	15.110	2.518	14.899	2.333	38.761
3	2.3	3.643	0.25	0.968	16.590	4.148	16.063	2.375	42.343
4	2.3	3.702	0.33	0.943	16.859	5.620	15.895	2.440	43.124
5	2.3	3.461	0.42	0.909	15.761	6.567	14.328	2.530	40.700
6	2.3	2.863	0.50	0.866	13.038	6.519	11.291	2.656	34.220
7	2.3	1.763	0.58	0.812	8.029	4.683	6.521	2.832	20.568

Kss	3.72
Kas	2.64

Stabilité pour le cas de fin de fonctionnement normale talus aval (R= 19 m)

N°Tr	bi	h1	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	1.9	0.428	-0.2	0.977	1.610	-0.345	1.573	1.945	5.836	0.723	18.794	3.631
-2	1.9	1.212	-0.1	0.990	4.560	-0.651	4.513	1.920	5.759	2.076	18.407	10.071
-1	1.9	2.261	-0.1	0.997	8.506	-0.608	8.484	1.905	5.715	3.903	17.876	18.246
0	1.9	3.116	0	1	11.722	0	11.722	1.900	5.700	5.392	17.442	24.535
1	1.9	3.781	0.1	0.997	14.224	1.016	14.188	1.905	5.715	6.526	17.120	29.222
2	1.9	4.252	0.1	0.990	15.996	2.285	15.832	1.920	5.759	7.283	16.948	32.532
3	1.9	4.521	0.2	0.977	17.008	3.645	16.613	1.945	5.836	7.642	16.857	34.404
4	1.9	4.570	0.3	0.958	17.192	4.912	16.476	1.983	5.948	7.579	16.930	34.928
5	1.9	4.371	0.4	0.934	16.444	5.873	15.359	2.034	6.102	7.065	17.142	33.825
6	1.9	3.876	0.4	0.904	26.966	11.557	24.364	2.103	6.309	11.207	17.488	56.589
7	1.9	3.005	0.5	0.866	11.305	5.652	9.790	2.194	6.582	4.504	17.958	24.361
8	1.9	1.596	0.6	0.821	6.004	3.431	4.927	2.315	6.946	2.267	18.532	13.352

Kss	3.73
Kas	2.57

Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont (R= 26 m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	N*tang ϕ	dn	a*Gn*dn
-4	2.6	0	1.147	0	-0.31	0.951	6.620	-2.037	6.299	2.733	2.898	25.471	20.236
-3	2.6	0	2.077	0.577	-0.23	0.973	15.364	-3.546	14.949	2.672	6.877	24.737	45.607
-2	2.6	0	2.944	1.249	-0.15	0.988	24.299	-3.738	24.010	2.631	11.045	23.950	69.837
-1	2.6	0	3.810	1.644	-0.08	0.997	31.609	-2.431	31.515	2.608	14.497	23.288	88.332
0	2.6	0	4.677	1.774	0.00	1.000	37.374	0.000	37.374	2.600	17.192	22.774	102.137
1	2.6	0	5.544	1.644	0.08	0.997	41.617	3.201	41.494	2.608	19.087	22.427	112.002
2	2.6	0	6.410	1.249	0.15	0.988	44.305	6.816	43.778	2.631	20.138	22.261	118.353
3	2.6	0.320	6.957	0.577	0.23	0.973	45.179	10.426	43.959	2.672	20.221	22.285	120.817
4	2.6	1.611	6.136	0	0.31	0.951	43.710	13.449	41.590	2.733	19.131	22.503	118.034
5	2.6	2.913	4.328	0	0.38	0.923	39.977	15.376	36.902	2.817	16.975	22.911	109.911
6	2.6	4.294	2.158	0	0.46	0.887	34.561	15.951	30.660	2.931	14.104	23.499	97.459
7	2.6	4.902	0	0	0.54	0.843	25.235	13.588	21.265	3.086	9.782	24.310	73.617
8	2.6	2.322	0	0	0.62	0.788	11.954	7.356	9.422	3.299	4.334	25.251	36.221

Kss	3.82
Kas	2.43

Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont (R= 22 m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	N*tang ϕ	dn	a*Gn*dn
-2	2.200	0	0.261	0	-0.18	0.983	1.275	-0.232	1.253	2.237	0.577	21.871	3.346
-1	2.200	0	0.888	0	-0.09	0.996	4.337	-0.394	4.319	2.209	1.987	21.558	11.220
0	2.200	0	1.731	0	0	1.000	8.454	0	8.454	2.200	3.889	21.134	21.441
1	2.200	0	2.354	0	0.09	0.996	11.497	1.045	11.449	2.209	5.267	20.829	28.736
2	2.200	0	2.753	0	0.18	0.983	13.446	2.445	13.222	2.237	6.082	20.653	33.323
3	2.200	0	2.918	0	0.27	0.962	14.252	3.887	13.711	2.287	6.307	20.613	35.252
4	2.200	0	2.828	0	0.36	0.932	13.812	5.023	12.866	2.362	5.919	20.712	34.329
5	2.200	0	2.450	0	0.45	0.891	11.966	5.439	10.658	2.470	4.903	20.948	30.079
6	2.200	0.968	0.763	0	0.55	0.838	7.943	4.333	6.657	2.625	3.062	21.314	20.316
7	2.200	0.857	0	0	0.64	0.771	3.733	2.376	2.880	2.852	1.325	21.687	9.715

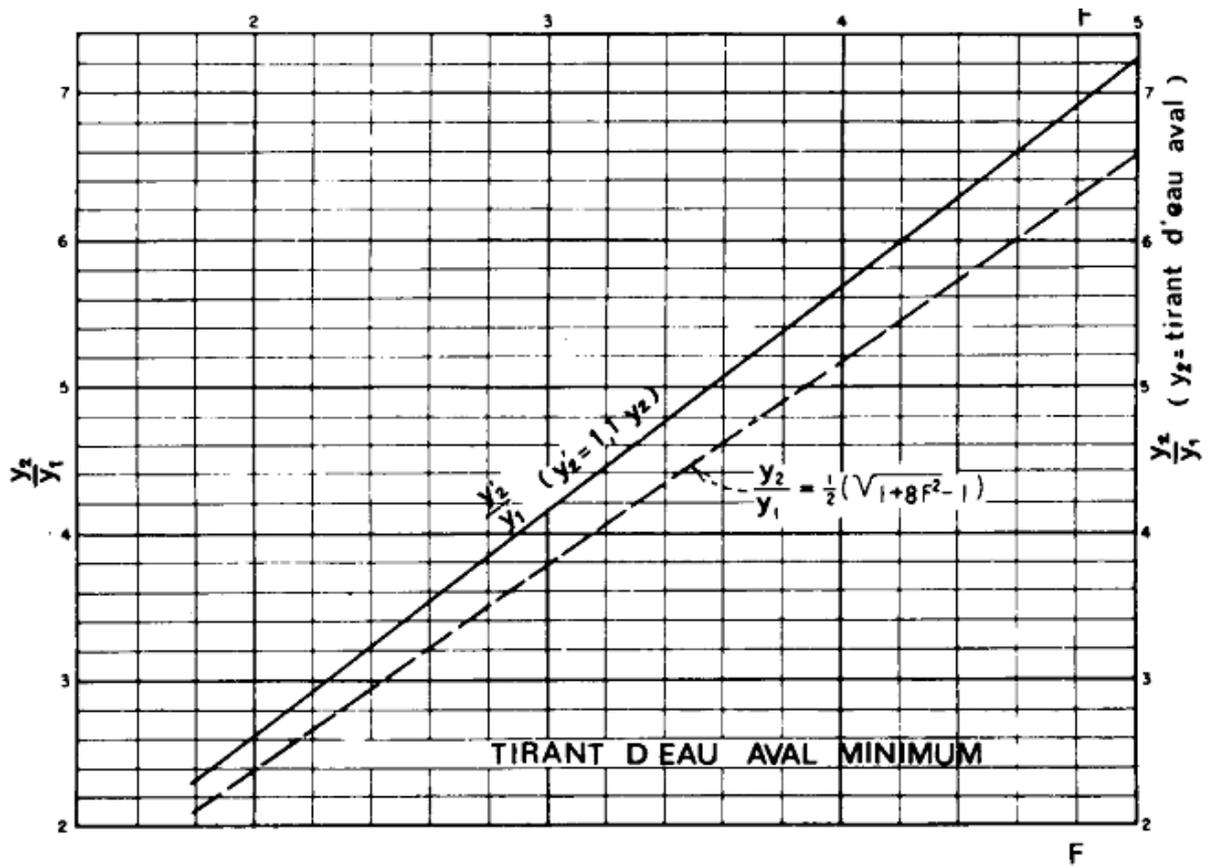
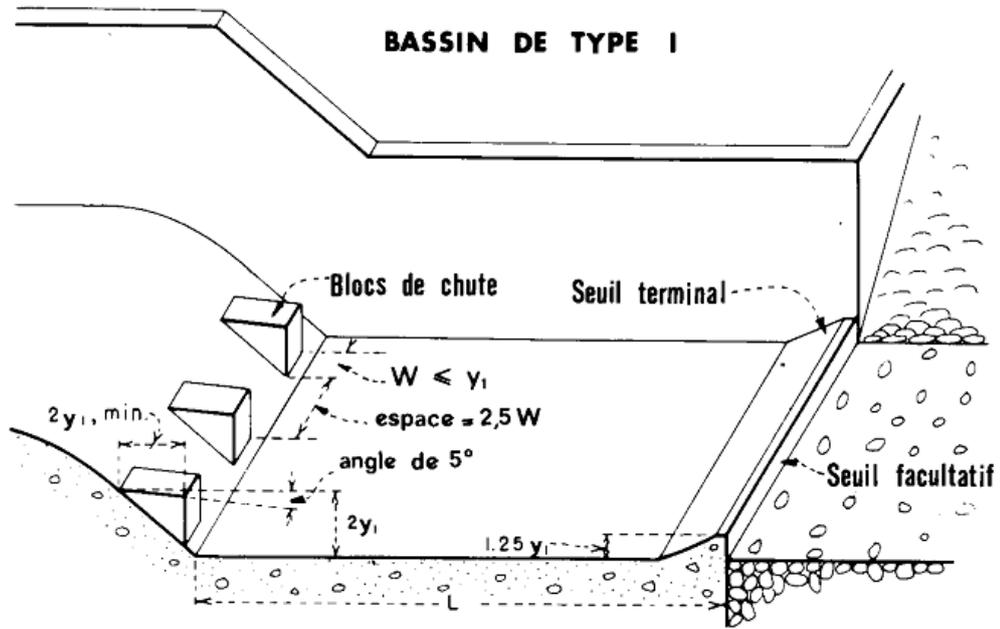
Kss	4.61
Kas	3.22

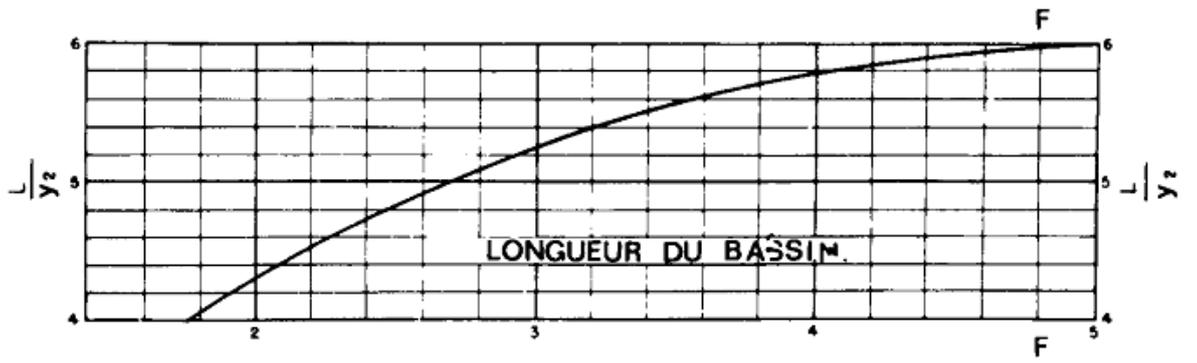
Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont (R= 18 m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	1.8	0	0.785	0	-0.2857	0.9583	3.1369	-0.896	3.006	1.878	1.383	17.636	6.639
-3	1.8	0	1.68	0	-0.2143	0.9768	6.7133	-1.439	6.557	1.843	3.016	17.200	13.856
-2	1.8	0	2.746	0	-0.1429	0.9897	10.9730	-1.568	10.860	1.819	4.996	16.657	21.933
-1	1.8	0	3.619	0	-0.0714	0.9974	14.4615	-1.033	14.425	1.805	6.635	16.201	28.115
0	1.8	0	4.309	0	0	1	17.2188	0.00	17.219	1.800	7.921	15.845	32.740
1	1.8	0	4.819	0	0.0714	0.9974	19.2567	1.375	19.208	1.805	8.835	15.604	36.058
2	1.8	0	5.146	0	0.1429	0.9897	20.5634	2.938	20.353	1.819	9.362	15.488	38.218
3	1.8	0	5.28	0	0.2143	0.9768	21.0989	4.521	20.609	1.843	9.480	15.502	39.249
4	1.8	0.543	4.664	0	0.2857	0.9583	20.5726	5.878	19.715	1.878	9.069	15.649	38.633
5	1.8	1.436	3.461	0	0.3571	0.9340	18.9481	6.767	17.698	1.927	8.141	15.926	36.212
6	1.8	2.347	1.962	0	0.4286	0.9035	16.2049	6.945	14.641	1.992	6.735	16.328	31.751
7	1.8	3.364	0	0	0.5000	0.8660	11.9893	5.995	10.383	2.078	4.776	16.840	24.228
8	1.8	1.939	0	0	0.5714	0.8207	6.9106	3.949	5.671	2.193	2.609	17.444	14.466
9	1.8	0.589	0	0	0.6429	0.7660	2.0992	1.349	1.608	2.350	0.740	17.853	4.497

Kss	4.74
Kas	2.99

ANNEXE C





Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FROUDE compris entre 2.5 et 4.5