

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

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE
ARBAOUI ABDALLAH

DEPARTEMENT GENE DE L'EAU
MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME:

***ETUDE DE FAISABILITE D'UN PETIT BARRAGE
SUR OUED OGLET-ER-RØBAIB
(W.TEBESSA)***

Présenté par :

M^r ZERROUKI OUALID

Promoteur :

M^{me} S.BERBACHE

Devant le jury composé de :

Président: M^r M. HASSANE

Examineurs: M^r A. HADJ SADOK
M^r M. BOUZIANE
M^{me} A. ADDOU
M^{me} M. LATROUS

Octobre 2010

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A la mémoire de ma mère

A ceux qui me sont si chers:

A mon père

A mes Frères :

Abdelazize , Tahar , Ilyes , Zakaria , Hamza, Youssef, Khalouda

A ma chère tante Madiha

A tous mes amis

OUALID

Remerciements

Avant tout, je remercie le bon Dieu qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage et de bonne volonté pendant tout mon cursus universitaire.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements et ma gratitude à ma promotrice « Mme berbache . S » pour ses précieux conseils, ses encouragements et sa disponibilité.

toute ma gratitude va à mes professeurs de l'ENSA qui m'ont guidé au cours de ma formation d'ingénieur, et mon plus grand respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Mes sincères remerciements à ma famille , mes amis : Brahim, Abdelbasset, Abdelbasset, Amine, Abderrezak, Hac en, Kadda, Nawal, Slouma, Samir, Allah.

Oualid

ملخص:

قمنا في هذا العمل بدراسة تقنية شاملة على مسنوى وادي عقلة الرباب (ولاية تبسة) لإنشاء سد من أجل تزويد المنطقة بالمياه لسقي ما يقارب 250 هكتار من الأراضي الفلاحية المجاورة. بعد دراسة جيولوجية و هيدرولوجية معمقة قمنا بتصميم السد الذي يبلغ ارتفاعه 12,77 متر كما تحققنا من ثباته و فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح و تنظيم جميع مراحل الإنجاز.

Résumé:

la production agricole peut être intensifiée par la création de retenues collinaires qui représentent de substantielles réserves d'eau dans les zones rurales.

A ce titre, le Projet d'emploi rural, prévoit dans son programme pour la wilaya de TEBESSA cinq retenues collinaires ; l'une d'elle a fait l'objet de ce mémoire; on a pris le soin de faire une étude détaillée de l'hydrologie et de la géologie de cette retenue ;située sur oued oglet erbaib dans la commune de ELKWIF ,puis on est passé au dimensionnement de la digue et des ouvrages annexes ;a la fin de ce travail on a établi un planning des travaux et une organisation du chantier.

Abstract:

The agricole production can be intensified with creation of small dams witch represents big reserves of water in rural areas.

That's why; the project of rural employment has programmed five small dams in TEBESSA, so, one of these dams was the subject of our thesis, we have done a detailed study of the geological and hydrological aspects of the dam witch is situated on Oued Oglet erbaib, after that we have designed our dam and we follow with a job management.

Introduction générale

Chapitre I : Etude topographique

| | |
|------------------------------------|-----|
| INTRODUCTION | 1 |
| I.1 Etude topographique | .1 |
| I.1.1 Choix du site du barrage | 1 |
| I.1.2 Recherche et choix du site | .2 |
| I.2 Situation géographique du site | .2 |
| I.3 Documentation topographique | ..3 |
| I.4 Climat | 4 |

Chapitre II : Etudes géologique et géotechnique

| | |
|-----------------------------|-------|
| II.1 Introduction | ..5 |
| II.2 Géologie de la région | ...5 |
| II.3 Stratigraphie générale | ...5 |
| II.4 Sismicité régionale | ...9 |
| II.5. Etude géotechnique | ...10 |
| II.6 Conclusion | ..16 |

Chapitre III : Etudes hydrologiques

| | |
|---|-------|
| III.1 Le bassin versant | ...18 |
| III.1.1 Caractéristiques générales d'un bassin versant | .18 |
| III.1.2 Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant | ...19 |
| III.1.3 Caractéristiques morphologiques du bassin versant | ..19 |
| III.2 Les précipitations maximales journalières | 40 |
| III.2.1 Choix de la loi d'ajustement | .41 |
| III.2.2 Pluies de courtes durées et leurs intensités à différentes fréquences | .53 |
| III.3 Evaluation des apports liquides | 54 |
| III.3.1 Apport moyen interannuel | .57 |
| III.3.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel... | 60 |
| III.3.3 Caractéristiques de l'écoulement | ...61 |
| III.3.4 Les apports fréquents | .64 |
| III.4 Apport solide et Estimation du volume mort | 66 |
| III.5 Etudes des crues | 68 |
| III.6 Hydrogramme de crues | .72 |
| III.7 Choix de la crue du projet | .75 |
| III.8 Régularisation | ..78 |
| III.8.1 Répartition annuelle de l'apport 80%..... | 78 |
| III.8.2 Répartition des besoins | ..78 |
| III.8.3 Courbes «Hauteur-Capacité-Surface » | ...79 |
| III.8.4 Volume mort | ..84 |
| III.9 Laminage des crues | ...88 |
| III.10 Etude d'optimisation | ...92 |

Chapitre IV : Etude des variantes

| | |
|---|-----|
| IV.1 Introduction | 103 |
| IV.2 Choix du site de la retenue | 103 |
| IV.3 Choix du type du barrage | 103 |
| IV.4 Cote en crête du barrage | 105 |
| IV.5 Conception de la digue | 105 |
| IV.5.1 Largeur en crête | 105 |
| IV.5.2 Longueur en crête | 105 |
| IV.5.3 Pente des talus | 105 |
| IV.5.4 Le volume du corps du barrage | 106 |
| IV.5.5 Variantes de la digue | 107 |
| IV.5.6 Protection des talus | 111 |
| IV.5.7 Les bermes | 113 |
| IV.5.8 Le noyau pour la deuxième variante | 114 |
| IV.5.9 Etanchéité de la fondation | 116 |
| IV.5.10 le drainage du barrage | 116 |
| IV.6 Fondation | 117 |
| IV.7 Dispositif des drains et filtres | 117 |
| IV.7.1 Les drains | 117 |
| IV.7.2 Dimensionnement du Drain tapis | 117 |
| IV.7.3 Dimensionnement du drain prisme | 117 |
| IV.7.4 Calcul des filtres | 118 |
| IV.7.5 Détermination de la courbe granulométrique des filtres | 118 |
| IV.8 Calcul d'infiltration | 119 |
| IV.8.1 Objectif de calcul d'infiltration | 119 |
| IV.8.2 Hypothèses de calcul de la ligne de saturation | 119 |
| IV.8.3 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue | 121 |
| IV.8.4 Calcul du débit de fuite à travers la fondation | 122 |
| IV.8.5 Vérification de la résistance à l'infiltration des sols du corps et de la fondation..... | 123 |
| IV.9 Calcul de stabilité | 125 |
| IV.9.1 Généralités sur l'étude de stabilité des barrages | 125 |
| IV.9.2 Principe de la méthode de calcul de stabilité | 125 |

Chapitre V: Etude de la variante des ouvrages annexes

| | |
|---|-----|
| V.1 Etude de la variante des ouvrage annexes | 136 |
| V.1.1 Choix de l'évacuateur de crue | 136 |
| V.1.2 Dimensionnement de l'évacuateur de crue | 136 |
| V.2 Ouvrage de vidange | 150 |
| V.3 La prise d'eau | 153 |

Chapitre VI : Dérivation provisoire

| | |
|--|-----|
| VI.1 Introduction | 155 |
| VI.2 type d'ouvrage de dérivation provisoire | 155 |
| VI.3 Choix de la crue de dimensionnement | 155 |

| | |
|---|-----|
| VI.4. Dimensionnement de la dérivation provisoire | 156 |
| VI.4.1 La galerie de dérivation | 156 |
| VI.4.2 le batardeau | 159 |
| VI.4.3 calcul d'optimisation de la dérivation | 160 |

Chapitre VII : Organisation de chantier

| | |
|--|-----|
| VII.1 Introduction | 165 |
| VII.2 Succession des travaux | 165 |
| VII.2.1 Travaux préparatoires | 165 |
| VII.2.2 Exécution de l'ouvrage | 166 |
| VII.3 Planification | 169 |
| VII.3.1 Définition | 169 |
| VII.3.2 Techniques de la planification | 169 |
| VII.3.3 Construction du réseau | 169 |
| VII.3.4 Planification du projet | 171 |
| VII.3.4 Détermination du chemin critique | 172 |
| VII.4 Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes | 175 |

Chapitre VIII : Protection et sécurité de travail

| | |
|---|-----|
| VIII.1 Introduction | 177 |
| VIII.2 Comité de sécurité | 177 |
| VIII.3 Instructions structurelles sur la sécurité | 177 |
| VIII.4. Causes des accidents de travail | 178 |
| VIII.5 Causes des maladies professionnelles | 179 |
| VIII.6 Conditions dangereuses dans le chantier | 180 |
| VIII.7 Actions dangereuses | 180 |
| VIII.8 Méthode et moyens de prévention | 181 |
| VIII.9 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation | 181 |
| VIII.10 Conclusion | 183 |

Conclusion générale

| | |
|--|-----|
| FigI.1 Plan de situation de l'ouvrage | 3 |
| FigII.1: carte geologique 1/50000 | 7 |
| FigII.2: carte de zonage sismique | 10 |
| Fig. III.1 : Courbe hypsométrique | 23 |
| FIG III .2 :Rectangle Equivalent | 29 |
| FIG III .3 : Réseau hydrographique | 30 |
| FIG III 4 : Le bassin versant | 31 |
| FIG III 5 :Répartition mensuelle de la température | 36 |
| FIG III 6 : Répartition mensuelle du vent | 37 |
| FIG III 7 : Répartition mensuelle de l'évaporation | 38 |
| FIG III 8 :Répartition mensuelle de la précipitation | 40 |
| FIG III 9 :Gumbel (maximum de vraisemblances) | 45 |
| FIG III 10 : Lognormale (maximum de vraisemblance) | 45 |
| FIG III 11 : Normale (maximum de vraisemblance) | 46 |
| FIG III 12 : Ajustement à une loi Lognormale) | 49 |
| FIG III 13 : Ajustement à une loi Gumbel | 50 |
| FIG III 14 : Courbes des pluies à courtes durées | 55 |
| FIG III 15 : Courbes des intensités fréquentielles | 56 |
| FIG III 16 : Répartition mensuelle des apports | 61 |
| FIG III 17 : Les hydrogramme de crues | 74 |
| FIG III 18 : Courbe capacité hauteur | 81 |
| FIG III 20 : COURBES $H=f(Q,q)$ | 91 |
| FIG III 21 : COURBES $V=f(Q, q)$ | 92 |
| FIG III 22 :Optimisation | 99 |
| FIG III 23 : Courbes des débit deversants | 100 |
| FIG III 24 : Hydrogramme des débits sortants et entrants | 102 |

| | |
|---|----|
| Tableau III.01 : Répartition en % de la surface élémentaire | 22 |
| Tableau III.02 : Résultats de calcul | 23 |
| Tableau III-3: détermination de la pente Roche | 26 |
| Tableau III-4: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief) | 27 |
| Tableau III-5 : Evaluation de la pente moyenne | 27 |
| Tableau III-7: des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant | 35 |
| Tableau III.08: Répartition mensuelle de la température. (1995-2006) | 36 |
| Tableau III.9: Répartition mensuelle | 37 |
| Tableau III.10 : Répartition mensuelle de l'évaporation | 38 |
| Tableau .III.12. Répartition mensuelle de la pluie annuelle | 39 |
| Tableau.III.13 : Caractéristiques de la série | 41 |
| Tableau N°III.14: Ajustement à la loi de GUMBEL | 42 |
| Tableau N°III.15: Ajustement à la loi LOG NORMAL | 43 |
| Tableau N°III.16: Ajustement à la loi NORMAL | 44 |
| Tableau III.17 : Les paramètres statiques de l'échantillon | 46 |
| Tableau III.18: classification des Pi | 48 |
| Tableau III.19: Ajustement à la loi de log normal | 51 |
| Tableau III.20: Ajustement a la loi de Gumbel | 52 |
| Tableau III-22Pluies de courtes durées et leur intensité | 53 |
| Tableau III.23: l'Apport moyenne interannuelle | 59 |
| Tableau III-24 Répartition mensuelle de l'apport moyen | 60 |
| Tableau III.25 : récapitulatif des résultats des coefficients des variantes | 64 |
| Tableau III.26 : récapitulatif des résultats des coefficients des variantes | 65 |
| Tableau III.27 : récapitulatif des résultats des coefficients des variantes | 65 |
| Tableau III 28 : valeur de α en fonction de la perméabilité | 67 |

| | |
|---|-----|
| Tableau III 29: résultat de calcul | 68 |
| Tableau III 30: nous donne tous les résultats de calcul | 69 |
| Tableau III 31 : résultats de calcul | 70 |
| Tableau III 35: récapitulatif des résultats de débit de crue | 71 |
| Tableau III 37 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue | 73 |
| Tableau III 38 Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour | 74 |
| Tableau III 39 : Catégories des dommages résultant des crues | 75 |
| Tableau III 40 : Crues de projet recommandé | 76 |
| Tableau.III 41: Choix de la crue de projet | 77 |
| Tableau III 42 : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%..... | 78 |
| Tableau III 43 : Répartition mensuelle des besoins | 79 |
| Tableau III 44: Courbes topographiques et volumétriques | 80 |
| Tableau III 45 : Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation | 82 |
| Tableau III 46 : REGULARISATION SAISONNIERE | 83 |
| Tableau III 47 : valeurs de en fonction des conditions hydrogéologique | 84 |
| Tableau III 48 : régularisation avec perte 1 ^{er} approximation | 86 |
| Tableau III 50 51: Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE | 89 |
| Tableau III 52 : Détermination de H ₀ et Q en fonction de b | 90 |
| Tableau III 53 : Débits déversants en fonction de h et b et le volume de crue | 90 |
| Tableau III 54: récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine | 92 |
| Tableau III 55: calcul de la largeur en crête: | 95 |
| Tableau III 56: coût et volume de la digue | 96 |
| Tableau III 57 : coût de déversoir | 97 |
| Tableau III 58: coût du canal d'approche: | 98 |
| Tableau III 59: coût Total de la retenue | 98 |
| Tableau III 60 : Les débits deverssants | 99 |
| Tableau III 61 : Le laminage des crues | 101 |
| Tableau III 62 : Tableau récapitulatif | 102 |
| Tableau IV 01: Valeurs indicatives des pentes des talus (CEMAGREF) | 106 |

| | | |
|---|--|-----|
| Tableau IV 02: coût de la digue (1 ^{ère} variante). | í í í í í í í í í í í í í í í | 108 |
| Tableau IV 03 : coût de la digue (2 ^{ème} variante) | í í í í í í í í í í í í í í í . | 109 |
| Tableau IV 04 : coût de la digue (3 ^{ème} variante) | í í í í í í í í í í í í í í í | 110 |
| Tableau IV 05 : Valeurs de C en fonction des pentes de talus et | í í í í í í í í | 112 |
| Tableau IV 06 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues | í í í .. | 113 |
| Tableau IV 07: Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage | í í í í í í í í í . | 114 |
| Tableau IV 08: Coordonnées de la ligne de saturation : | í í í í í í í í í í . | 121 |
| Tableau IV 09: Détermination du gradient d'infiltration admissible | í í í í í í í í | 124 |
| Tableau IV 10: Détermination du coefficient de sécurité | í í í í í í í í í í .. | 124 |
| Tableau IV 11 : détermination des rayons max et min | í í í í í í í í í í í í . | 127 |
| Tableau IV 12: les valeurs admissibles des coefficients de sécurité | í í í í í í í | 128 |
| Tableau IV 13: Les caractéristiques géotechniques | í í í í í í í í í í í í .. | 131 |
| Tableau IV 14 : coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement | í í í .. | 132 |
| Tableau V 1: Coordonnées de la nappe déversante | í í í í í í í í í í í í í í .. | 138 |
| Tableau V 2: Ligne d'eau à pas d'espace de 10m | í í í í í í í í í í í í í í í | 144 |
| Tableau IV 08: Coordonnées de la ligne de saturation : | í í í í í í í í í í í í í .. | 121 |
| Tableau IV 09: Détermination du gradient d'infiltration admissible | í í í í í í í í . | 124 |
| Tableau IV 10: Détermination du coefficient de sécurité | í í í í í í í í í í í . | 124 |
| Tableau IV 11 : détermination des rayons max et min | í í í í í í í í í í í í í í | 127 |
| Tableau IV 12: les valeurs admissibles des coefficients de sécurité | í í í í í í í .. | 128 |
| Tableau IV 13: Les caractéristiques géotechniques | í í í í í í í í í í í í .. | 131 |
| Tableau IV 14 : coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement | í í í . | 132 |
| Tableau V 1: Coordonnées de la nappe déversante | í í í í í í í í í í í í í í í | 138 |
| Tableau V 2: Ligne d'eau à pas d'espace de 5m | í í í í í í í í í í í í í í í .. | 144 |
| Tableau IV 01 : Coefficient de débits | í í í í í í í í í í í í í í í í í í | 158 |
| Tableau VI 02 : $Q = f(D)$ | í | 158 |
| Tableau VI 03 : $H_{dév} = f(T)$ | í .. | 159 |
| Tableau VI 04 : Résultats du laminage | í | 160 |
| Tableau VI 05 : récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau | í í í í . | 160 |
| Tableau VI 06 : Paramètres de calcul d'optimisation. | í í í í í í í í í í í í í í | 161 |

| | |
|---|-----|
| Tableau VI 07: Résultats de calcul d'optimisation | 162 |
| Tableau VII 1 : symboles des opérations | 171 |
| Tableau VII 2 : devis estimatif | 174 |

Introduction

La mobilisation des ressources en eau représente un des défis majeurs, consciente de ces enjeux l'Algérie a mis le paquet en mobilisant des moyens financiers importants dans la mobilisation des eaux de surface par les retenues collinaires qui se sont multipliées partout dans le nord algérien cette solution est très intéressante lorsque les conditions biophysiques et socio économiques le permettent. mais leur efficacité et leur durabilité demeurent, cependant, fonction de nombreuses conditions qui vont du choix du site à la participation des acteurs locaux

Les retenues collinaires peuvent mettre à la disposition des bénéficiaires quelques dizaines à plusieurs centaines de milliers de m³ d'eau recueillis sur des bassins versants dont la superficie varie de quelques hectares à quelques km². Ils s'intègrent de façon naturelle dans le paysage et sont susceptibles de maintenir les populations rurales en leur assurant de réelles possibilités de développement dans un milieu pauvre, isolé et défavorisé ; Les lacs collinaires interviennent d'une façon considérable dans le développement agricole et ce par la création de périmètres irrigués. En effet, en plus de leur effet dans la recharge de la nappe, ils sont aptes de capter une quantité importante d'eau de ruissellement pouvant servir aux usagers agricoles.

Vu toutes ces considérations, il est important de dicter une méthodologie efficace utilisée pour la réalisation de ces ouvrages et. Notre étude fait l'objet d'une étude de faisabilité d'un petit barrage dans la commune de EL KOUIF dans la Wilaya de TEBESSA qui sera destiné à l'irrigation



CHAP N°I
Etude topographique

INTRODUCTION

Les barrages sont des ouvrages destinés à retenir et à stocker l'eau pour la restituer à des utilisateurs divers. Ce sont des ouvrages hydrauliques, souvent importants, très délicats du point de vue conception, réalisation, leur exploitation qui nécessitent un entretien très soutenu et soigné.

Pour tous cela l'élaboration d'un tel projet doit nécessairement passer par des études préliminaires, à la base de la recherche et aux choix du site, à la bonne connaissance des conditions topographique, géotechniques et hydrologique du site.

I.1 Etude topographique

Pour la justification des activités à entreprendre et des ouvrages à projeter, on doit faire une étude topographique qui consiste à rassembler certains documents concernant l'étude à entreprendre (carte d'état major, levé topographique du site) et cela pour infirmer ou confirmer la faisabilité de l'ouvrage.

I.1.1 Choix du site du barrage

Le but de cette étape d'étude est la recherche du site apte pour la réalisation d'un ouvrage qui répond aux meilleures conditions techniques et économiques, basé essentiellement sur les connaissances et les conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques du site.

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

- Garantir la quantité d'eau qui sera piégée dans la retenue ;
- Bonne géologie pour l'emplacement du barrage et de la retenue ;
- Un resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite, d'où le volume du barrage sera minimum.
- Choisir l'emplacement rapproché et facile des zones d'accès existantes, afin d'éviter la création d'autres voies pour les engins et la main d'œuvre.
- Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

Lors de la préparation d'un inventaire de sites possibles des barrages dans la région, et sur la base des résultats obtenus, nous avons choisi le meilleur emplacement de l'axe

I.1.2 Recherche et choix du site

Le choix de bassin versant est basé sur les conditions géologiques et hydrologiques et une surface suffisante qui autorise le remplissage de la retenue, et un volume d'eau stockée à la retenue suffisant pour les besoins demandés.

I.2 Situation géographique du site

Le site objet de l'étude est situé à proximité de Koudiat El Goussa à environ 12 Km au Sud Ouest de la ville d'El kouif et à une dizaine de kilomètres au Nord-Est de la ville de Tébessa aux coordonnées LAMBERT VOIROL :

$$X= 1002.80 \quad Y=250.80 \quad z=880.00\text{m NGA.}$$

Il est accessible à partir du chef lieu de la commune par la route menant vers Tébessa au lieu dit : Henchir El Goussa.

Le bassin versant est orienté du Nord-Est vers le Sud-Ouest dans le sens des écoulements. Il est drainé par Oued Oglet Er Rbaib. Ce dernier est tributaire de plusieurs Chaabets.

Sur le plan régional, la zone d'étude appartient au grand bassin LA MEDJERDAH (code ANRH 12 03) par l'intermédiaire des Oueds Ksob, Chabro et El Kebir.

Sur le plan occupation des sols, la rareté des pluies et la rigueur des facteurs climatiques, expliquent la quasi nudité des surfaces du bassin versant en couvert végétal naturel à l'exception des monts de Draa Es-Sedjra où on observe une végétation composée essentiellement de pin d'Alep.

Le plan de situation de l'ouvrage est montré de la figure (I.1).

CARTE D'ORIENTATION.

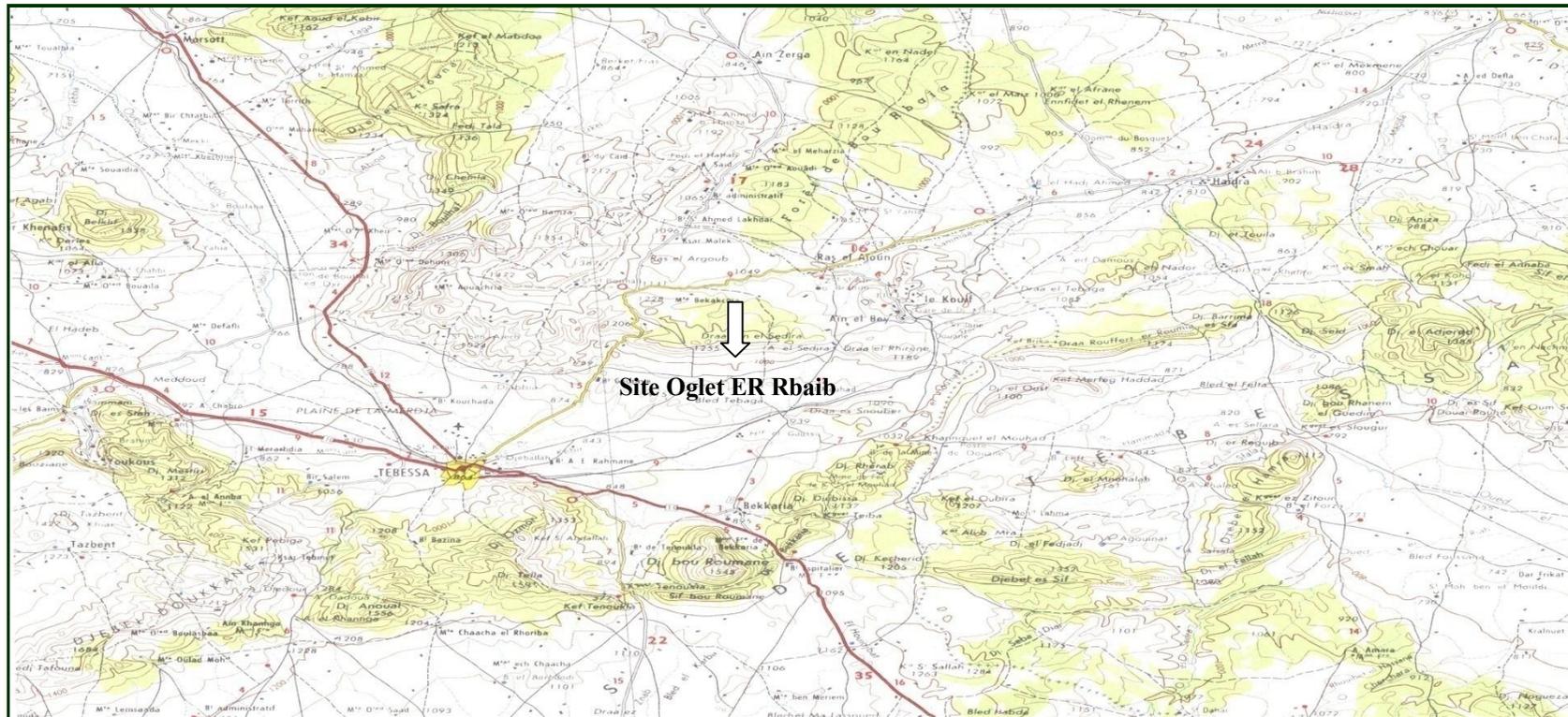


Figure I.1 Plan de situation de l'ouvrage

I.3 Documentation topographique

Un intérêt particulier doit être accordé à la collecte des données fiables, dont la consistance dépend principalement de l'approche méthodologique. La présente étude nécessite des données cartographiques, hydrologiques et pluviométriques de la région où se trouve le bassin versant.

La documentation topographique pour des travaux sur l'étude de faisabilité du barrage et pour justifier les conceptions de l'étude, on a reçu les documents cartographiques suivant:

- 2 Cartes topographique Echa 1 /50 000
- Levé topographique du site du barrage Echa 1 /1000

I.4 Climat

Au site considéré, le bassin versant est dominé par un climat semi aride frais continental ;

Un hiver très rigoureux et un été très chaud.

Les températures se caractérisent par une amplitude thermique accentuée entre le jour et la nuit ; Janvier est le mois le plus froid avec une moyenne mensuelle de 6.1C° et Juillet est le mois le plus chaud avec une moyenne de 26.8 C°.

La température moyenne annuelle est de 15.9C°.

Dans la région les vents dominant sont de direction sud-ouest, dont l'intensité maximale dans la station de Tébessa est observée durant les mois d'automne.

La vitesse moyenne annuelle des vents est plutôt modérée avec une valeur voisinant 2.6m /s



CHAP N°II
Etude géologique et
geotechnique

II.1 Introduction

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton.

Le choix du type de barrage dépend essentiellement de la morphologie, la géologie et de la géotechnique du site et de la cuvette ainsi que de la qualité et de la quantité des matériaux.

II.2 Géologie de la région

La zone de Tébessa ne présente à l'affleurement que des formations sédimentaires, essentiellement calcaires et marneuses, dont les âges sont compris entre le Trias et le Miocène, le tout étant recouvert par des formations superficielles quaternaires, de type éboulis de pente ou alluvions. La série stratigraphique est cependant loin d'être complète, aucune trace de Jurassique n'ayant été à ce jour découverte, pas plus que de la partie basale du Crétacé inférieur.

II.3 Stratigraphie générale

➤ **Le Trias évaporitique** est donc la formation la plus ancienne présente, mais il est intrusif au sein de formations sédimentaires plus récentes. Ce diapirisme, provoque un bouleversement des roches encaissantes : réduction d'épaisseur, changements brusques voire renversements de pendage, laminage des roches. Pas moins de trois époinçements triasiques (« trois diapirs ») sont présents sur la feuille de TEBESSA d'ampleur certes variable, au niveau des Djebels Belkif, Hameimat Nord

➤ **L'aptien et le Barrémien**

Les formations les plus anciennes en 'position normale' sont représentées par des dépôts d'âge Aptien, et d'âge Barrémien dans les territoires contigus (par exemple dans la région de l'Ouenza ou au niveau du Djebel Mesloula L'histoire géologique anté-barrémienne est donc inconnue dans la région.

➤ **Crétacé inférieur**

Puissante série de argiles surmontées de marnes bleuâtres avec intercalation de lentilles calcaires, les marnes renferment en plusieurs points des fossiles peu

déterminables : Ammonites ferrugineuse ancyloceras qui peuvent représenter le barrémien de la partie supérieure avec rognons calcaires, correspondant à l'Albien.

➤ **Lutétien inférieur et le Miocène**

L'ensemble de ces formations a été plissé de façon modérée (rétrécissement latéral estimé à 5% seulement au niveau des calcaires turoniens suivant une orientation moyenne NE-SW. Cette direction moyenne, qui représente la phase de plissement principal, dite 'atlasique',

Notre intérêt s'est porté sur des terrains, principalement marneux, d'un âge compris entre l'Albien terminal (sous-étage Vraconnien) et le Turonien basal. La majeure partie de notre étude porte donc sur des terrains d'âge Cénomaniens, c'est-à-dire du Crétacé moyen, selon les uns, ou de la partie basale du Crétacé supérieur.

➤ **Alluvions Récentes**

Dépôts limoneux de la partie moyenne due à l'extension des vallées et de ses affluents certaines parties marécageuses correspondant à des étangs qui ont pu se prolonger jusqu'à une époque très récente, ces dépôts au pied de la montagne sont caillouteux par suite de la pente des torrents au débouché dans la plaine.

➤ **Cénomaniens**

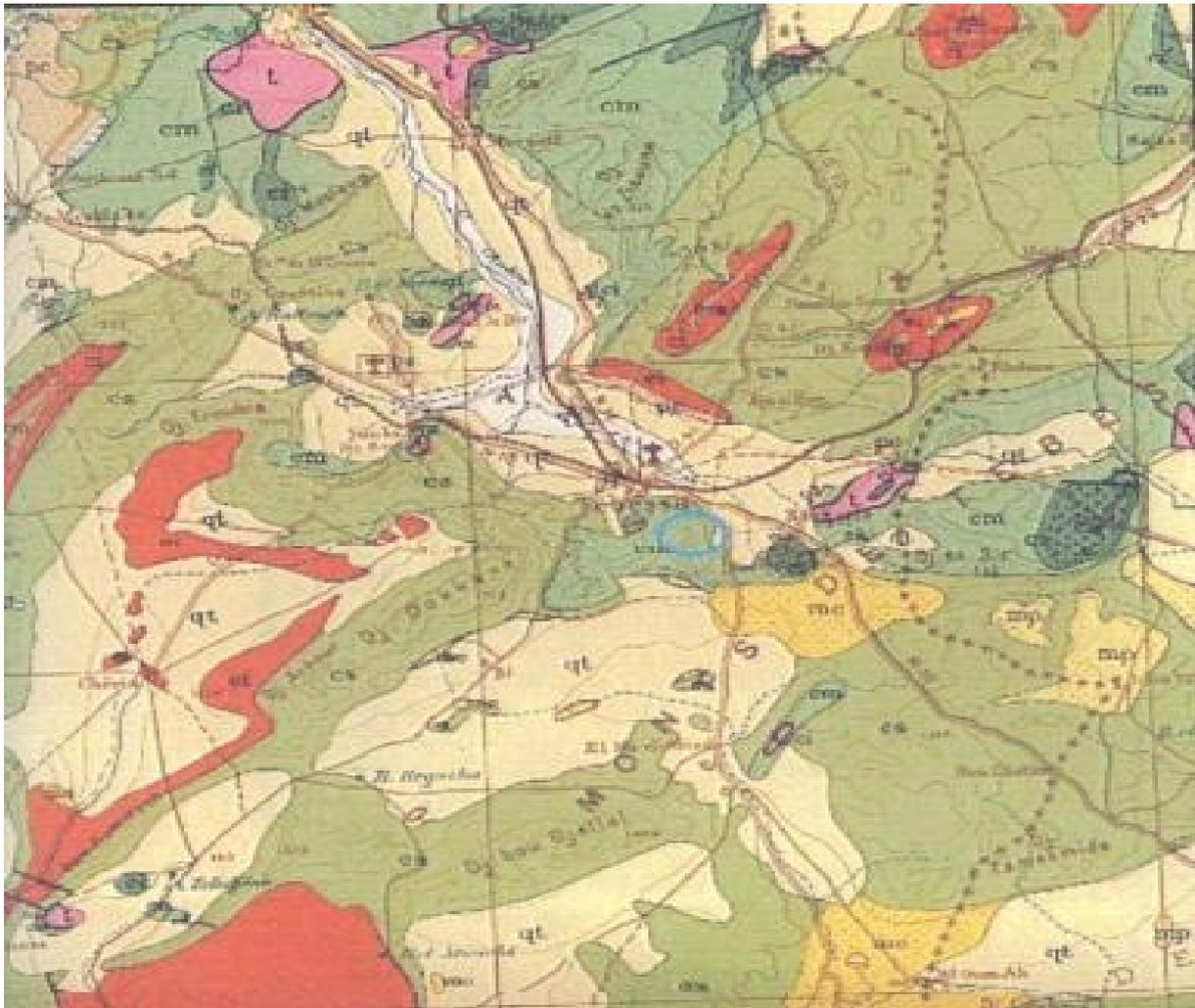
Calcaires et marnes en couches bien réglées, les bancs calcaires, parfois puissants donnent lieu à des escarpements remarquables. La séparation des couches marneuses avec le sénonien n'est pas toujours facile, mais les bancs calcaires établissent nettement la limite.

➤ **Albien**

Argiles grises ou noires feuilletées intercalées de quartzites avec rognons ferrugineux : les fossiles sont très rares.

➤ **Marnes calcaires**

A cassures conchoïde faciès typique de l'étape caténaire, elle renferme quelques intercalations de grés gris bleuâtres



FigureII.1: carte geologique1/50000

| | |
|----------------------------------|---|
| ka | Cambrilou-Orlévicien |
| kb | Arachien |
| kl | Géorgien |
| kx | Conglats de base de Géorgien |
| z | Primitifs non subdivisés |
| z ₁ z ₂ | Précambrilien supérieur } dévotien et géol. conglomérats |
| z ₁ | Précambrilien inférieur : schistes et schistes-ardoises |

TERRAINS MÉTAMORPHIQUES

| | |
|--|--|
| | Métamorphisme faible de qj et c1 (région d'Oran) |
| | Métamorphisme de contact |
| | Micaschistes, schistes cristallins |
| | Grauwacke |
| | Pyroxénites |
| | Géolites métamorphiques fossilifères, agulains |
| | Amphibolites, pyroxénites granitiques, etc. |

ROCHES IGNÉES

| | |
|--|--|
| | g Granites, granulites [g ²] Microgranites, microgranulites |
| | h Diorites, gabbros, dolérites |
| | f Syénites, dolérites, diorites et types associés |
| | Andésites et types associés |
| | Diorites et types associés |
| | Phoscorites |
| | Basaltiques |
| | Roches associées au Trass (tufites, agulains, gabbros, etc.) |

Les lettres : q (Quaternaire), t (Tertiaire), s (Secondaire), et (Troisième-Trias), h (Dévonien et Carbonifère), z₁₋₂ (Précambrilien), agulains sont indiquées sur les roches éruptives postérieurement à leur dépôt, dès qu'il a été possible de le faire.

CARTE GÉOLOGIQUE DE L'ALGÉRIE

(2^{ème} édition)

Dessiné et gravé les 1^{ères} éditions et les tirages révisés par MM Gerret A., Daillet M., Dejeu E., Flambard J., Gauthier M., Guayrouard Y., Guichard N., Laffitte R., avec la collaboration de MM Agout A., Bouteiller J., Crisier A., Chaboussou L., Cheylan G., Clair A., Gerret G., Grise H., Pruysser C., Dubouché G., Duplan L., Dumont-Deljeu M., Duroussat G., Gauthier E., Glacque J., Glanville L., Guillemin J., Hilly J., Karpoff R., Lacroix G., Marché J., Mathieu M., Mouton D., Moutonnet E., Rast A., Sarron Th., Soubiran G., Thébaud J., Viret de Fléret H. J., Viret L., Violot C. du Service géologique de la Société Nationale de Recherche et d'Exploitation des Pétroles en Algérie et des Services géologiques des Maroc et de la Tunisie pour leurs territoires respectifs.

Maquette mise au point par les soins de M. Huet - Chef des Services géologiques.

II.4 Sismicité régionale

Elle est basée sur une étude sismologique expérimentale historique et géologique (sismique hazard Manning of Alegria, juin 1978), des cartes iso accélération utilisant un modèle Bayésien ont été établies pour des périodes de 1000, 500 et 10 ans. Notre site se situe sur la zone sismique-I- ou le coefficient de l'accélération sismique est de $a=0,2$

D'une manière générale on peut dire que les épicentres des séismes algériens jalonnent les principaux axes anticlinaux et que les séismes sont d'autant plus fréquents que les plissements sont plus récents.

Les séismes en Algérie peuvent atteindre une magnitude assez importante (au moins 6,4) et par conséquent entraîner des dégâts catastrophiques aux environs de leurs foyers.

Il convient cependant qu'administrateurs et architectes aient l'attention attirée sur la sismicité afin de pouvoir dans les nouvelles constructions prendre toutes dispositions utiles.

Notre site se trouve relativement loin des zones des épicentres historiques des environs de Guelma et Constantine.

II.5. ETUDE GEOTECHNIQUE

La partie géotechnique est basée essentiellement sur des visites de reconnaissance effectuées sur le terrain durant lesquelles un programme de travaux a été établi :

-Exécution des sondages carottés, des fouilles ou des tranchées suivi de prélèvements des échantillons de sol et sous sol, en différents endroits de la retenue : zone d'emprunt argileuse et zone d'emprise de la digue afin d'évaluer la qualité des matériaux de construction de la digue et la structure géo mécanique du sous sol de fondation à différents niveaux

Des essais au laboratoire : essais géotechniques et chimiques des sols prélevés.

Campagne de prospection géotechnique de travaux

Deux campagnes de reconnaissance de terrain ont eu lieu :

I.1 Dans la première campagne de reconnaissance, il a été réalisé :

-deux sondages carottés de 16m sur la zone (SCAB1 et SCAB2).

-Trois fouilles et tranches d'une profondeur allant de 3m à 5m.

I.2 Au cours de la deuxième campagne (complémentaire) de reconnaissance, il a été réalisé :

- deux sondages d'une dizaine de m de chacun, l'un au fond du lit de l'oued (SCCAB) et l'autre sur la rive gauche (SCAAB2).

-Six puits sont été exécutés dans la zone d'emprunt argileuse afin de quantifier le volume des terres argileuses disponible pour la construction de la digue.

Sur le plan géologique, le sondage SCCAB1 réalisé au fond du lit de l'oued a permis la rencontre du substratum à 5,50m de profondeur qui était masqué par des dépôts détritiques alluvionnaire composés de sable, graviers, cailloux, blocs et galets d'âge quaternaire.

Le sondage SCCAB2 a montré la présence du substratum sous une très faible couverture alluvionnaire.

Analyse de laboratoire des échantillons :

Les travaux de reconnaissance géologique (sondages et fouilles) ont été suivis de prélèvement d'échantillons de sol et sous sol à différents niveaux afin de déterminer la structure géo mécanique des terrains d'assise de la digue ainsi que l'évaluation quantitative et qualitative des matériaux d'emprunt nécessaire à la construction du barrage.

Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire et leur interprétation

- **campagne de reconnaissance**
- **Terrain d'assise et de fondation de la digue**
Alluvions récentes et actuelles du fond de la vallée

a. ALLUVIONS RECENTES ET ACTUELLES DU FOND DE LA VALLEE.

Ce sont des alluvions récentes et actuelles constituées de sédiments plus ou moins grossiers allant des sables aux cailloux en passant par des graviers.

Ces matériaux alluvionnaires proviennent de la décomposition physique et de l'altération chimique des roches mères affleurant à la surface du bassin versant de la dite retenue collinaire et se caractérisent par les propriétés suivantes :

| | |
|--|---|
| Cohésion effective (C ϕ)..... | 0,00 Kpa |
| Angle de frottement effectif (ϕ)..... | 30° -32 ° |
| Capacité portante (Rdt)..... | 300 Kpa |
| Perméabilité (K) | 10 ⁻² à 10 ⁻⁴ m/s |

Ces valeurs montrent qu'on est dans un milieu pulvérulent à cohésion faible à nulle et à perméabilité assez importante .Ces matériaux constituent donc une zone favorable aux pertes d'eau par infiltrations au dessous du corps de la digue.

A cet effet, le décapage de cette couche est indispensable et par conséquent l'ancrage jusqu'au substratum marneux sain imperméable, est à conseiller afin d'assurer l'étanchéité et la stabilité de digue.

b. LIMONS ARGILEUX COLLUVIONNAIRES.

Elles sont très répandues dans la région d'étude et y sont composées de sédiments à granularité généralement fine qui sont des argiles renfermant parfois quelques débris graveleux.

Résultats des essais.

| | |
|---|-----------------|
| Teneur en eau naturelle (W _n) | 15,90 %-19,30 % |
|---|-----------------|

| | |
|---|--|
| Densité sèche (γ_d)í í í í í í í í í í í í í í í í í í ... | 1,64 t/m ³ -1,78 t/m ³ |
|---|--|

Densité humide (γ_h) 1,94 t/m³-2,09 t/m³

Densité saturation (γ_{sat}) ..1,98 t/m³-2,16 t/m³

Degré de saturation (S_r) .75,00 % - 90,00 %

Limite de liquidité (W_L) 30,00 % - 54,00 %

Indice de plasticité (I_p) ..12,00 % - 31,00 %

Indice de consistance (I_c)1,06 % - 1,38 %

C'est un sol meuble constitué d'éléments fins argilo-limoneux, appartenant selon la classification Américaine U.S.C.S (L.C.P.C) à la classe CL-CH (Ap -At).

Essais mécaniques

Compression à œdœmètre

Compressibilité0,432-1,24 bars

Coefficient de tassement (C_v)0,076-0,288

Coefficient de gonflement (C_g)0,017-0,064

Permœabilité (K)10⁻⁶ à 10⁻⁸ cm/s

C'est un faciès argilo-limoneux, moyennement compressible, non gonflant et pratiquement impermœable.

Essais de cisaillement

Cohœsion (C_u)0,31-1,34 bars

| | |
|--|---------------------|
| Angle de frottement (ϕ_u)..... | 10° - 15° |
| Cohésion effective ($C\phi$)..... | 04 - 10 kpa |
| Angle de frottement effectif ($\phi\phi$)..... | 17°-21° |
| Coefficient de poisson (μ)..... | 0,40 |
| Coefficient de young (β)..... | 0,47 |
| Analyse chimique sommaire du sol | |
| Teneur en carbonate($CaCO_3$) | 44,05 %-87,39 % |
| Teneurs insolubles | 10,32 %-77,46 % |
| Teneur en gypses($CaSO_4,2H_2O$)í í í í í í í í í í í í í í í .. | traces %-06,27 % |

Ce sont des matériaux argilo-limoneux, renfermant du gypse.

c. SUBSTRATUM MARNEUX.

| | |
|--|---|
| Poids spécifique des grains (γ_s) | 2,2-2,4 t/m ³ |
| Capacité portante (Rdt)..... | 06-09 Mpa |
| Perméabilité (K) | 10 ⁻⁷ à 10 ⁻⁸ cm/s |
| Résistance à la compression simple (R_c) | 05-15 Mpa |
| Cohésion effective ($c\phi$)..... | 20-40 Kpa |
| Angle de frottement effectif ($\phi\phi$)..... | 18°-22° |

Elles affleurent dans la zone d'étude à des niveaux plus élevés et sont masquées dans la vallée de l'oued par la couverture quaternaire (Alluvions et colluvions).

I.4.2. MATERIAUX DE CONSTRUCTION DE LA DIGUE.

a. MATERIAUX D'ETANCHEITE ET RECHARGE.

Essais physiques d'identification et de classification

Ont les même propriétés que celles des limons argileux colluvionnaires évoquées ci-dessus.

Essais mécaniques

Compression à l'œdomètre

Compressibilité1,60 ó 2,60
bars

Coefficient de tassement (C_t)0,146 - 0,314

Coefficient de gonflement (C_g)0,039 - 0,064

Perméabilité (K) 10^{-7} cm/s

C'est une formation argileuse et limoneuse, moyennement compressible, non gonflante, pratiquement imperméable.

Essais de cisaillement

Cohésion (C_u).....0,60-0.95 bars

Angle de frottement (ϕ_u)..... 08.00° - 19.00°

Cohésion effective (C_ϕ).....05 - 10 kpa

Angle de frottement effectif (ϕ_ϕ)..... 13 - 21°

Coefficient de poisson (μ).....0,40

Coefficient de young (β).....0,47

Compactage selon proctor normal

Teneur en eau maximale (W_{max})í í í í í í í í í í í 15,40 ó 22,70 %

Densité sèche optimale ($\gamma_{dopt.}$) .. 1,59 - 1,77 t/m³

Analyse chimique sommaire du sol.

Teneur en carbonate (CaCO_3) ..50,00 % - 55,71%

Teneur en gypses ($\text{CaSO}_4,2\text{H}_2\text{O}$) 0,42 % - 04,01 %

C'est un faciès argileux et limoneux, renfermant du gypse.

b. MATERIAUX POUR FILTRES, TRANSITIONS ET DRAINS.

Les matériaux destinés à la protection du corps de la digue doivent être exploités des calcaires des carrières existantes à proximité de la retenue et doivent avoir un fuseau granulométrique obéissant aux critères de TERZAGUI.

c. MATERIAUX D'ENROCHEMENT.

Les matériaux nécessaires à la protection du talus amont de la digue contre les mouvements des vagues de la retenue seront exploités des calcaires qui se trouvent près du site.

Poids spécifique des grains (γ_s)2,0-2,5 t/m³

Micro-Deval à l'eau (M.D.E).....<40 %

Los Angelès (L.A)35 %

Résistance à la compression simple (R_c)50-150 Mpa

Résistance à la compression simple de saturation (R_{csat}).....40-130 Mpa

L'enrochement du parement amont de la digue doit comporter des sédiments calcaires sous forme de gros blocs de 200 à 300 mm de diamètre afin de bien résister aux mouvements des vagues.

I.4.3. CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES PROPOSEES POUR LE CALCUL DE STABILITE.

a. TERRAINS D'ASSISE ET DE FONDATION DE LA DIGUE.

a.1. ALLUVIONS RECENTES ET ACTUELLES DU FOND DE LA VALLEE.

| | |
|--|---------------|
| Cohésion effective (C_ϕ)..... | 0,00 Kpa |
| Angle de frottement effectif (ϕ)..... | 33 ° |
| Capacité portante (R_{dt})..... | 350 Kpa |
| Perméabilité (K)..... | 10^{-3} m/s |

a.2. LIMONS ARGILEUX COLLUVIONNAIRES (QUATERNAIRE).

| | |
|---|-----------------------|
| Teneur en eau naturelle (W_n)..... | 17,48 % |
| Densité sèche (γ_d)..... | 1,72 t/m ³ |
| Densité humide (γ_h)..... | 2,02 t/m ³ |
| Densité de saturation (γ_{sat})..... | 2,08 t/m ³ |
| Degré de saturation (S_r)..... | 83,12 % |
| Limite de liquidité (W_l)..... | 39,72 % |
| Limite de plasticité (W_p)..... | 20,82 % |
| Indice de plasticité (I_p)..... | 18,90 % |
| Indice de consistance(I_c)..... | 1,188 |
| Compressibilité í | 0,87 bars |
| Coefficient de tassement (C_t)..... | 0,59 |
| Coefficient de gonflement (C_g)..... | 0,040 |
| Perméabilité (K)..... | 10^{-7} cm/s |
| Cohésion (C_u)..... | 0,67 bars |
| Angle de frottement (ϕ_u)..... | 11,5 ° |
| Cohésion effective (C_ϕ)..... | 12 Kpa |
| Angle de frottement effectif (ϕ)..... | 17 ° |
| Coefficient de poisson (μ)..... | 0,40 |
| Coefficient de young (β)..... | 0,47 |
| Module de déformation (E_{def})..... | 04 Mpa |
| Capacité portante (R_{dt})..... | 1,0 Mpa |
| Résistance à la compression simple (R_c)..... | 05 Mpa |

| | |
|---|---------|
| Teneur en carbonate (CaCO_3) | 51,40 % |
| Teneur en Insolubles | 30,50 % |
| Teneur en gypses | 2,940 % |

a.3. SUBSTRATUM MARNEUX.

| | |
|--|-----------------------|
| Poids spécifique des grains (γ_s) | 2,3 t/m ³ |
| Capacité portante (R_{dt}) | 08 Mpa |
| Perméabilité (K) | 10 ⁻⁸ cm/s |
| Résistance à la compression simple (R_c) í í í í í í í í í í í í í í | 10,00 Mpa |
| Cohésion effective ($c\phi$)..... | 30 Kpa |
| Angle de frottement effectif ($\phi\phi$)..... | 18° |

b. MATERIAUX DE CONSTRUCTION DE LA DIGUE :(étanchéité et recharge de la digue).

| | |
|---|-----------------------|
| Teneur en eau naturelle (W_n) | 17,48 % |
| Densité sèche (γ_d)..... | 1,72 t/m ³ |
| Densité humide (γ_h)..... | 2,02 t/m ³ |
| Densité de saturation (γ_{sat})..... | 2,08 t/m ³ |
| Degré de saturation (S_r) | 83,12 % |
| Limite de liquidité (W_l)..... | 44,33 % |
| Limite de plasticité (W_p)..... | 22,00 % |
| Indice de plasticité (I_p)..... | 22,33 % |
| Indice de consistance(I_c) | 1,19 |
| Compressibilité í | .2.15 bars |
| Coefficient de tassement (C_t) | 0,2215 |
| Coefficient de gonflement (C_g) | 0,05 |
| Perméabilité (K) | 10 ⁻⁷ cm/s |
| Cohésion (C_u)í | . 0,7675 bars |
| Angle de frottement (ϕ_u)..... | 13.75° |
| Cohésion effective ($C\phi$)..... | 08 kpa |
| Angle de frottement effectif ($\phi\phi$)..... | 18 ° |
| Coefficient de poisson (μ)..... | 0,40 |
| Coefficient de young (β)..... | 0,47 |

| | |
|--|------------------------|
| Teneur en eau maximale (W_{max})..... | 19,50 % |
| Densité sèche optimale ($\gamma_{dopt.}$)í . | 1,665 t/m ³ |
| Teneur en carbonate ($CaCO_3$) | 53,45 % |
| Teneur en gypses | 02,71 % |

Conclusion :

Pour le site objet de l'étude et selon les visites effectuées sur terrain, on peut dire que les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques semblent favorablement réunies pour la réalisation de cet ouvrage.

Les matériaux de construction d'une digue en terre homogène seront les argiles qui sont très abondantes dans cette région.

Les carrières calcaires sont également présentes pour fournir les matériaux de protection de la digue [enrochement] et la production du béton.

L'étanchéité de la cuvette est garantie par le substratum et sa couverture argileuse.

Sur le plan hydrologique et topographique il n'y a pas de contraintes majeures pour la réalisation de cette retenue.

Cependant, il est nécessaire d'engager les missions qui suivent afin de cerner avec précision les caractéristiques de l'aménagement et d'évaluer l'incidence des contraintes citées ci-dessus qui peuvent compromettre la faisabilité du projet et/ou entraîner un surcoût.

Il est évident que ce site présente certaines contraintes qu'il est possible de lever :

- Le déplacement du chemin de Wilaya sur une longueur d'environ 1 Km.

- L'expropriation des terres agricoles dans la cuvette (30 ha environ).

Toutefois, malgré les contraintes, la réalisation de ce barrage présente des avantages certains et particulièrement la création d'une aire d'irrigation assez importante qui pourrait entraîner des activités agricoles et para agricoles dans la zone et de là la fixation des populations rurales.



CHAP N°III
Etude hydrologique

Introduction

Le dimensionnement, la sécurité ainsi que la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont liés à une évaluation correcte des crues. Pour cela nous procédons à une étude hydrologique du bassin versant de l'oued Oglet-Er-Røbaib pour la détermination de certains paramètres de base utile à la réalisation du barrage. L'étude hydrologique pour la réalisation d'un tel ouvrage révèle d'une importance considérable, son objectif est de définir les éléments hydrologiques nécessaires, citons :

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

III.1 Le bassin versant

III.1.1 Caractéristiques générales du bassin versant

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

L'emploi de bassin versant est devenu fréquent à l'époque où la recherche s'est principalement attachée à "appréhender le fait hydrologique, et d'abord le débit, comme un fait spatial, comme le produit d'un espace géographique saisi dans toutes ses dimensions, dans toute son épaisseur, dans toute sa dynamique". Le bassin versant n'est pas seulement une somme de caractères moyens, tels que la superficie, le relief, la forme, le sol, la végétation. Il est composé de parties aux caractéristiques

particulières qui répondent différemment aux impulsions climatiques et météorologiques

III.1.2 Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant

Les travaux sous cités sont effectués sur la carte d'état major à l'échelle 1/50000 ; cette carte nous a permis de délimiter le bassin versant de l'oued Oglet Er Rbaib en passant par les lignes de partage des eaux et les crêtes.

Ses coordonnées au système Lambert sont :

$$X = 1002.80 \text{ km}$$

$$Y = 250.80 \text{ km}$$

$$Z = 880.00 \text{ m NGA}$$

III.1.3 Caractéristiques morphologiques du bassin versant :

III.1.3.1 Paramètres géométriques:

• Superficie du bassin versant :

C'est le paramètre le plus important du bassin parce qu'il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques tels que le débit le volume de précipitation ou d'infiltration, elle est déterminée par le planimètre

La superficie du bassin versant est mesurée par planimétrie sur la carte topographique au 1/25000

$$S = 47.861 \text{ Km}^2$$

• Périmètre du bassin versant :

Il correspond à la longueur de la limite extérieure du bassin on va le déterminer à l'aide d'un curvimètre.

Le périmètre du bassin versant est obtenu directement par curvimètre sur la même carte et à la même échelle :

$$P = 31.697 \text{ Km}^2$$

Longueur du talweg principal:

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

$$L = 12.413 \text{ km}$$

III.1.3.2 Paramètres de forme:

•Indice de compacité de Gravellius "Kc":

Cet indice exprime la forme du bassin versant, il est en fonction de la surface du bassin et de son périmètre.

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad \text{III.1}$$

P: périmètre du bassin versant (Km)

S: superficie du bassin versant (Km²)

Si : $K_c = 1$; le bassin versant est ramassé.

$K_c > 1$; le bassin est allongé.

$$K_c = 0,28 \frac{31,697}{\sqrt{47,861}} \quad \text{III.2}$$

AN :

| |
|--------------------------------|
| $K_c = 1,28$ |
|--------------------------------|

Donc $K_c > 1$; le bassin est allongé.

•Rectangle équivalent ou Rectangle de Grave lieux :

La notion de rectangle équivalent à été introduite dans l'étude géomorphologique des bassins et elle permet la comparaison des bassins entre eux de point de vue de

L'influence de la forme sur l'écoulement, en possédant la même superficie et le même périmètre que le bassin considéré et par conséquent le même indice de compacité.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2*(L+l) \quad \text{Et} \quad S = L*l \quad \text{III.3}$$

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

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad \text{III.4}$$

De (1) et (2) on obtient une Equation de 2^{ème} degré admet deux solutions L_r ; l_r :

$$L_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right) \quad \text{III.5}$$

$$l_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right) \quad (III.6)$$

Avec L_r : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l_r : largeur du rectangle équivalent en (Km)

On obtient : $L_r = 11,734 \text{ km}$ et $l_r = 4,079 \text{ km}$

• **Coefficient d'allongement:** [4]

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$Ca = \frac{L^2}{S} \quad (III.7)$$

L : la longueur du talweg principal $L = 12,413 \text{ Km}$

S : la superficie du bassin versant. $S = 47,861 \text{ Km}^2$

AN :

| |
|------------------|
| Ca = 3,22 |
|------------------|

III.1.3.3 Paramètres du relief:

• **Courbe hypsométrique :**

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

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

| Altitudes (m.) | Hi (m) | Surfaces | | | |
|-------------------|--------|------------|--------|----------|--------|
| | | Partielles | | Cumulées | |
| | | Si (Km2) | Si (%) | Si (Km2) | Si (%) |
| 1255-1250 | 1252.5 | 0.023 | 0.048 | 0.023 | 0.048 |
| 1250-1200 | 1225 | 0.541 | 1.130 | 0.564 | 1.178 |
| 1200-1150 | 1175 | 1.212 | 2.532 | 1.776 | 3.710 |
| 1150-1100 | 1125 | 1.839 | 3.842 | 3.615 | 7.552 |
| 1100-1050 | 1075 | 2.720 | 5.683 | 6.335 | 13.235 |
| 1050-1000 | 1025 | 8.223 | 17.181 | 14.558 | 30.416 |
| 1000-950 | 975 | 17.294 | 36.134 | 31.852 | 66.550 |
| 950-900 | 925 | 13.908 | 29.059 | 45.760 | 95.609 |
| 900-874.49 | 887.25 | 2.101 | 4.391 | 47.861 | 100 |

• **Les altitudes caractéristiques**

- **L'altitude maximale et minimale**

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire. Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant intervenir des variables climatologiques telles que la température, la précipitation et le couvert neigeux. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente, donc d'après la carte topographique on a :

$$H_{\max} = 1255 \text{ m NGA}$$

$$H_{\min} = 874,49 \text{ m}$$

Tableau III.02 : Résultats de calcul

| Altitudes (m) | Hi (m) | Surface partielle | Si.Hi (m.Km2) |
|---------------|--------|-------------------|---------------|
| | | Si (Km2) | |
| 1255-1250 | 1252.5 | 0.023 | 28,8075 |
| 1250-1200 | 1225 | 0.541 | 662,725 |
| 1200-1150 | 1175 | 1.212 | 1424,1 |
| 1150-1100 | 1125 | 1.839 | 2068,875 |
| 1100-1050 | 1075 | 2.720 | 2924 |
| 1050-1000 | 1025 | 8.223 | 8428,575 |
| 1000-950 | 975 | 17.294 | 16861,65 |
| 950-900 | 925 | 13.908 | 12864,9 |
| 900-874.49 | 887.25 | 2.101 | 1864.11 |
| somme | | | 47127,74 |

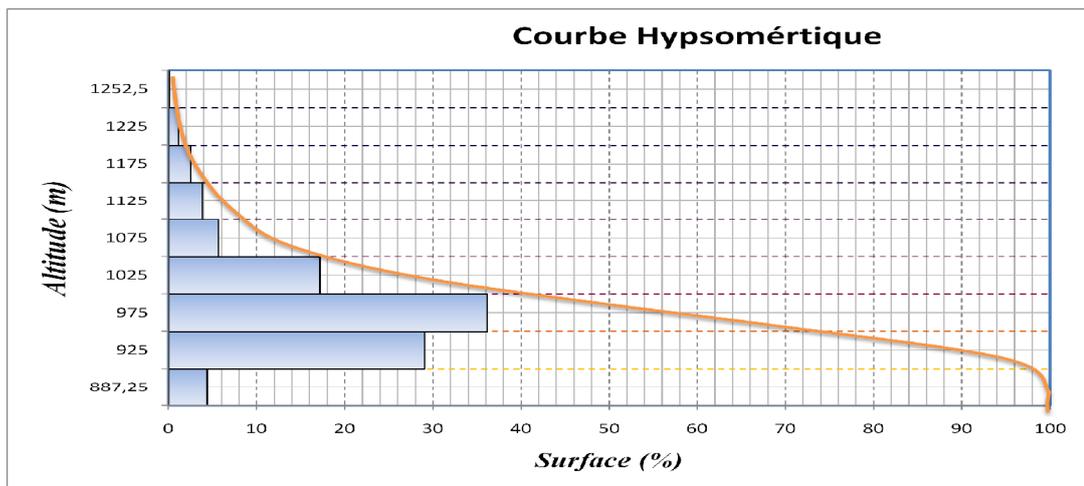


Fig. III.1 : Courbe hypsométrique

- Altitude moyenne du bassin versant:

Celle-ci est donnée par deux procédés :

a - Graphiquement :

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

b - Analytiquement:

$$H_{moy} = \sum \frac{S_i \times H_i}{S_{B/V}} \quad \text{í í í í í í í í í í í í í í í í} \quad \text{(III.8)}$$

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

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

S : Superficie du bassin versant (Km^2)

$$H_{\text{moy}} = \frac{47127,74}{47,861} = 984,68 \text{ m}$$

$$H_{\text{moy}} = 984,68 \text{ m NGA}$$

- **Altitude médiane:**

L'altitude médiane est H_{med} est lue sur la courbe hypsométrique :

$$H_{50\%} = 975 \text{ m NGA}$$

• **Indice de pente globale [2] :**

Cet indice est déterminé par la formule suivante:

$$I_g = \frac{D}{L} \quad \text{(III-9)}$$

Avec:

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

$$H_{5\%} = 1119,55 \text{ m}$$

$$H_{95\%} = 906,86 \text{ m}$$

$$D = 212,69 \text{ m}$$

L : la longueur du rectangle équivalent.

$$I_g = 1,81$$

• **Indice de pente moyenne I_{pm} :**

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

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \quad \text{í í í (III-10)}$$

$$I_{pm} = 3,24\%$$

L'indice de pente moyenne est très fort, donc on assistera à un écoulement rapide.

• **Indice de pente 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 2 courbes de niveau H_i est H_{i-1} . Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \quad \text{í í í í í (III-11)}$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

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

Tableau III-3: détermination de la pente Roche I_p

| $H_i - H_{i-1}$ | $D_i = (H_i - H_{i-1})$ | S_i (Km ²) | $A_i = S_i/S$ (%) | $\sqrt{A_i * D_i}$ |
|-----------------|-------------------------|--------------------------|-------------------|--------------------|
| 1255-1250 | 05 | 0.023 | 0.048 | 0.490 |
| 1250-1200 | 50 | 0.541 | 1.130 | 7.517 |
| 1200-1150 | 50 | 1.212 | 2.532 | 11.252 |
| 1150-1100 | 50 | 1.839 | 3.842 | 13.860 |
| 1100-1050 | 50 | 2.720 | 5.683 | 16.857 |
| 1050-1000 | 50 | 8.223 | 17.181 | 29.310 |
| 1000-950 | 50 | 17.294 | 36.134 | 42.505 |
| 950-900 | 50 | 13.908 | 29.060 | 38.118 |
| 900-874.49 | 25.51 | 2.101 | 4.390 | 10.582 |
| Somme | | 47.861 | 100 | 170.491 |

$$I_p = 1,57$$

• **Dénivelée spécifique :**

L'indice I_g décroît pour un même bassin lorsque la surface augmente, il était donc difficile de comparer des bassins de tailles différentes.

La dénivelée spécifique D_s ne présente pas cet inconvénient : elle dérive de la pente globale I_g en la corrigeant de l'effet de surface admis étant inversement proportionnel à \sqrt{A} : $D_s = I_g \sqrt{A} = \frac{D}{L} \sqrt{Ll} = D \sqrt{\frac{l}{L}}$

La dénivelée spécifique ne dépend donc que de l'hypsométrie ($D = H_{5\%} - H_{95\%}$) et de la forme du bassin (l/L). Elle donne lieu à une deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M., indépendante des surfaces des bassins :

Tableau III-4: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

| | | |
|----|---------------------|-------------------------------|
| R1 | Relief très faible | $D_s < 10$ m |
| R2 | Relief faible | $10 \text{ m} < D_s < 25$ m |
| R3 | Relief assez faible | $25 \text{ m} < D_s < 50$ m |
| R4 | Relief modéré | $50 \text{ m} < D_s < 100$ m |
| R5 | Relief assez fort | $100 \text{ m} < D_s < 250$ m |
| R6 | Relief fort | $250 \text{ m} < D_s < 500$ m |
| R7 | Relief très fort | $500 \text{ m} < D_s$ |

$$D_s = 395,98 \text{ m}$$

Dans notre cas le relief est fort.

• **Pente moyenne du bassin versant [1]**

$$I_{moy} = \frac{\Delta H (0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S} \quad (III-13)$$

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

L_1, L_2, \dots, L_n : les longueurs des courbes de niveaux (Km).

S : superficie du bassin versant (Km²).

Les résultats des mesures sont présentés dans le tableau (III.5).

Tableau III-5 : Evaluation de la pente moyenne.

A.N : la pente moyenne de bassin est :

| N° | Courbes de niveau (m. NGA) | delta H (m) | Longueur (m) |
|----|----------------------------|-------------|--------------|
| 1 | 900 | 50 | 6860.635 |
| 2 | 950 | | 24934.371 |
| 3 | 1000 | | 26158.747 |
| 4 | 1050 | | 14439.503 |
| 5 | 1100 | | 12005.948 |
| 6 | 1150 | | 10613.342 |
| 7 | 1200 | | 4304.443 |
| 8 | 1250 | | 710.925 |

$$I_{moy} = 10,05\%$$

Caractéristiques hydrographiques:

• le réseau hydrographique :

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les mêmes cartes citées pour la détermination de l'altitude moyenne.

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM.

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

• Densité de drainage:

C'est la longueur totale de tous les talwegs du bassin.

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \quad (III-14)$$

$\hat{U}L_i$: longueur total des talwegs d'ordre i en (Km) $\hat{U}L_i = 161,103$ Km.

S: surface du bassin versant en (Km²).

Pour procéder à ce calcul, il faut classer les cours d'eau en utilisant la méthode de Schum.

$$D_d = 3,366 \text{ km/km}^2$$

• **Coefficient de torrentialité :**

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

$$C_t = D_d \cdot F_1 \quad (III-15)$$

F_1 : le rapport entre le nombre des talwegs d'ordre 1 et la surface globale du bassin versant

$N_1=239$

$$F_1 = \frac{N_1}{S} = 4,994 \quad (III-16)$$

$C_t = 16,81$

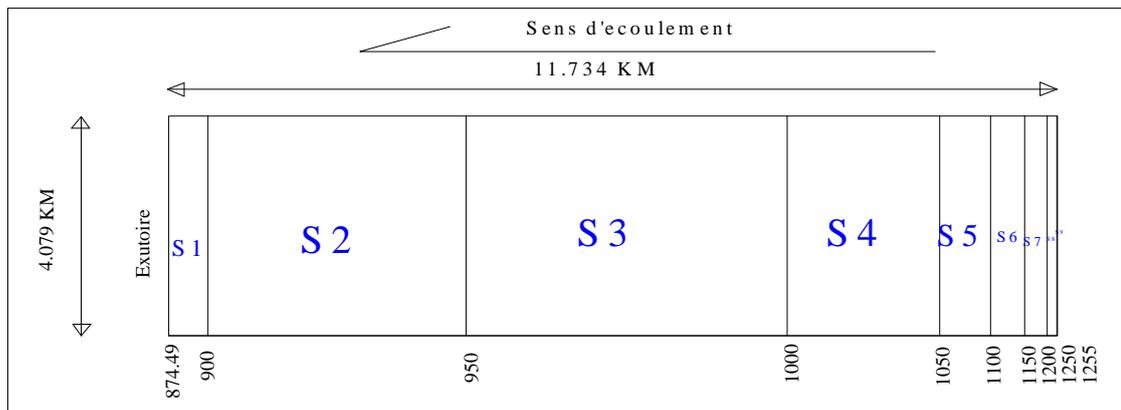
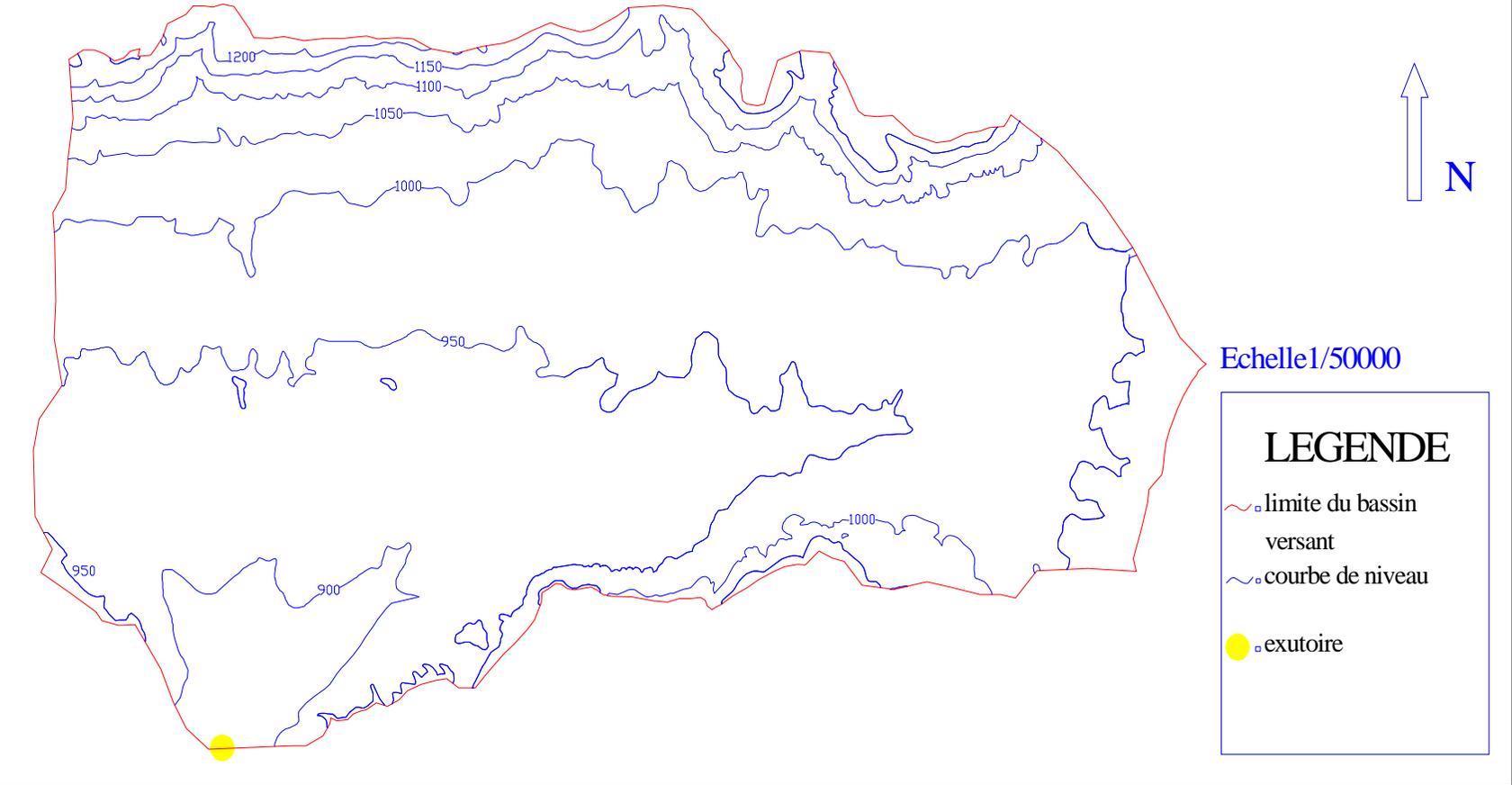


Figure. Rectangle Equivalent

bassin versant du Oued Oglet Er Rbaib



• **Longueur moyenne des versants:**

$$L_i = \frac{L}{2D_d} \quad (III-17)$$

D_d : densité de drainage en (km/km²).

L : longueur du rectangle équivalent en (km).

| |
|-------------------------|
| $L_i = 1,74 \text{ km}$ |
|-------------------------|

• **Temps de concentration:**

Une fois connue la zone d'où proviennent les eaux de ruissellement, il reste à définir la façon dont ce bassin versant réagit à une pluie. Il importe en particulier de savoir au bout de quelle durée de pluie les eaux provenant de la totalité du bassin versant, atteignant l'exutoire, donnant ainsi le débit maximum. On peut estimer que le débit de la crue est atteint lorsque le temps de concentration est atteint, et ceci par plusieurs formules empiriques tels:

▪ **Formule de GIANDOTTI [1] :**

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \quad (III.18)$$

A : Surface du bassin versant en [Km²] ;

L : longueur du talweg principale en [Km];

H_{moy} , H_{min} : respectivement la hauteur moyenne et minimale du B.V en [m].

▪ **Formule de CALIFORNIA [6] :**

$$T_c = \left(\frac{0.87 \cdot L^3}{H_{\text{max}} - H_{\text{min}}} \right)^{0,386} \quad (III.19)$$

▪ **Formule de KIRPICH [1] :**

$$T_c = 0,6615 \cdot L_p^{0,77} \cdot I_g^{-0,385} \quad (III-20)$$

Avec :

L_p : Longueur du cours d'eau principal (km) ;

Imoy : Pente moyenne du bassin versant.

TABEAU III 6

| Formule | T _c (heure) |
|-------------------|------------------------|
| GIANDOTTI | 5,51 |
| CALIFORNIA | 2,78 |
| KIRPICH | 1,71 |

Les résultats de différentes méthodes sont présents dans le Tableau suivant

Commentaire :

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur **Tc=2,78 heures**.

$$T_c = 2,78 \text{ heures}$$

- *Vitesse moyenne de ruissellement* [1]:

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_R = \frac{L_p}{T_C} \quad (III-21)$$

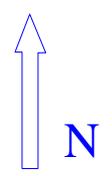
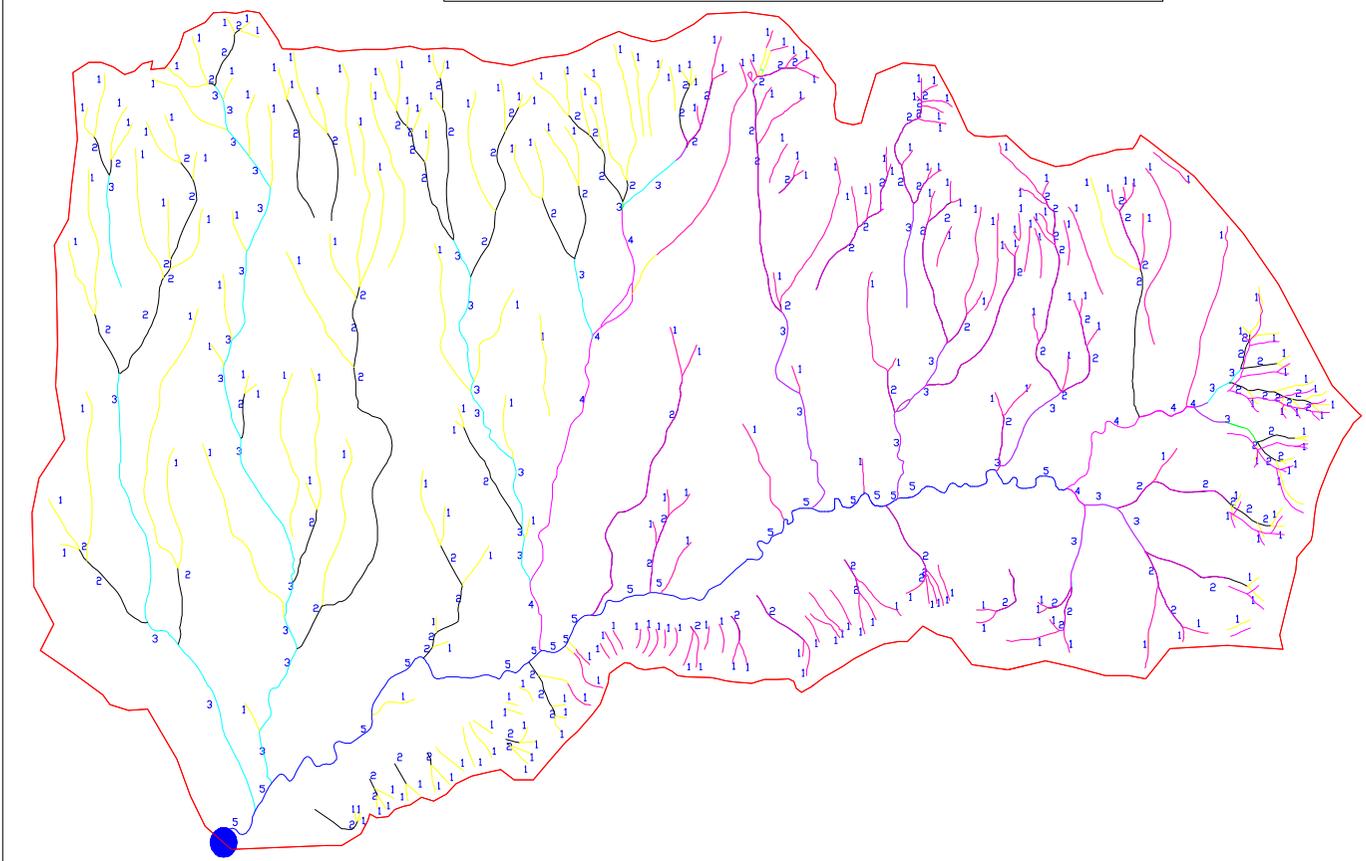
L_p : longueur du talweg principal.

T_C : temps de concentration.

$$V_r = 4,47 \text{ Km/h}$$

Le réseau hydrographique est illustré dans la figure ci-dessous.

bassin versant du Oued Oglet Er Rbaib



Echelle 1/50000

LEGENDE

- limite du bassin versant
- cours d'eau
- exutoire

• **Coefficient de sinuosité :**

Ce coefficient est donné par la formule suivante :

$$C_s = \frac{L_d}{L_p} \quad (III-22)$$

L_d : distance rectiligne mesurée à la règle de la source jusqu'à l'exutoire. $L_d=8,585$ km

L_p : longueur du talweg principal.

| |
|---------------|
| $C_s = 0,692$ |
|---------------|

Détermination des profils en long :

Les mesures cartographiques altimétriques ont permis de tracer le profil en long du thalweg principal, dont l'extrémité en zone amont est située à l'altitude 1255m.

Tab : Profil en long de talweg principal

| N° | Courbes de niveaux | Distance partielles | Distances cumulées |
|----|--------------------|---------------------|--------------------|
| | (m) | (km) | (km) |
| 1 | 1124-1100 | 0.034 | 0.034 |
| 2 | 1100-1050 | 0.164 | 0.198 |
| 3 | 1050-1000 | 0.701 | 0.899 |
| 4 | 1000-950 | 2.521 | 3.420 |
| 5 | 950-900 | 5.977 | 9.397 |
| 6 | 900-874.49 | 3.016 | 12.413 |
| | Total | 12.413 | -- |

Fig : Profil en long du thalweg principal.

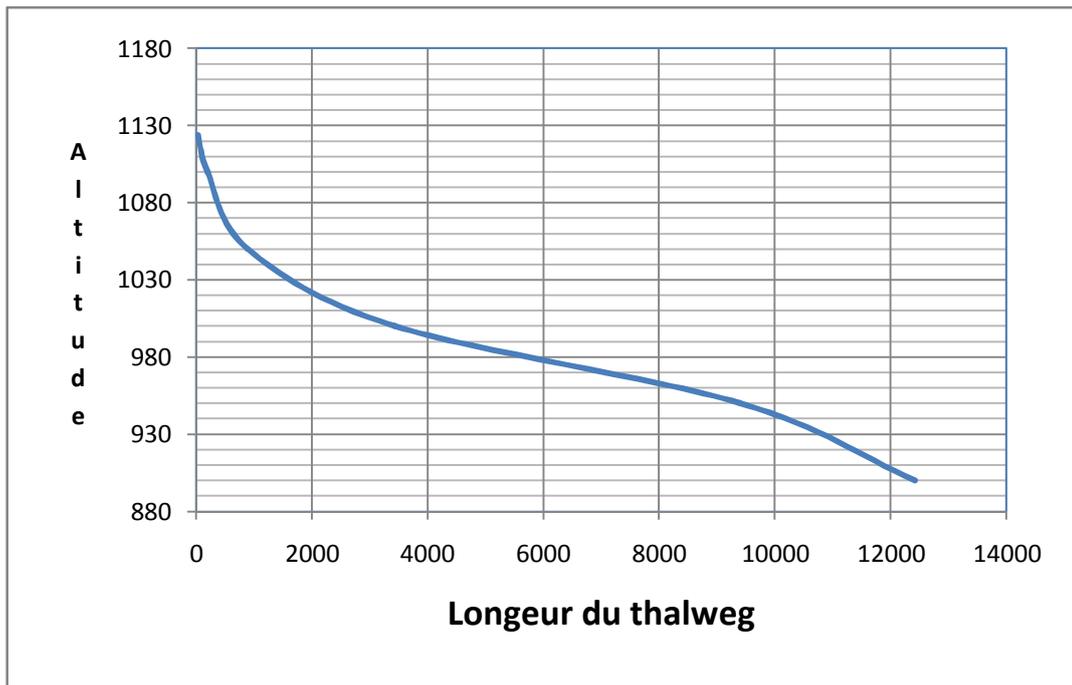


Tableau III-7: des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

| DESIGNATION | SYMBOLE | UNITES | VALEUR | |
|-------------------------------|------------------|--------------------|--------|--------|
| Superficie | S | km ² | 47,861 | |
| Périmètre | P | km | 31,697 | |
| Longueur du thalweg principal | L _P | km | 12,413 | |
| Indice de compacité | K _C | - | 1,28 | |
| Coefficient d'allongement | Ca | - | 3,22 | |
| Rectangle équivalent | longueur | L _r | km | 11,734 |
| | largeur | l _r | Km | 4,079 |
| Altitudes | maximale | H _{max} | m | 1255 |
| | moyenne | H _{moy} | m | 984,68 |
| | médiane | H _{med} | m | 975 |
| | minimale | H _{min} | m | 874,49 |
| Pente moyenne de B.V | I _{moy} | % | 10,05 | |
| Indice de pente globale | I _g | % | 1,81 | |
| Indice de pente moyenne | I _{pm} | % | 3,24 | |
| Indice de pente de M Roche | I _p | % | 1,57 | |
| Densité de drainage | D _d | Km/Km ² | 3,37 | |
| Coefficient de torrentialité | C _t | - | 16,81 | |
| Temps de concentration | T _c | h | 2,78 | |
| Vitesse de ruissellement | V _r | Km/h | 4,47 | |
| Coefficient de sinuosité | C _s | - | 0,69 | |

III.1. 3.5 Caractéristiques climatiques du bassin versant :

Les conditions climatiques du bassin jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont :

La précipitation avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température le vent qui a une influence sur l'évaporation et la transpiration.

III.1.3.6 Température :

Au site considéré, le bassin versant est dominé par un climat de type semi aride frais continental .un hivers très rigoureux et un été très chaud.

Les températures se caractérisent par une amplitude thermique accentuée entre le jour et la nuit, janvier et le mois le plus froid avec une moyenne de 6,1C° et juillet et le mois le plus chaud avec une moyenne de 26,8C°

La température moyenne annuelle est de 15,9C°

Le tableau suivant donne la moyenne thermique annuelle et mensuelle(C°)

Tableau III.08: Répartition mensuelle de la température. (1995-2006)

| Mois | J | F | M | A | M | J | J | A | S | O | N | D | Année |
|------------------|-----|-----|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-----|-------|
| T _{moy} | 6.1 | 7.5 | 10.4 | 14.1 | 18.3 | 23.6 | 26.8 | 26.3 | 22.6 | 16.5 | 11.4 | 7.3 | 15.9 |

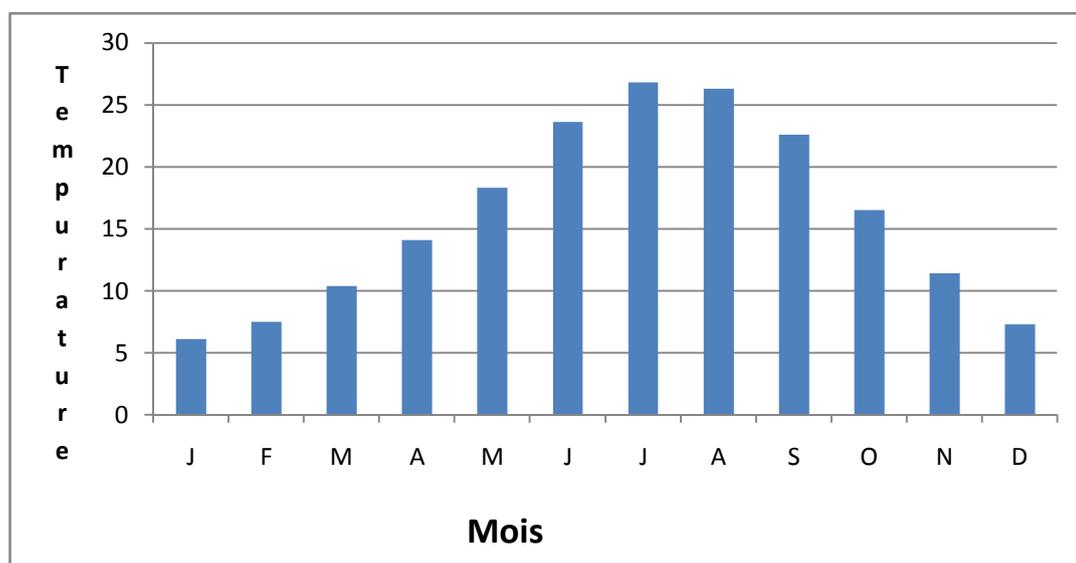


Figure III.5. Répartition mensuelle de la température

III.1.3.7.répartition mensuelle du vent :

Dans la région les vents dominants sont de direction sud-ouest.

L'intensité maximale à la station de Tébessa est observée durant les mois d'automne.

Le tableau suivant donne la moyenne mensuelle de la force du vent

Tableau III.9: Répartition mensuelle du vent en m/s (1990-2004)

| Mois | sep | oct | nov | déc | jan | fév | mars | avr | mai | juin | juill | A | An |
|-----------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|-----|-----|------|-------|-----|-----|
| V(m/s) | 1.8 | 1.9 | 1.9 | 2.8 | 2.0 | 2.3 | 2.1 | 2.1 | 2.1 | 2.0 | 2.1 | 1.7 | 2.6 |
| N ^{bre} de jour du | 3 | 3 | 5 | 6 | 6 | 7 | 6 | 7 | 5 | 4 | 6 | 5 | 63 |

D'après le tableau la vitesse moyenne annuelle des vents est plutôt modérée avec une valeur voisinant 2.6m/s. elle présente un maximum en décembre(2.8m/S).et un minimum en Août (1.7m/S).

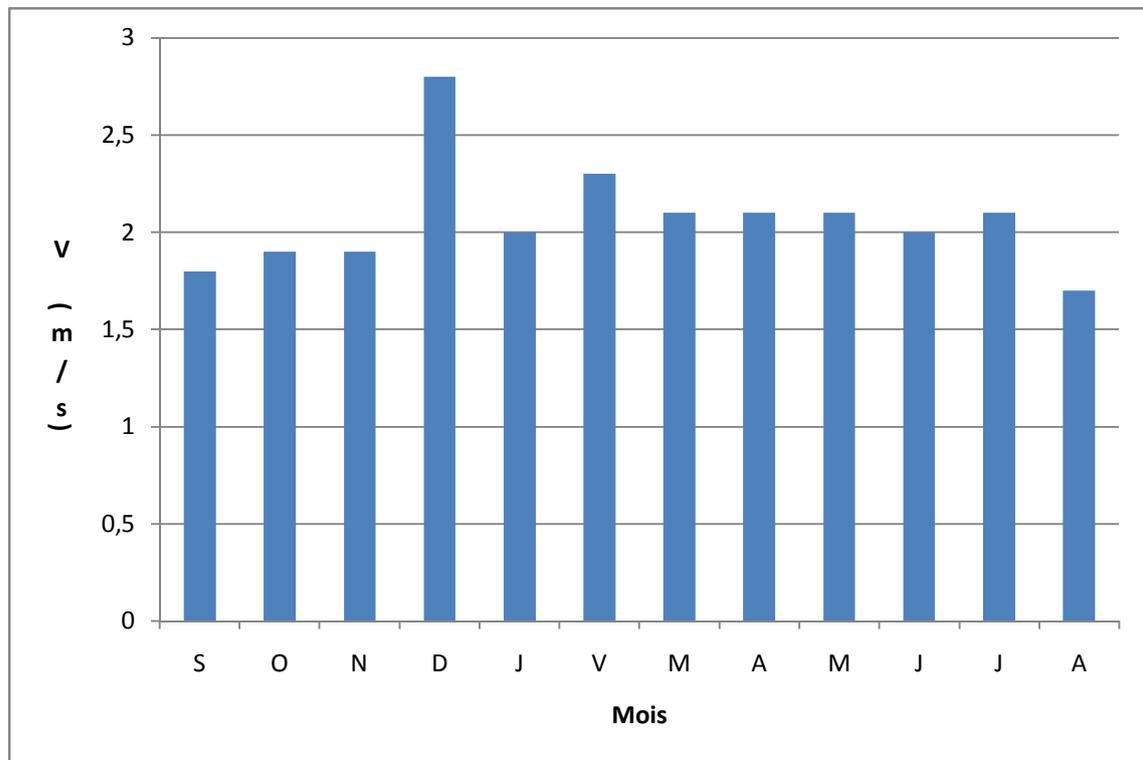


Figure III.6. Répartition mensuelle du vent

III.1.3.8L'évaporation

L'évaporation moyenne annuelle retenue est donc de **121.92mm**, comme on le remarque dans le tableau. Elle est minimale durant les mois d'hiver (**Décembre et JANVIER**), alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (**Juin, Juillet et Août**).

Tableau III.10 : Répartition mensuelle de l'évaporation.

| Mois | J | F | M | A | M | J | J | A | S | O | N | D | Somme |
|------------------|------|-------|------|-------|-------|-------|--------|-------|--------|-------|-------|------|---------|
| Evaporation (mm) | 39.6 | 53.27 | 69.6 | 96.07 | 127.6 | 284.0 | 321.33 | 284.0 | 130.87 | 85.87 | 55.53 | 38.4 | 1586.13 |

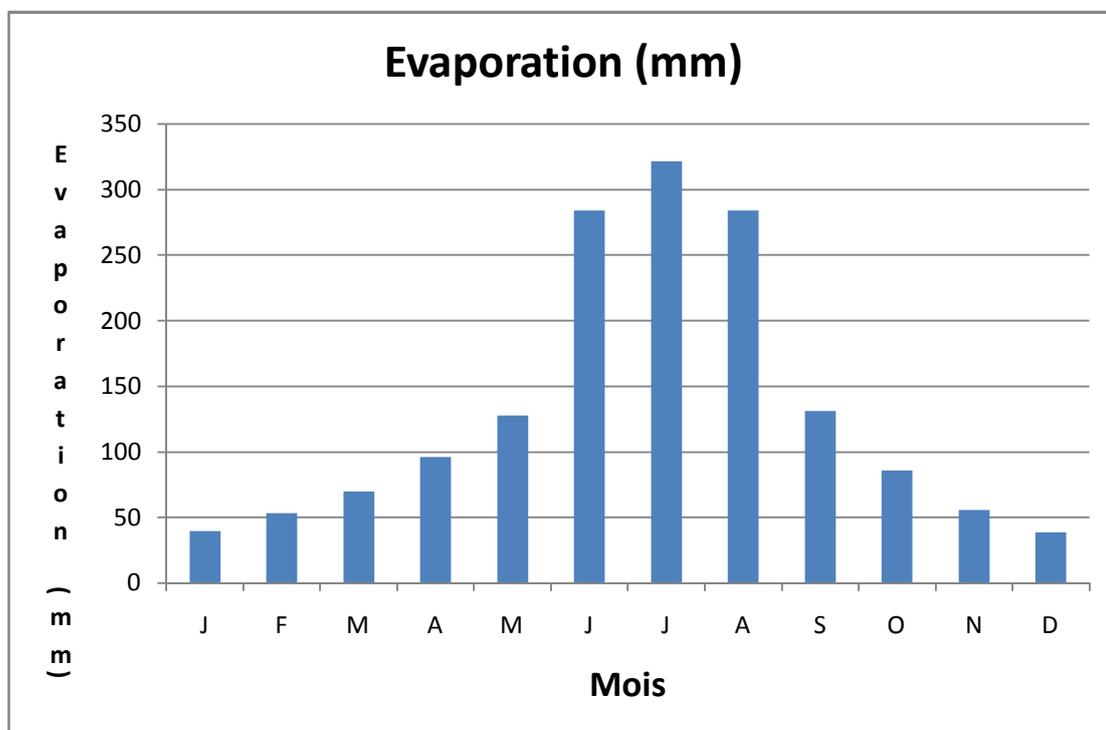


Figure III.7 : Répartition mensuelle de l'évaporation.

III.1.3.9 la pluviométrie:

Données disponibles :

Les données de ces stations ont été recueillies auprès de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH). Les caractéristiques de ces dernières sont portées dans le tableau suivant :

TABLEAU III 11 :

| station | Code | Coordonnées | | | Durée D'observation |
|-----------|----------|-------------|--------|------|---------------------|
| | | X | Y | Z | |
| TEBESSA | 12-03-01 | 991.90 | 247.20 | 890 | 86 |
| EL KOUIF | 12-05-04 | 1009.70 | 259.15 | 1064 | 70 |
| BEKKARIA | 12-03-07 | 1002.35 | 244.55 | 985 | 25 |
| Ain Erkel | 12-05-14 | 997.20 | 265.00 | 1080 | 28 |

Dans le tableau (III.12) reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année :

Tableau .III.12. Répartition mensuelle de la pluie annuelle (1990-2004)

| Mois | S | O | N | D | J | F | M | A | M | J | J | A | Année |
|-------------|-------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|-------|-------|
| pluies (mm) | 44.25 | 34.9 | 39.83 | 25.63 | 24.43 | 25.93 | 33.28 | 34.27 | 40.00 | 26.23 | 8.96 | 16.28 | 354mm |
| pluies (%) | 12.5 | 9.86 | 11.25 | 7.24 | 6.9 | 7.33 | 9.4 | 9.68 | 11.3 | 7.41 | 2.53 | 4.6 | 100% |

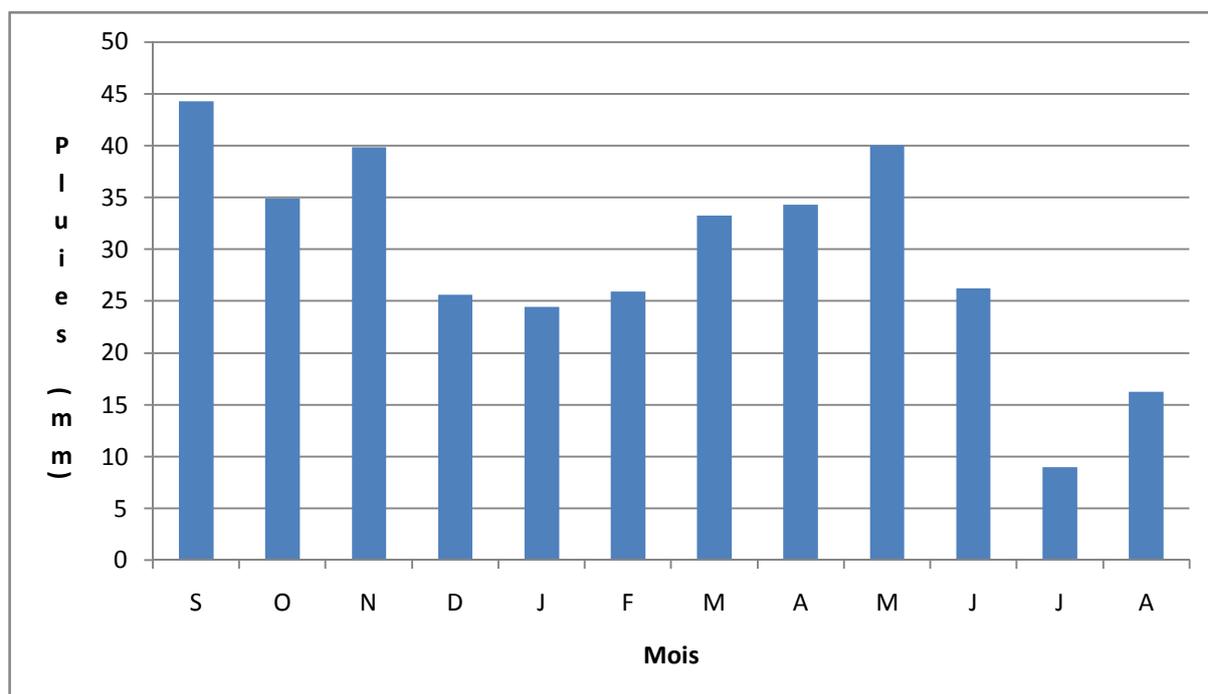


Figure .III.8 : Répartition mensuelle de la précipitation

III.2. Les précipitations maximales journalières :

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

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes ;

Classer la série des précipitations par ordre croissant ;

Calcul de la fréquence expérimentale ;

Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée ;

Ajuster graphiquement la loi choisie ;

Calculer le quantile et son intervalle de confiance

Les caractéristiques de la série sont représentées dans Ce tableau

Tableau.III.13 : Caractéristiques de la série avec N=31 ans

| caractéristiques | Formules | valeurs |
|--|--|----------|
| La somme des $P_{\max j}$ en (mm) | $\sum_{i=1}^{N=31} Xi$ | 1317.5mm |
| la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm) | $\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=31} Xi}{n}$ | 42.5mm |
| L'écart type « σ_x » ; Pour $n > 30$ ans | $\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{31} (X_i - 42.5)^2}{30}} \right]$ | 19.22mm |
| Coefficient de variation « Cv » : | $C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$ | 0,45 |
| L'exposant climatique : | $b=0.22$ | |

Remarque :

L'exposant climatique pour notre région ($b=0.22$) est donné par l'ARNH d'Alger

III.2.1 : Choix de la loi d'ajustement.

III.2.1.1 : Pluies maximales journalières :

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger l'ouvrage.

III.2.1.2 : Ajustement des pluies maximales journalières :

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont

été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée (B.Touabia, 2001).

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide de deux logiciels « HYDROLAB » et « HYFRAN » disponible au centre de calcul de l'E.N.S.H.

• **Ajustement à la loi de GUMBEL (maximum de vraisemblance) :**

L'équation de la droite de GUMBEL:

$$P_{\max j} = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \quad (III.23)$$

y:variable de la droite de GUMBEL:

$$y = -[\ln (-\ln (F(x)))] \quad (III.24)$$

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{N} \quad (III.25)$$

Ou :

m: l'ordre de classement;

n: taille de l'échantillon;

Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau N°III.14: Ajustement a la loi de GUMBEL

| T (ans) | q | Xt | Ecart type | Les intervalles de confiance | |
|------------|--------|------|------------|------------------------------|------|
| | | | | | |
| 1000.0 | 0.9990 | 131 | 14.9 | 102 | 160 |
| 200.0 | 0.9950 | 108 | 11.8 | 85.3 | 131 |
| 100.0 | 0.9900 | 98.6 | 10.4 | 78.2 | 119 |
| 50.0 | 0.9800 | 88.8 | 9.03 | 71.1 | 106 |
| 20.0 | 0.9500 | 75.7 | 7.24 | 61.5 | 89.9 |
| 10.0 | 0.9000 | 65.6 | 5.90 | 54.0 | 77.1 |
| 5.0 | 0.8000 | 55.0 | 4.57 | 46.1 | 64.0 |
| 3.0 | 0.6667 | 46.6 | 3.63 | 39.5 | 53.8 |
| 2.0 | 0.5000 | 39.1 | 2.95 | 33.3 | 44.9 |

Le nombre d'observation : 31.

U=33.959

Et : q=F(x) (probabilités au non dépassement)

La période de retour : T=1/(1-q)

Xt :la précipitation pour une période de retour donnée

-Résultats de l'ajustement à la loi de LOG NORMALE (maximum de vraisemblance) :

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

$$F (X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad \text{III.26}$$

Ou : $u = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma_x}$ (variable réduite de GAUSS)

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

$$\text{Log } x(p \%) = \overline{\text{Log } x} + .\text{Log } u(p \%)$$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{42} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \quad \text{III.27}$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « GALTON » sont résumées dans le tableau (III.15).

| T (ans) | q | Xt | Ecart type | Les intervalles de confiance | |
|------------|--------|------|------------|------------------------------|------|
| | | | | | |
| 1000.0 | 0.9990 | 145 | 27.2 | 92.1 | 199 |
| 200.0 | 0.9950 | 117 | 18.9 | 79.8 | 154 |
| 100.0 | 0.9900 | 105 | 15.7 | 74.2 | 136 |
| 50.0 | 0.9800 | 93.4 | 12.8 | 68.4 | 118 |
| 20.0 | 0.9500 | 78.4 | 9.32 | 60.2 | 96.7 |
| 10.0 | 0.9000 | 67.2 | 7.01 | 53.4 | 80.9 |
| 5.0 | 0.8000 | 55.6 | 4.99 | 45.9 | 65.4 |
| 3.0 | 0.6667 | 46.7 | 3.75 | 39.3 | 54.0 |
| 2.0 | 0.5000 | 38.8 | 2.98 | 33.0 | 44.7 |

Le nombre d'observation : 31

Mu=3.659 Sigma=0.427

Et : q=F(x) (probabilités au non dépassement)

La période de retour : T=1/ (1-q)

-Résultats de l'ajustement à la loi NORMALE (maximum de vraisemblance) :

Et : $q=F(x)$ (probabilités au non dépassement)

La période de retour : $T=1/(1-q)$

TABLEAU III 16

| T (ans) | q | Xt | Ecart type | Les intervalles de confiance | |
|------------|---------------|-------------|-------------|------------------------------|-------------|
| | | | | | |
| 1000.0 | 0.9990 | 102 | 8.41 | 85.4 | 118 |
| 200.0 | 0.9950 | 92.0 | 7.27 | 77.8 | 106 |
| 100.0 | 0.9900 | 87.2 | 6.73 | 74.0 | 100 |
| 50.0 | 0.9800 | 82.0 | 6.16 | 69.9 | 94.1 |
| 20.0 | 0.9500 | 74.1 | 5.35 | 63.6 | 84.6 |
| 10.0 | 0.9000 | 67.1 | 4.69 | 57.9 | 76.3 |
| 5.0 | 0.8000 | 58.7 | 4.03 | 50.8 | 66.6 |
| 3.0 | 0.6667 | 50.8 | 3.61 | 43.7 | 57.9 |
| 2.0 | 0.5000 | 42.5 | 3.45 | 35.7 | 49.3 |

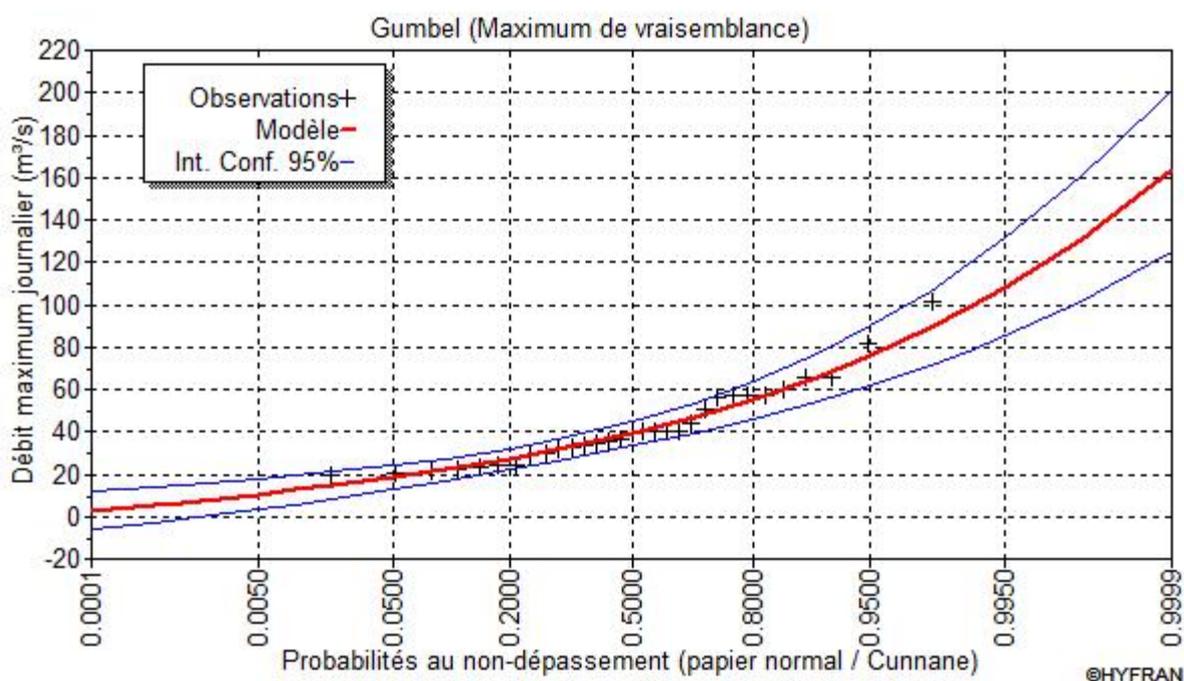


FIG III :9 :GUMBEL(Maximum de vraisemblance)

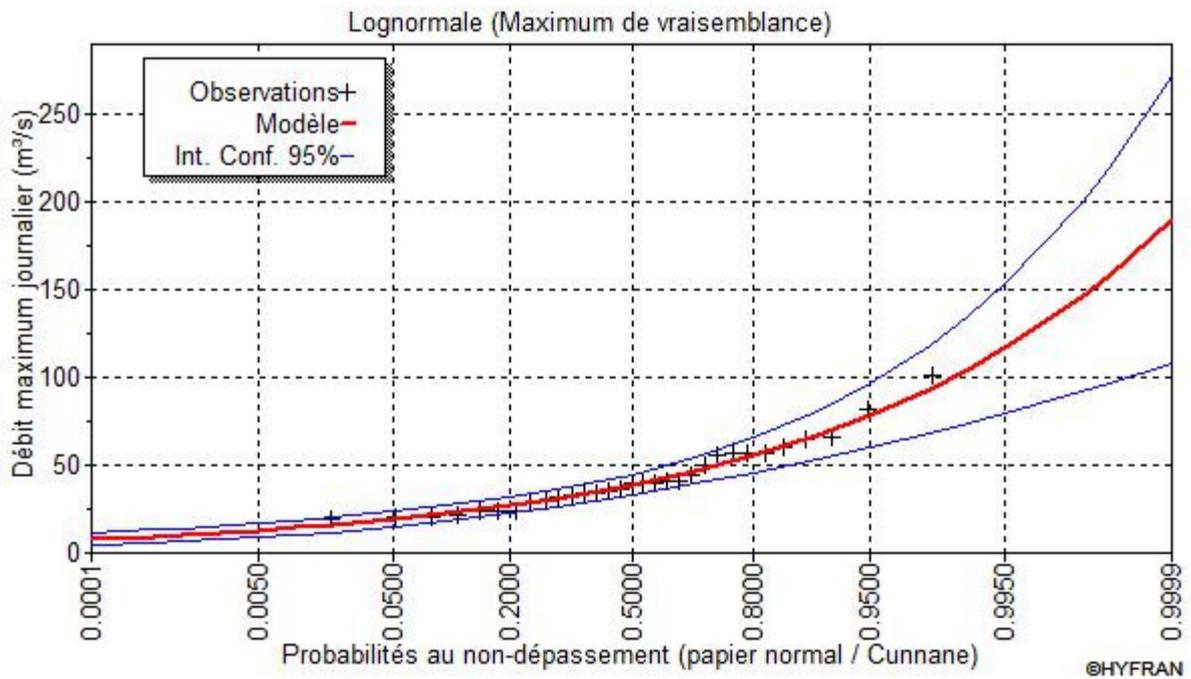


FIG :10 Lognormale(Maximum de vraisemblance)

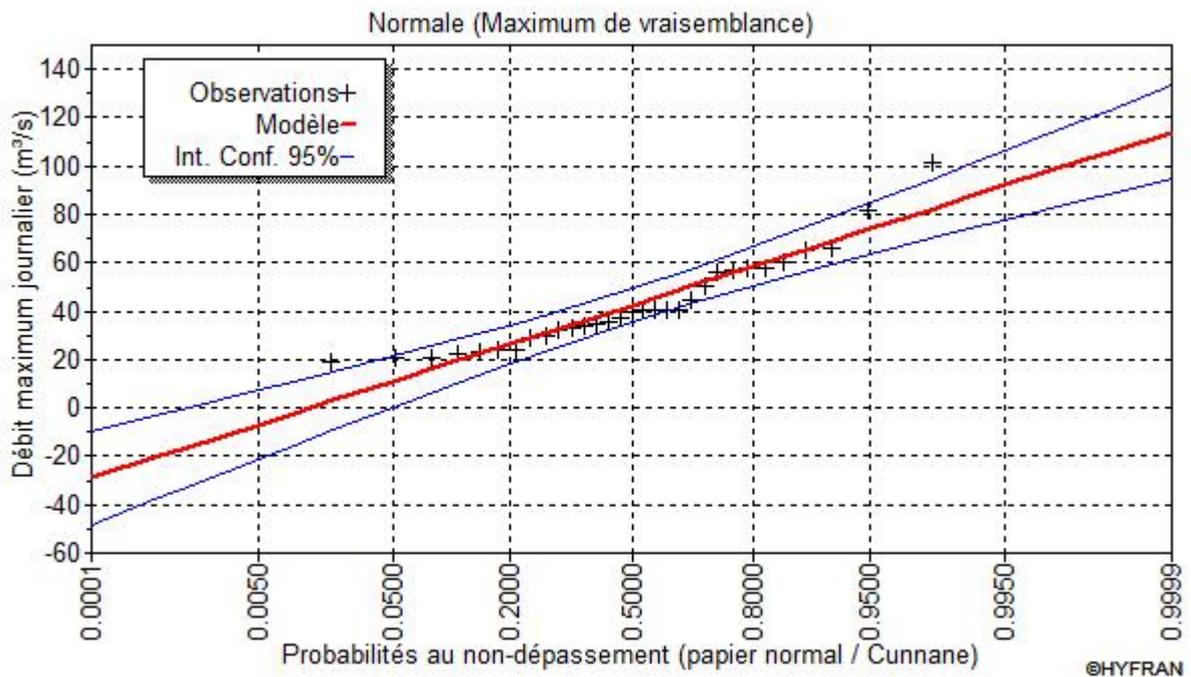


FIG : 11 :Normale(Maximum de vraisemblance)

- Ajustement à la loi de Gumbel avec "Hydrolab" :

C'est la loi à double exponentielle, elle est la plus utilisée pour les ajustements des pluies maximales journalières.

La répartition de la loi de Gumbel s'écrit :

$$F(x_i) = e^{-e^{-\alpha(x-x_0)}}$$

Les paramètres statistiques de l'échantillon sont :

Tableau III.17 : Les paramètres statiques de l'échantillon.

| Paramètre | Quantité |
|--------------------------|----------|
| Moyenne [mm] | 42,5 |
| Ecart type [mm] | 19,22 |
| Coefficient de variation | 0,45 |
| Coefficient d'asymétrie | ---- |

L'équation de la droite de GALTON s'écrit donc : $Log P_{j_{max}} = \overline{\log P_{j_{max}}} + \sigma_{\log} U_{P\%}$

Avec : $U_{P\%}$: variable de GAUSS pour différentes fréquences.

***Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL :**

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/a)y + x_0 \quad (III.28)$$

Avec :

$(1 / A)$: la pente de la droite de GUMBEL

$$\frac{1}{a} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi} \right) \sigma_x = (0,78)(19.22) = 14.99 \text{ mm}$$

et x_0 représente l'ordonnée à l'origine

$$x_0 = \bar{x} - \frac{1}{a} \bar{y} \quad (III.29)$$

\bar{y} : Moyenne de la variable réduite de GUMBEL

$$y = \frac{\sum_{i=1}^{N=29} y}{N} = 0,568 \text{ mm}$$

$$x_0 = 42.5 - (14.99).(0,153) = 33,99$$

Donc la droite de GUMBEL devient :

$$x = 14.99 y + 33,99$$

L'équation de la droite de Gumbel s'écrit donc :

$$Y = -\log[-\log(F(x))] \quad P_{\max,j,p\%} = 14.99 y + 40.21 \quad \text{D'ou :}$$

Y : Variable réduite de Gumbel;

F(x) : Fréquence au non dépassement.

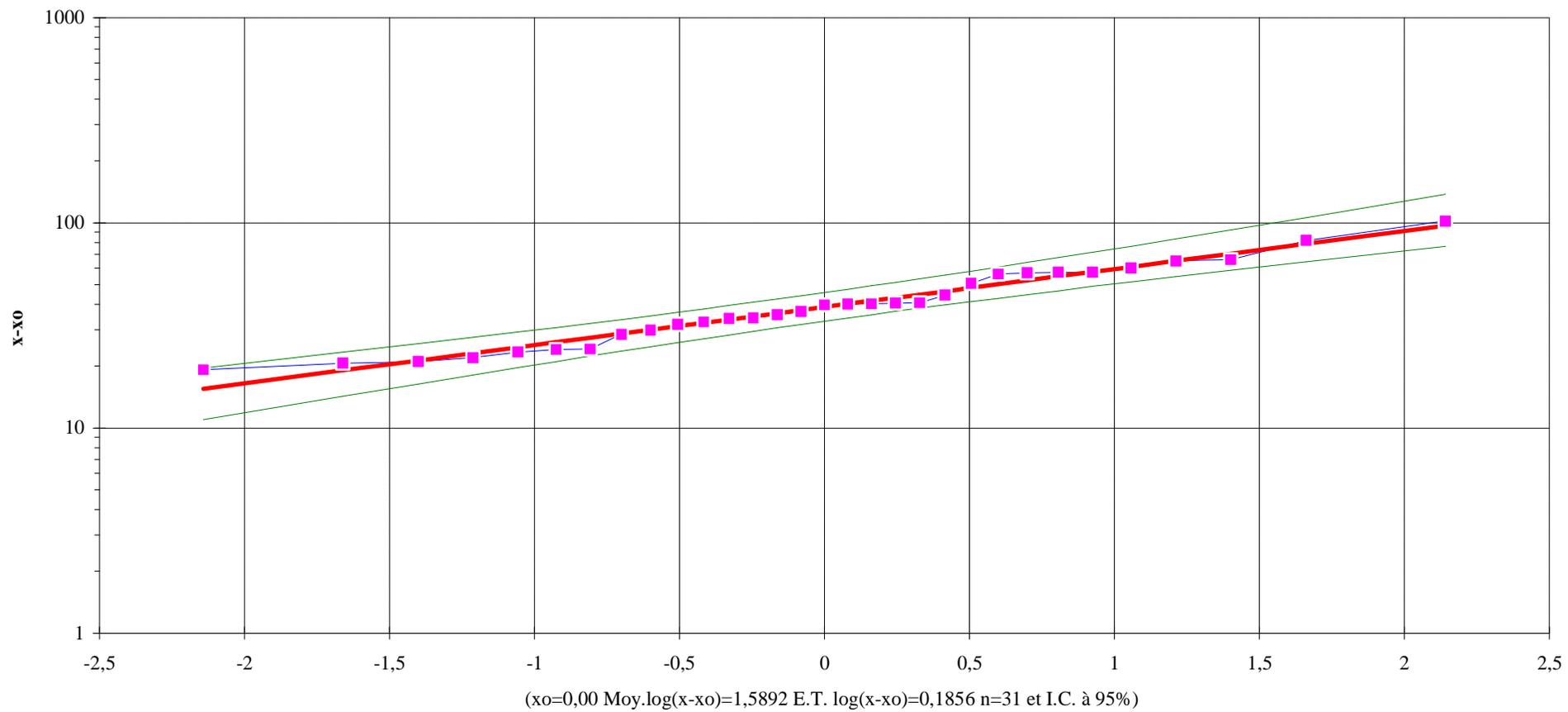
Les résultats des ajustements des pluies sont présentés dans le Tableau III.15.

Tableau III.18: Ajustement a la loi de Gumbel.

| m | P _i (mm) | P _i classé ↗ | F(x) | Y | P _{max;j} (mm) |
|----|---------------------|-------------------------|-------|--------|-------------------------|
| 1 | 40,7 | 19,2 | 0,014 | -1,46 | 18,331 |
| 2 | 50,5 | 20,7 | 0,041 | -1,165 | 22,749 |
| 3 | 56,8 | 21 | 0,068 | -0,991 | 25,351 |
| 4 | 57,4 | 22 | 0,095 | -0,858 | 27,350 |
| 5 | 40,6 | 23,4 | 0,122 | -0,745 | 29,04 |
| 6 | 44,4 | 24,1 | 0,149 | -0,645 | 30,540 |
| 7 | 20,7 | 24,2 | 0,176 | -0,554 | 31,914 |
| 8 | 34,1 | 28,6 | 0,203 | -0,468 | 33,202 |
| 9 | 57,4 | 29,9 | 0,23 | -0,386 | 34,426 |
| 10 | 34,3 | 32 | 0,257 | -0,307 | 35,605 |
| 11 | 40,2 | 32,8 | 0,284 | -0,231 | 36,751 |
| 12 | 24,1 | 34,1 | 0,311 | -0,156 | 37,875 |
| 13 | 36,8 | 34,3 | 0,338 | -0,082 | 38,985 |
| 14 | 23,4 | 35,5 | 0,365 | -0,008 | 40,087 |
| 15 | 28,6 | 36,8 | 0,392 | 0,065 | 41,189 |
| 16 | 35,5 | 39,7 | 0,419 | 0,139 | 42,297 |
| 17 | 32,8 | 40,1 | 0,446 | 0,214 | 43,414 |
| 18 | 60 | 40,2 | 0,473 | 0,289 | 44,548 |
| 19 | 101,7 | 40,6 | 0,5 | 0,367 | 45,704 |
| 20 | 39,7 | 40,7 | 0,527 | 0,446 | 46,888 |
| 21 | 65,2 | 44,4 | 0,554 | 0,527 | 48,107 |
| 22 | 19,2 | 50,5 | 0,581 | 0,611 | 49,367 |
| 23 | 24,2 | 56,2 | 0,608 | 0,698 | 50,678 |
| 24 | 22 | 56,8 | 0,635 | 0,79 | 52,05 |
| 25 | 40,1 | 57,4 | 0,662 | 0,886 | 53,493 |
| 26 | 66 | 57,4 | 0,689 | 0,988 | 55,023 |
| 27 | 21 | 60 | 0,716 | 1,097 | 56,658 |
| 28 | 56,2 | 65,2 | 0,743 | 1,215 | 58,422 |
| 29 | 29,9 | 66 | 0,770 | 1,343 | 60,344 |
| 30 | 82 | 82 | 0,797 | 1,488 | 62,468 |
| 31 | 32 | 101,7 | 0,824 | 1,644 | 64,855 |

Les résultats des ajustements des pluies maximales journalières pour les différentes périodes de retour (1000, 100, 20 et 10 ans) sont présentés dans le Tableau III. 18.

Ajustement à une loi Log-normale



Ajustement à une loi de Gumbel

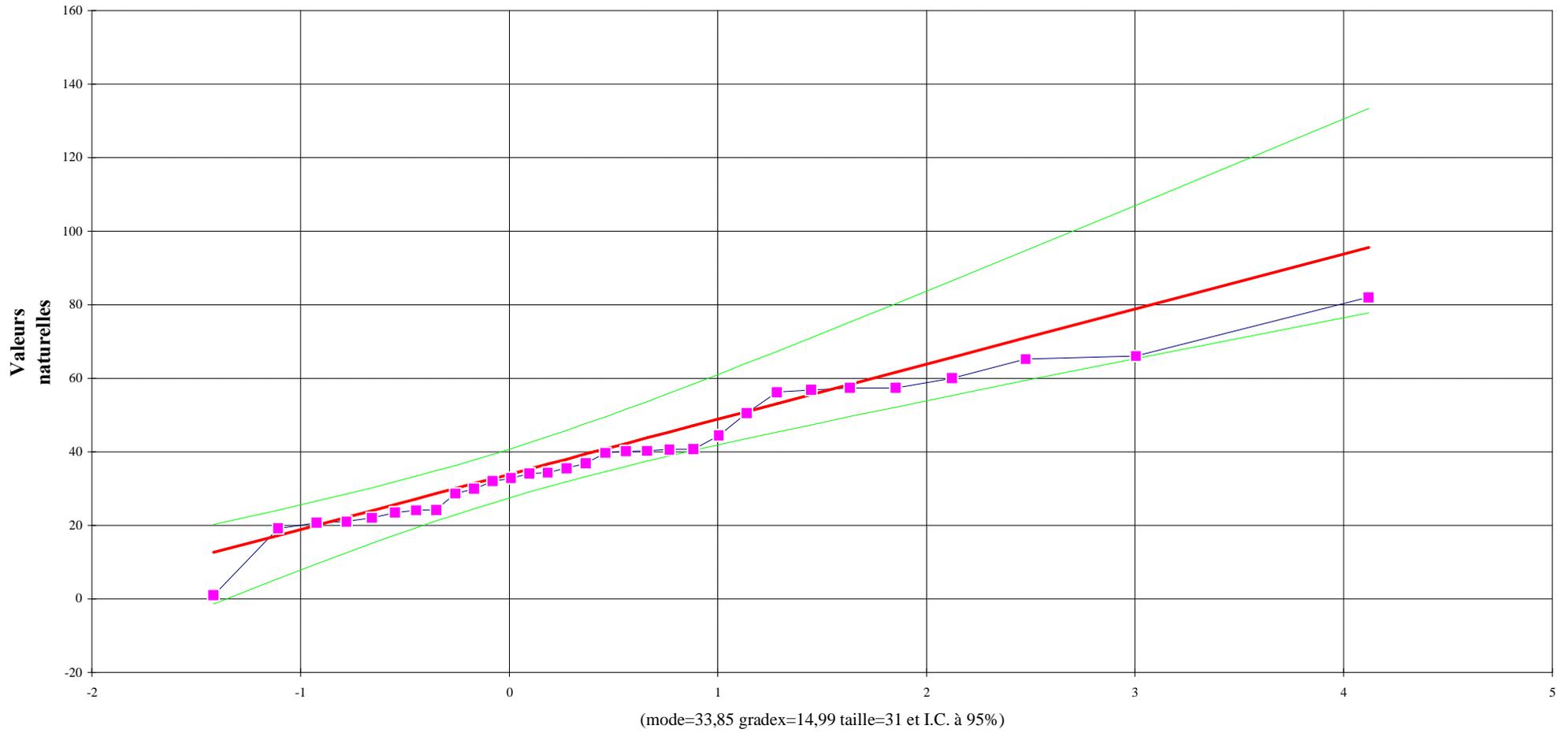


TABLEAU III 19

**Ajustement à
une loi de
Gumbel**

Taille n= 31

Xo= 33,85

U

g= 14,99

I.C. à (en%)= 95

Gauss=

1,9604

| Valeurs de départ | Valeurs classées | Ordre de classement t | Fréquence expérimentale | Variable réduite | Valeur expérimentale | Valeur théorique | Borne inférieure | Borne supérieure |
|-------------------|------------------|-----------------------|-------------------------|------------------|----------------------|------------------|------------------|------------------|
| 19,2 | 19,2 | 1 | 0,016 | -1,418 | 19,2 | 12,59737 | -1,3858 | 20,2695 |
| 20,7 | 20,7 | 2 | 0,048 | -1,108 | 20,7 | 17,2375 | 5,48368 | 24,14732 |
| 21 | 21 | 3 | 0,081 | -0,923 | 21 | 20,00696 | 9,48777 | 26,55779 |
| 22 | 22 | 4 | 0,113 | -0,780 | 22 | 22,15767 | 12,5304 | 28,49662 |
| 23,4 | 23,4 | 5 | 0,145 | -0,657 | 23,4 | 23,99288 | 15,0696 | 30,20801 |
| 24,1 | 24,1 | 6 | 0,177 | -0,548 | 24,1 | 25,63887 | 17,2946 | 31,79547 |
| 24,2 | 24,2 | 7 | 0,210 | -0,446 | 24,2 | 27,16199 | 19,303 | 33,31484 |
| 28,6 | 28,6 | 8 | 0,242 | -0,350 | 28,6 | 28,60232 | 21,1528 | 34,80108 |
| 29,9 | 29,9 | 9 | 0,274 | -0,258 | 29,9 | 29,98659 | 22,8816 | 36,2785 |
| 32 | 32 | 10 | 0,306 | -0,168 | 32 | 31,33408 | 24,5156 | 37,76549 |
| 32,8 | 32,8 | 11 | 0,339 | -0,079 | 32,8 | 32,65966 | 26,0745 | 39,27687 |
| 34,1 | 34,1 | 12 | 0,371 | 0,008 | 34,1 | 33,97552 | 27,5738 | 40,82536 |
| 34,3 | 34,3 | 13 | 0,403 | 0,096 | 34,3 | 35,29228 | 29,0266 | 42,42241 |
| 35,5 | 35,5 | 14 | 0,435 | 0,185 | 35,5 | 36,61968 | 30,4446 | 44,07895 |
| 36,8 | 36,8 | 15 | 0,468 | 0,275 | 36,8 | 37,96718 | 31,8386 | 45,80595 |
| 39,7 | 39,7 | 16 | 0,500 | 0,367 | 39,7 | 39,3444 | 33,2195 | 47,61496 |
| 40,1 | 40,1 | 17 | 0,532 | 0,461 | 40,1 | 40,76155 | 34,598 | 49,5188 |
| 40,2 | 40,2 | 18 | 0,565 | 0,559 | 40,2 | 42,22999 | 35,9857 | 51,53225 |
| 40,6 | 40,6 | 19 | 0,597 | 0,661 | 40,6 | 43,76276 | 37,3952 | 53,67296 |
| 40,7 | 40,7 | 20 | 0,629 | 0,769 | 40,7 | 45,37533 | 38,8404 | 55,96267 |
| 44,4 | 44,4 | 21 | 0,661 | 0,883 | 44,4 | 47,08673 | 40,3382 | 58,42887 |
| 50,5 | 50,5 | 22 | 0,694 | 1,005 | 50,5 | 48,92106 | 41,9084 | 61,10725 |
| 56,2 | 56,2 | 23 | 0,726 | 1,138 | 56,2 | 50,90988 | 43,5766 | 64,04547 |
| 56,8 | 56,8 | 24 | 0,758 | 1,284 | 56,8 | 53,09607 | 45,3765 | 67,3092 |
| 57,4 | 57,4 | 25 | 0,790 | 1,447 | 57,4 | 55,54048 | 47,3548 | 70,99258 |
| 57,4 | 57,4 | 26 | 0,823 | 1,633 | 57,4 | 58,33407 | 49,5805 | 75,23734 |
| 60 | 60 | 27 | 0,855 | 1,853 | 60 | 61,62239 | 52,1627 | 80,2714 |
| 65,2 | 65,2 | 28 | 0,887 | 2,122 | 65,2 | 65,66134 | 55,2923 | 86,49669 |
| 66 | 66 | 29 | 0,919 | 2,476 | 66 | 70,96889 | 59,3538 | 94,7285 |
| 82 | 82 | 30 | 0,952 | 3,004 | 82 | 78,88277 | 65,3368 | 107,0754 |
| 101,7 | 101,7 | 31 | 0,984 | 4,119 | 101,7 | 95,6016 | 77,8154 | 133,3204 |

| Fréquence | U.Gumbel | Val.théo. | Borne inf. | Borne sup. | Valeur | Fréq. théo. | Pér. Ret. |
|-----------|----------|-----------|------------|------------|--------|-------------|-----------|
| 0,999 | 6,907 | 137,403 | 108,641 | 199,314 | ? | ##### | ##### |

TABLEAU III 20 :

Ajustement à une loi Log-normale

Taille n= 31 Moy.log(x-xo)= 1,589228686
 E.T. log(x-xo)= 0,185562047 I.C. à (en%)= 95 U Gauss= 1,960
 xo= 0

| Valeurs de départ | Valeurs classées | Ordre de classement | Fréquence expérimentale | Variable réduite | Valeur expérimentale | Valeur théorique | Borne inférieure | Borne supérieure |
|-------------------|------------------|---------------------|-------------------------|------------------|----------------------|------------------|------------------|------------------|
| 19,2 | 19,2 | 1 | 0,016 | -2,142 | 19,2 | 15,5533 | 10,9435 | 19,586788 |
| 20,7 | 20,7 | 2 | 0,048 | -1,661 | 20,7 | 19,0985 | 14,2293 | 23,338689 |
| 21 | 21 | 3 | 0,081 | -1,401 | 21 | 21,3431 | 16,3694 | 25,711267 |
| 22 | 22 | 4 | 0,113 | -1,211 | 22 | 23,1444 | 18,1084 | 27,625132 |
| 23,4 | 23,4 | 5 | 0,145 | -1,057 | 23,4 | 24,7178 | 19,6369 | 29,309931 |
| 24,1 | 24,1 | 6 | 0,177 | -0,925 | 24,1 | 26,1551 | 21,0367 | 30,863487 |
| 24,2 | 24,2 | 7 | 0,210 | -0,807 | 24,2 | 27,5052 | 22,3517 | 32,338516 |
| 28,6 | 28,6 | 8 | 0,242 | -0,700 | 28,6 | 28,7986 | 23,6088 | 33,767908 |
| 29,9 | 29,9 | 9 | 0,274 | -0,600 | 29,9 | 30,0555 | 24,8261 | 35,174527 |
| 32 | 32 | 10 | 0,306 | -0,506 | 32 | 31,2912 | 26,0168 | 36,57574 |
| 32,8 | 32,8 | 11 | 0,339 | -0,416 | 32,8 | 32,5176 | 27,191 | 37,985796 |
| 34,1 | 34,1 | 12 | 0,371 | -0,329 | 34,1 | 33,7448 | 28,3571 | 39,417215 |
| 34,3 | 34,3 | 13 | 0,403 | -0,245 | 34,3 | 34,9817 | 29,5225 | 40,881697 |
| 35,5 | 35,5 | 14 | 0,435 | -0,162 | 35,5 | 36,2368 | 30,6939 | 42,390777 |
| 36,8 | 36,8 | 15 | 0,468 | -0,081 | 36,8 | 37,5185 | 31,8778 | 43,956377 |
| 39,7 | 39,7 | 16 | 0,500 | 0,000 | 39,7 | 38,8355 | 33,0807 | 45,59132 |
| 40,1 | 40,1 | 17 | 0,532 | 0,081 | 40,1 | 40,1987 | 34,3112 | 47,31178 |
| 40,2 | 40,2 | 18 | 0,565 | 0,162 | 40,2 | 41,6205 | 35,5784 | 49,13659 |
| 40,6 | 40,6 | 19 | 0,597 | 0,245 | 40,6 | 43,1138 | 36,8917 | 51,086204 |
| 40,7 | 40,7 | 20 | 0,629 | 0,329 | 40,7 | 44,6942 | 38,2623 | 53,185716 |
| 44,4 | 44,4 | 21 | 0,661 | 0,416 | 44,4 | 46,3808 | 39,7042 | 55,466717 |
| 50,5 | 50,5 | 22 | 0,694 | 0,506 | 50,5 | 48,1987 | 41,2348 | 57,970077 |
| 56,2 | 56,2 | 23 | 0,726 | 0,600 | 56,2 | 50,1803 | 42,8775 | 60,750299 |
| 56,8 | 56,8 | 24 | 0,758 | 0,700 | 56,8 | 52,3705 | 44,6635 | 63,882652 |
| 57,4 | 57,4 | 25 | 0,790 | 0,807 | 57,4 | 54,833 | 46,6377 | 67,475537 |
| 57,4 | 57,4 | 26 | 0,823 | 0,925 | 57,4 | 57,6636 | 48,8666 | 71,693517 |
| 60 | 60 | 27 | 0,855 | 1,057 | 60 | 61,0165 | 51,4568 | 76,804284 |
| 65,2 | 65,2 | 28 | 0,887 | 1,211 | 65,2 | 65,1646 | 54,595 | 83,287234 |
| 66 | 66 | 29 | 0,919 | 1,401 | 66 | 70,6643 | 58,6589 | 92,135067 |
| 82 | 82 | 30 | 0,952 | 1,661 | 82 | 78,9693 | 64,6221 | 105,99206 |
| 101,7 | 101,7 | 31 | 0,984 | 2,142 | 101,7 | 96,9697 | 77,0006 | 137,8165 |

| Fréquence | U de Gauss | Valeur théo. | Borne inf. | Borne sup. | Valeur | Fréq. théo. | Pér. Ret. |
|-----------|------------|--------------|------------|-------------|--------|-------------|-----------|
| 0,999 | 3,091 | 145,4495279 | 107,9479 | 233,3484771 | ? | ##### | ##### |

On a remarqué que notre série s'ajuste mieux avec la loi de gumbel(IFRAN)

III-2-2 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences:

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

$$P_{tc} = P_{\max j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (III-30)$$

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

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

t : temps en heure.

b : exposant climatique ($b = 0.22$).

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

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \quad (III-31)$$

Les résultats de calcul sont exposés dans le tableau III-18:

Tableau: les précipitations des différent fréquence.

| | | | | | | |
|------------------------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|
| Période de Retour (an) | 1000 | 100 | 50 | 20 | 10 | 5 |
| Fréquence | 0.999 | 0.990 | 0.980 | 0.950 | 0.900 | 0.800 |
| $P_{\max j}$ (mm) | 137.40 | 102.82 | 92.35 | 78.38 | 67.59 | 56.34 |

| | | Fréquence | | | | | | | | | | | |
|-----------|-------|----------------------------|--------------------------|----------------------------|--------------------------|----------------------------|--------------------------|----------------------------|--------------------------|----------------------------|--------------------------|----------------------------|--------------------------|
| | | 0,999 | | 0,99 | | 0,98 | | 0,95 | | 0,9 | | 0,8 | |
| | | P _{max t} (mm) | I ₀ (mm/h) |
| Temps (h) | 1 | 68,29 | 68,29 | 51,10 | 51,10 | 45,90 | 45,90 | 38,95 | 38,95 | 33,59 | 33,59 | 28,00 | 28,00 |
| | 2,78 | 85,51 | 30,76 | 63,99 | 23,02 | 57,48 | 20,67 | 48,78 | 17,55 | 42,07 | 15,13 | 35,06 | 12,61 |
| | 4 | 92,64 | 23,16 | 69,32 | 17,33 | 62,26 | 15,57 | 52,85 | 13,21 | 45,57 | 11,39 | 37,99 | 9,50 |
| | 6 | 101,28 | 16,88 | 75,79 | 12,63 | 68,07 | 11,35 | 57,78 | 9,63 | 49,82 | 8,30 | 41,53 | 6,92 |
| | 8 | 107,90 | 13,49 | 80,74 | 10,09 | 72,52 | 9,07 | 61,55 | 7,69 | 53,08 | 6,63 | 44,24 | 5,53 |
| | 10 | 113,33 | 11,33 | 84,81 | 8,48 | 76,17 | 7,62 | 64,65 | 6,46 | 55,75 | 5,57 | 46,47 | 4,65 |
| | 12 | 117,97 | 9,83 | 88,28 | 7,36 | 79,29 | 6,61 | 67,29 | 5,61 | 58,03 | 4,84 | 48,37 | 4,03 |
| | 16 | 125,67 | 7,85 | 94,05 | 5,88 | 84,47 | 5,28 | 71,69 | 4,48 | 61,82 | 3,86 | 51,53 | 3,22 |
| | 20 | 132,00 | 6,60 | 98,78 | 4,94 | 88,72 | 4,44 | 75,30 | 3,76 | 64,93 | 3,25 | 54,12 | 2,71 |
| | 22 | 134,79 | 6,13 | 100,87 | 4,59 | 90,60 | 4,12 | 76,89 | 3,50 | 66,31 | 3,01 | 55,27 | 2,51 |
| 24 | 137,4 | 5,73 | 102,82 | 4,28 | 92,35 | 3,85 | 78,38 | 3,27 | 67,59 | 2,82 | 56,34 | 2,35 | |

Tableau III-22 Pluies de courtes durées et leur intensité

Figure III.14 Courbes des pluies de courte durée

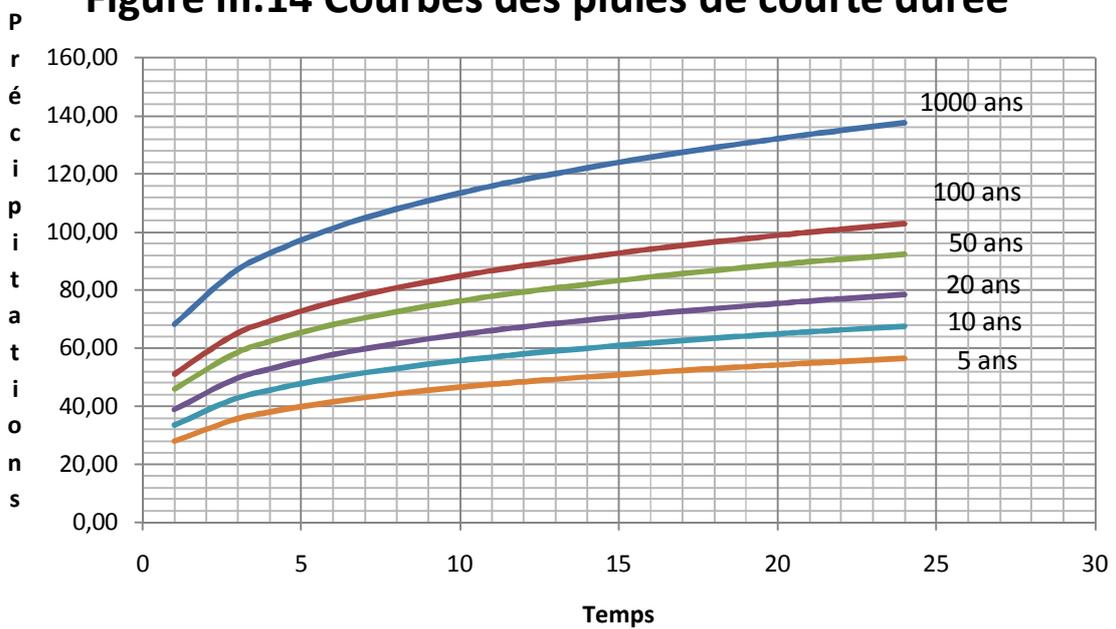
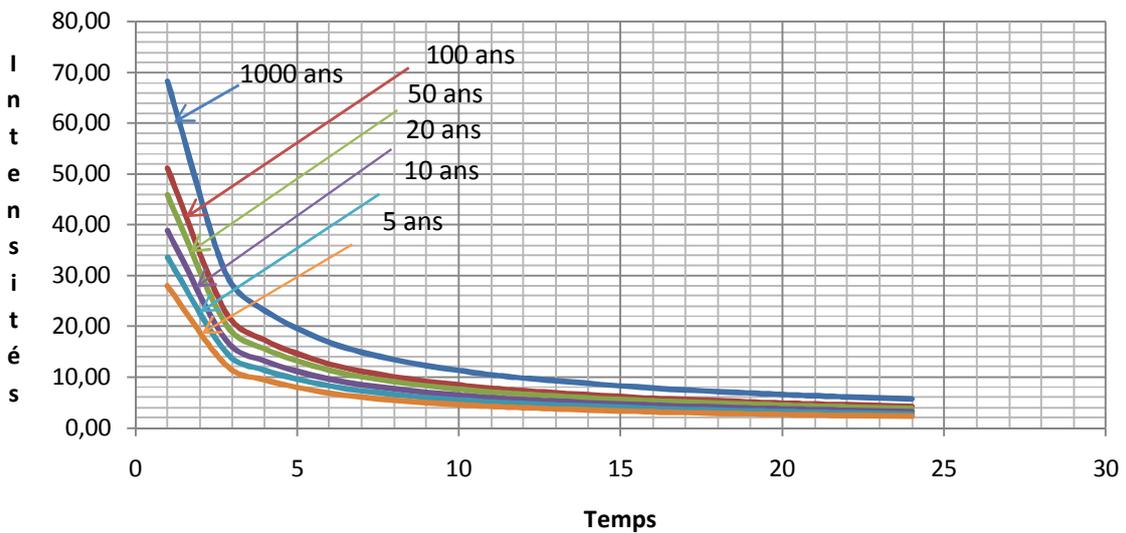


Figure III.15 Courbes (Intensité-Frequence-durée)



III.3.1 Apport moyen interannuel :

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

A) Formule de l'ANRH [3] :

On a :

$$A_{\text{moy}} = 0,915 \cdot P_{\text{moy}}^{2,684} \cdot S^{0,842} \quad [10^6 \text{ m}^3] \quad \text{í í í í í í í í} \quad (\text{III.32})$$

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

S : Superficie du bassin versant [Km²].

AN :

$$A_0 = 0,915 \cdot 354 \cdot 0^{2,684} \cdot 47,861^{0,842} = 1,46 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

B) Formule de MEDINGUER [3] :

On a :

$$L_e = 1,024 (P_{\text{moy}} - 0,26)^2 \quad \text{í í í í í í í í} \quad (\text{III.33})$$

L_e : Lamme d'eau écoulée [mm].

P : Pluie moyenne annuelle [m].

AN :

$$L_e = 9,05 \text{ mm}$$

On a encore :

$$A_0 = L_e \cdot S = 0,43 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

C) Formule de TURC [3] :

$$L_e = P_{\text{moy}} - D \quad \text{í í í í í í í í} \quad (\text{III.34})$$

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

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

$$D = \left(\frac{P_{\text{moy}}}{\sqrt{0,9 + \left(\frac{P_{\text{moy}}}{L} \right)^2}} \right) \quad \text{í í í í í í í í} \quad (\text{III.35})$$

L : Variable théorique tel que :

$$L = 300 + 25 T_{\text{moy}} + 0,05 (T_{\text{moy}})^3$$

T_{moy} : Température moyenne annuelle.

A.N :

$$L = 300 + 25 \cdot 15,9 + 0,05(15,9)^3 = 898,48 \Rightarrow D = 342,95 \text{ mm}$$

$$L_e = 11,05 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad A_0 = 0,53 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

D) Formule de SAMIE [3] :

$$L_e = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) \quad (III.36)$$

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

S : Surface du bassin versant en [km²] ;

L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].

A.N :

$$L_e = 34,81 \text{ mm}$$

$$A_0 = L_e \cdot S = 1,67 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

E) Formule de Deri II [3] :

$$A_0 = 0,513 \cdot P_{\text{moy}}^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842} \quad [10^6 \text{ m}^3] \quad (III.38)$$

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

S : Superficie du bassin versant [Km²].

D_d : Densité de drainage [km/km²].

A.N :

$$A_0 = 1,51 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau N° III.18.

Tableau III.23: l'Apport moyenne interannuelle.

| Formule | A_0 (M m ³) |
|------------------|---------------------------|
| ANRH | 1.46 |
| MEDINGUER | 0.43 |
| TURC | 0.53 |
| SAMIE | 1.67 |
| Deri II | 1.51 |

On opte pour la valeur moyenne entre les 3 méthodes "Samie, ANRH et Deri II " par ce que les deux autres méthodes Turc et Medinguer et loin de ces 3 valeurs et on prend la valeur proche de moyenne :

$$A_{\text{moy}} = \frac{1.46 + 1.51 + 1.67}{3} = 1.54 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$A_0 = 1,51 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

III-3-2 Répartition mensuelle de l'apport moyen:

La distribution des apports mensuels en pourcentage de l'apport interannuelle a été établit sur la base de la répartition mensuelle de la pluviométrie en question étant génératrice des apports de l'oued. Cette technique d'adoption de la répartition mensuelle de la pluie a été considérée en raison de l'absence d'informations hydrométriques au niveau de l'oued concerné.

Le calcul se fait par la formule suivante:

$$Q_m = P_m \cdot C_e \cdot S \quad (III-39)$$

C_e : coefficient d'écoulement.

P_m : pluie mensuelle.

L_e : lame écoulée.

P : pluie moyenne annuelle.

S : surface du bassin versant (Km²).

Q_m : apport liquide mensuel (hm³).

La répartition est donnée par le tableau suivant et la fig III-15

Tableau III-24 Répartition mensuelle de l'apport moyen.

| Mois | S | O | N | D | J | F | M | A | M | J | J | A | Année |
|---------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Apport (hm ³) | 0,146 | 0,107 | 0,176 | 0,201 | 0,245 | 0,27 | 0,366 | 0,291 | 0,232 | 0,165 | 0,113 | 0,114 | 2,426 |
| Pourcentage % | 6.03 | 4.42 | 7.26 | 8.28 | 10.13 | 11.11 | 15.09 | 11.96 | 9.58 | 6.79 | 4.66 | 4.70 | 100 |

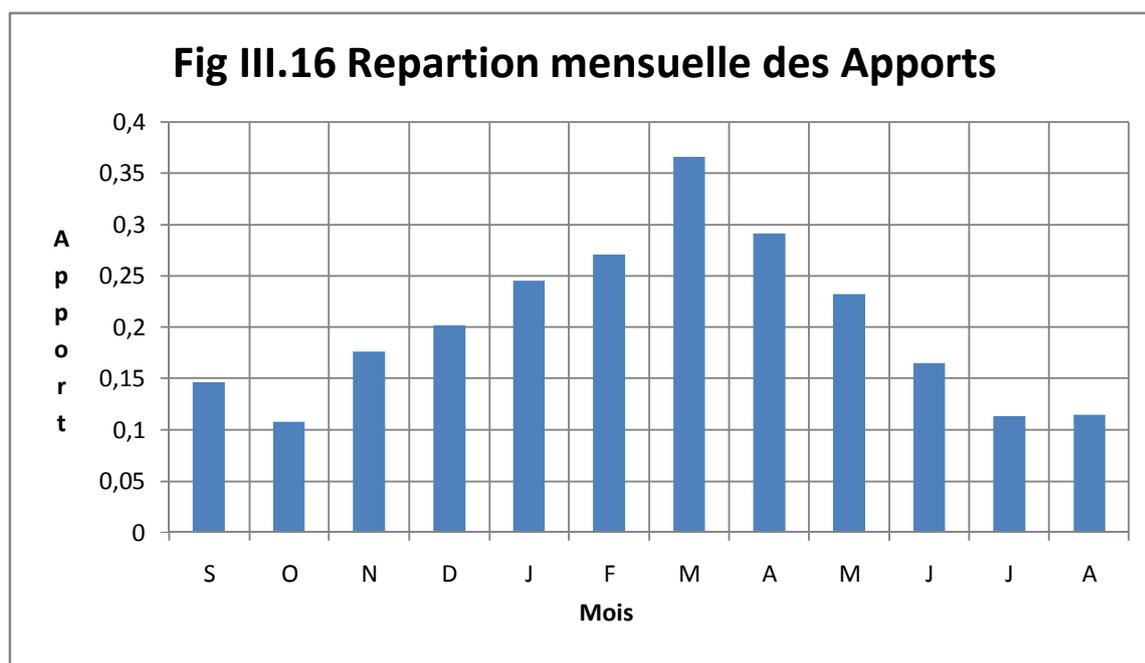


FIG III-16 : Répartition mensuelle des apports

III.3.3 Caractéristiques de l'écoulement :

a) Module de l'écoulement (M_e) [3] :

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \quad (III.40)$$

A_0 : Apport moyen annuel [litres].

T : Temps d'une année en [secondes] " $T = 31,536 \cdot 10^6$ secondes".

AN :

$$M_e = \frac{1.51 \cdot 10^9}{31,536 \cdot 10^6} = 47.881/s$$

b) Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M_0) [3] :

On a :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \quad (III.41)$$

M_0 : Module de l'écoulement ([l/s]).

S : Superficie du bassin [Km²].

AN :

$$M_0 = \frac{47.88}{47.861} = 1.00 \text{ l/s/km}^2$$

c) Lamme d'eau écoulée [3] :

On a :

$$L_e = \frac{A_0}{S} \quad (III.42)$$

S : Superficie du bassin.

AN :

$$L_e = \frac{1.51 \cdot 10^6}{47.861 \cdot 10^6} = 0,03155 \text{ m} = 31.55 \text{ mm}$$

d) Coefficient de l'écoulement [3] :

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{\text{moy}}} \quad (III.43)$$

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

L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].

AN :

$$C_e = 0.09$$

e) Coefficient de variation :

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

-Formule de SOKOLOVSKY [4] :

On a :

$$C_v = a - 0,063 \log_{10} (S + 1) \quad (III.44)$$

Avec :

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

M_0 : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

A.N :

$$C_v = 0,67$$

-Formule de OURKGUIPROVODKHOZ [4] :

$$C_v = \frac{0,7}{M_0^{-0,127}} \quad \text{III.45)}$$

M : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

A.N :

$$C_v = 0,70$$

-Formule de L'ANTONOV [4] :

$$C_v = \frac{0,7}{(S + 1000)^{0,097}} \quad \text{III.46}$$

S : Superficie du bassin en [km²].

AN :

$$C_v = \frac{0,7}{(47,861 + 1000)^{0,097}} = 0,36$$

-Formule de KRISTEKLY MENKEL [4]:

$$C_v = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})} \quad \text{III.47}$$

M_0 : module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

S : Superficie du bassin en [km²].

AN :

$$C_v = 0,66$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau N° III.19.

Tableau III.25 : récapitulatif des résultats des coefficients des variantes.

| Formule | C_v |
|-------------------|-------|
| SOKOLOVSKY | 0,67 |
| OURKGUIPROVODKHOZ | 0,70 |
| L'ANTONOV | 0,36 |
| KRISTEKLY MENKEL | 0,66 |

Coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc

$$C_{v,moy} = \frac{0,67 + 0,7 + 0,36 + 0,66}{4} = 0,60$$

On prend le coefficient proche de moyenne donc :

$C_v = 0,66$

III-3-4 Les apports fréquentiels:

Donc la distribution des apports fréquentiels sera régie par l'équation:

$$A_{(\%)} = \frac{A}{(C_v^2 + 1)^{1/2}} \cdot e^{U(\log(C_v + 1))^{1/2}} \quad (III-48)$$

$A_{\%}$: apport de fréquence donnée.

U:variable réduite de Gauss.

Les calculs des apports fréquentiels a conduit au tableau suivant:

Tableau III-26 Apports fréquentiels

| Fréquence | Variable de GAUSS | <i>P annuelle station d'El Kouif</i> (mm) | <i>P annuelle Bassin versant</i> (mm) |
|-----------|-------------------|--|--|
| 0.90 | -1.28 | 218.24 | 219.48 |
| 0.80 | -0.84 | 252.42 | 253.86 |
| 0.70 | -0.52 | 280.60 | 282.20 |
| 0.60 | -0.25 | 306.82 | 308.56 |
| 0.50 | 0 | 333.26 | 335.16 |

Tableau III-27 Répartition mensuelle de l'apport

| Mois | A (m3) |
|-----------|--------|
| Janvier | 0,245 |
| Février | 0,270 |
| Mars | 0,366 |
| Avril | 0,291 |
| Mai | 0,232 |
| Juin | 0,165 |
| Juillet | 0,113 |
| Août | 0,114 |
| Septembre | 0,146 |
| Octobre | 0,107 |
| Novembre | 0,176 |
| Décembre | 0,201 |
| TOTAL | 2,426 |

III.4 Apports solides et l'estimation du volume mort

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

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

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

L'eau trouve la puissance nécessaire pour ce transport dans la perte de charge qu'elle subit. Le champ d'exploitation de vitesse varie tout au long du profil de l'oued d'amont en aval

L'eau met en jeu deux types de mécanismes : le charriage et la suspension qui sont les principaux types de transport solide

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

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

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

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

A) Formule de TIXERONT [3] :

a). Formule de Tixeront:

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension (en t/Km²/An), elle est exprimée par:

$$E_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \quad (III-49)$$

Ou:

E_s :apport solide moyen annuel en suspension (t/Km²/An).

L_e :lame d'eau écoulée. ($L_e = 31,55$ mm)

:paramètre caractérisant la perméabilité du b.v (= 350).

Tableau III.28 : valeur de α en fonction de la perméabilité.

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

Pour une lame d'eau écoulee égal à 66,09 mm, on obtient une valeur de t/Km2/An pour les transports solides en suspension.

$$A_s = E_s \cdot S \quad \text{.. (III-50)}$$

S : superficie du bassin versant en Km².

$$E_s = 587,38 \text{ (t/Km2/An)}.$$

$$A_s = 28112,52 \text{ t/An}.$$

Le volume des solides est égal à:

$$V_s = A_s / \gamma_s \quad \text{(III-51)}$$

$$\gamma_s = 2,3 \text{ t/m}^3. \text{ [15]}$$

$$V_s = 64658,79 \text{ m}^3/\text{An}.$$

b). Formule de Sogreah:

$$E_s = \alpha \cdot P^{0.15}$$

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

P : pluie moyenne annuelle (en mm).

$$E_s = 844,15 \text{ (t/Km2/An)}.$$

$$A_s = 40401,76 \text{ t/An}.$$

$$V_s = 105044,58 \text{ m}^3/\text{An}.$$

TABEAU III 29 : résultat de calcul

| Formule | Apport solide (m ³ /an) |
|----------|------------------------------------|
| Tixeront | 64658.79 |
| Sogreah | 105044.58 |

Les valeurs finalement adoptées sont celles obtenues par la formule de Tixeront.

III.5 Etude des crues :

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

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

Les paramètres définissant une crue est :

- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- Le volume de la crue.
- La forme de la crue (Hydrogramme de crues).
- Le temps de base.
- **Formules empiriques pour la détermination de la crue:**

a- Formule de MALLET-GAUTHIER : [4]

On a:

$$Q_{\max, P\%} = 2 \times K \times \text{Log}(1 + 20\bar{P}) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4\text{Log}T - \text{Log}S} \quad \text{í} \dots\dots\dots \quad (\text{III.52})$$

$Q_{\max P\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s).

\bar{P} : Pluie moyenne annuelle (m).

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

L : Longueur du talweg principal (Km).

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : $1 < K < 3$.

On prend $K = 2$.

T : Période de retour (an).

$$Q_{\max, p\%} = \frac{2 \cdot 2 \cdot \log(1 + 25 \cdot 0,352) \cdot 47.861 \cdot \sqrt{1 + 4\log T - \log 47.861}}{\sqrt{12.413}} = 53.86 \cdot \sqrt{4\log T - 0.68}$$

Le tableau (III 30.) les résultats de calcul.

| | | | | | |
|--------------------------|-------|-------|--------|--------|--------|
| T(ans) | 5 | 10 | 20 | 50 | 100 |
| Qmax (m ³ /s) | 78.35 | 98.14 | 114.56 | 133.20 | 145.72 |

b - Formule de SOKOLOVSKY : [4]

On a :

$$Q_{\max, P\%} = 0,28 \frac{(P_{P\%, t_c} - H_0) \alpha_{P\%} S.F}{T_m = T_c} \dots\dots\dots \text{(III.53)}$$

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

- Pour $S \leq 50 \text{ Km}^2$ $f = 2$.
- Pour un petit bassin non boisé, sol peu perméable on a $2 \leq f \leq 2.5$.
- Pour un bassin boisé, sol perméable on a $3 \leq f \leq 4$.

On prend : $f = 2$ d'où : $f = 1,2$

S : Superficie du bassin (Km²).

$\alpha_{P\%}$: Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée.

H_0 : pertes initiales en (mm), au nord d'Algérie on prend : *14 mm*.

$P_{tc, P\%}$: précipitation en mm, de probabilité P% correspondant à un temps t_c , peut être calculé par la formule de Montanari :

$$P_{tc} = P_{\max, j, P\%} \left(\frac{t_c}{24} \right)^b$$

$$\alpha_{P\%} = \frac{\sqrt{P_{tc}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{tc}} + \sqrt{H_0}}$$

le tableau (III 31). Résultats de calcul

| | | | | | |
|--------------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Période de retour | 5 | 10 | 20 | 50 | 100 |
| $P_{\max, j, p\%}$ | 35,06 | 42,07 | 48,78 | 57,48 | 63,99 |
| $p\%$ | 0,53 | 0,55 | 0,57 | 0,59 | 0,61 |
| Qmax p% (m3/s) | 107,49 | 133,85 | 160,84 | 196,18 | 225,80 |

c - Formule de POSSENTI: [4]

On a:

$$Q_{P\%} = \frac{\mu \times P_{\max j, P\%} \times S}{L_p} \quad \text{í í í í í í (III.54)}$$

$P_{\max j, P\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée.

: Coefficient compris entre 700 ÷ 800 ; On prend = 750.

L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km).

On obtient les résultats ci-après ; Tableau (III.32):

| | | | | | |
|------------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| T (ans) | 5 | 10 | 20 | 50 | 100 |
| $P_{\max j, P\%}$ | 35.06 | 42.07 | 48.78 | 57.48 | 63.99 |
| $Q_{\max p\%}$ (m ³ /s) | 101.39 | 121.66 | 141.06 | 166.22 | 185.05 |

d- Formule de TURRAZA:

Cette formule utilise l'intensité moyenne maximale de précipitations déterminées sur un intervalle de référence égal au temps de concentration du bassin versant.

$$Q_{\max, p\%} = \frac{C \cdot \bar{i}_{tc} \cdot S}{3.6} \quad \text{í í í í í í í í í í í í í í í í (III.55)}$$

A : Surface du bassin versant

\bar{i}_{tc} : Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration en mm/h. Ce paramètre est calculé dans le tableau n° (III.29)

C : coefficient de ruissellement de la crue considérée pour une probabilité P%

Tableau (III.33): Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de TERRAZA:

| | | | | | |
|------------------------------------|-------|--------|--------|--------|--------|
| T (ans) | 5 | 10 | 20 | 50 | 100 |
| t_c | 12,61 | 15,13 | 17,55 | 20,67 | 23,02 |
| C | 0,53 | 0,55 | 0,57 | 0,59 | 0,61 |
| $Q_{\max p\%}$ (m ³ /s) | 88,85 | 110,63 | 132,99 | 162,13 | 186,69 |

Tableau III.35: récapitulatif des résultats de débit de crue.

| T(ans) | 5 | 10 | 20 | 50 | 100 |
|-------------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Mallet - Gauthier | 78,35 | 98,14 | 114,56 | 133,2 | 145,72 |
| Sokolovsky | 107,49 | 133,85 | 160,84 | 196,18 | 225,8 |
| Possenti | 101,39 | 121,66 | 141,06 | 166,22 | 185,05 |
| Turraza | 88,85 | 110,63 | 132,99 | 162,13 | 186,69 |

Les valeurs qu'on va adoptées sont celle de **Sokolovsky** car elle est la plus utilisée

Tableau (III 36)

| T(ans) | 5 | 10 | 20 | 50 | 100 |
|---------|--------|--------|--------|--------|-------|
| Qmax p% | 107,49 | 133,85 | 160,84 | 196,18 | 225,8 |

III.6 Hydrogramme de crue:

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crues tel que:

- Le volume de la crue.
- La durée de la crue.
- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

Pour le tracer de l'hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski qui divise l'hydrogramme en deux parties non symétriques, une est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de la décrue.

La forme des crues (temps de montée et de décrue) est déterminée a l'aide de la méthode de Sokolovski, qui assimile l'hydrogramme de crue a deux équations paraboliques l'une pour le temps de montée et définie par:

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

Et l'autre pour la décrue exprimée par:

$$Q_t = Q_{\max} \% \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \quad (III-57)$$

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

Q_t : débit instantané au moment (t).

t_m, t_d : temps de montée et de décrue.

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

On considère généralement que:

$$t_m = t_c$$

$$t_d = \delta t_m$$

δ : Coefficient qui dépend des caractéristiques du bassin versant.

Tableau III.37 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ .

| Condition | |
|---|---------|
| 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 |
| <i>Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.</i> | 4 à 7 |

Pour notre bassin on prend $\delta=2$.

Donc : $t_d = 2 * t_m$.

On a donc:

$$t_m = t_c = 2,78 \text{ h}$$

$$t_d = 2 t_m = 5,56 \text{ h}$$

$$t_b = t_m + t_d = 8,34 \text{ h}$$

Pour construire l'hydrogramme des crues, on a utilisé les valeurs des débits de crues de fréquence 20%, 10% ,5%, 2% , 1% ,les résultats obtenus sont exposés dans le tableau III-22:

Tableau III-38 Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour

| <i>temps</i> | <i>Q_{max}(20%)</i> | <i>Q_{max}(10%)</i> | <i>Q_{ma}(5%)</i> | <i>Q_{ma}(2%)</i> | <i>Q_{ma}(1%)</i> |
|--------------|-----------------------------|-----------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 0,2 | 0,56 | 0,69 | 0,83 | 1,02 | 1,17 |
| 0,2 | 0,56 | 0,69 | 0,83 | 1,02 | 1,17 |
| 0,6 | 5,01 | 6,23 | 7,49 | 9,14 | 10,52 |
| 0,8 | 8,90 | 11,08 | 13,32 | 16,25 | 18,70 |
| 1 | 13,91 | 17,32 | 20,81 | 25,38 | 29,22 |
| 1,2 | 20,03 | 24,94 | 29,97 | 36,55 | 42,07 |
| 1,4 | 27,26 | 33,95 | 40,79 | 49,75 | 57,27 |
| 1,6 | 35,61 | 44,34 | 53,28 | 64,98 | 74,80 |
| 1,8 | 45,06 | 56,11 | 67,43 | 82,25 | 94,66 |
| 2 | 55,63 | 69,28 | 83,25 | 101,54 | 116,87 |
| 2,2 | 67,32 | 83,83 | 100,73 | 122,86 | 141,41 |
| 2,4 | 80,11 | 99,76 | 119,87 | 146,21 | 168,29 |
| 2,6 | 94,02 | 117,08 | 140,69 | 171,60 | 197,51 |
| 2,78 | 107,49 | 133,85 | 160,84 | 196,18 | 225,80 |
| 3 | 95,23 | 118,58 | 142,49 | 173,80 | 200,04 |
| 3,2 | 84,92 | 105,75 | 127,07 | 155,00 | 178,40 |
| 3,4 | 75,39 | 93,88 | 112,81 | 137,60 | 158,37 |
| 3,6 | 66,60 | 82,93 | 99,66 | 121,55 | 139,91 |
| 3,8 | 58,52 | 72,87 | 87,57 | 106,81 | 122,93 |
| 4 | 51,12 | 63,66 | 76,50 | 93,30 | 107,39 |
| 4,2 | 44,38 | 55,26 | 66,40 | 80,99 | 93,22 |

Suite du Tableau III-38 Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour

| <i>temps</i> | <i>Qmax(20%)</i> | <i>Qmax (10%)</i> | <i>Qma(5%)</i> | <i>Qma(2%)</i> | <i>Qma(1%)</i> |
|--------------|------------------|-----------------------|----------------|----------------|----------------|
| 4,4 | 38,25 | 47,63 | 57,23 | 69,81 | 80,35 |
| 4,6 | 32,72 | 40,74 | 48,95 | 59,71 | 68,72 |
| 4,8 | 27,74 | 34,55 | 41,51 | 50,63 | 58,28 |
| 5 | 23,30 | 29,02 | 34,87 | 42,53 | 48,95 |
| 5,2 | 19,36 | 24,11 | 28,97 | 35,34 | 40,67 |
| 5,4 | 15,89 | 19,79 | 23,78 | 29,00 | 33,38 |
| 5,6 | 12,86 | 16,02 | 19,25 | 23,48 | 27,02 |
| 5,8 | 10,25 | 12,76 | 15,33 | 18,70 | 21,53 |
| 6 | 8,01 | 9,98 | 11,99 | 14,62 | 16,83 |
| 6,2 | 6,13 | 7,63 | 9,17 | 11,19 | 12,87 |
| 6,4 | 4,57 | 5,69 | 6,83 | 8,33 | 9,59 |
| 6,6 | 3,29 | 4,10 | 4,93 | 6,01 | 6,92 |
| 6,8 | 2,28 | 2,84 | 3,42 | 4,17 | 4,80 |
| 7 | 1,50 | 1,87 | 2,25 | 2,75 | 3,16 |
| 7,2 | 0,93 | 1,15 | 1,39 | 1,69 | 1,95 |
| 7,4 | 0,52 | 0,65 | 0,78 | 0,95 | 1,09 |
| 7,6 | 0,25 | 0,32 | 0,38 | 0,46 | 0,53 |
| 7,8 | 0,10 | 0,12 | 0,15 | 0,18 | 0,21 |
| 8 | 0,02 | 0,03 | 0,04 | 0,04 | 0,05 |
| 8,2 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 8,34 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |

Les hydrogrammes de crues sont représentés par la Figure_ (III.17)

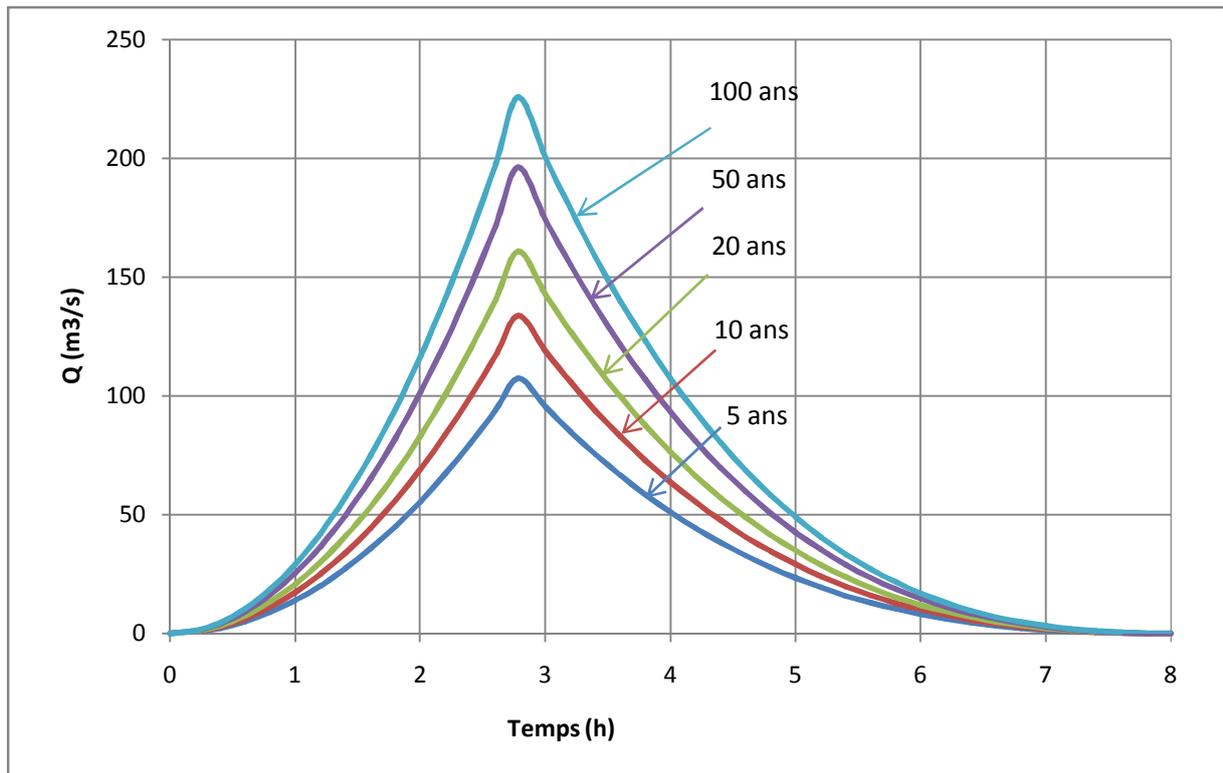


Figure (III.17) hydrogramme de crues

III-7 Choix de la crue de projet:

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

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

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

Tableau N°III.39 : Catégories des dommages résultant des crues.

| Dommages élevés | Dommages importants | Dommages faibles |
|--|---|---|
| Pertes de vie envisagées en raison de la fréquence de la population ou d'autre centre d'activité à l'aval. | Pas de pertes de vies envisagées mais la possibilité existe toute fois. Pas de développement urbain et nombre limité d'édifices à l'aval. | Pas de pertes de vies envisagées. |
| Pertes économiques considérables (dommages à des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, des édifices publics et des centres d'habitation, dommage au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval). | Pertes économiques appréciables. Dommages à des édifices publics importants, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval. | Pertes économiques minimales. Bâtiments agricoles, terres et chemin vicinaux. |
| Le barrage est essentiel à l'activité économique et les réparations ne sont pas possibles. | Réparation possible du barrage. Disponibilité des sources de secours pour la fourniture en eau ou en électricité. | Réparation du barrage possible, pertes indirectes faibles. |

Tableau N°III.40 : Crues de projet recommandé.

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

Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficielles, perméabilité etc.)

On doit calculer l'indice global "I_g" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r .$$

I_a : représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques).

I_d : représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques).

I_r : représente les risques.

 **SI** :

1/ Le risque est faible (I_g = 1), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

2/ Le risque est moyen (I_g = 2), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

3/ Le risque est élevé, la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Pour notre cas, on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), donc on accepte un risque moyen (I_g = 2) et on opte pour la crue centennale :

Tableau.III.41: Choix de la crue de projet.

| Le risque | Risque faible | Risque moyen (modéré) | Risque important |
|--------------------------|---------------------------------|---|-------------------------|
| Hydrologie | Bonne connaissance | Connaissance moyennes | Incertitude |
| Géologie et géotechnique | Peu ou pas de difficulté | Quelques difficultés | Difficiles |
| Risque ou non de rupture | Faible | Moyen | Important |
| La crue de projet | Q _{max} (1%)+ revanche | Q _{max} (1%) +revanche majorée avec vérification pour Q _{max} (0.1%) et Q _{max} (0.2%) | Q _{max} (0.1%) |

Dans notre cas on va opter pour la crue centennale voyant le risque potentiel et les dommages que causera la rupture du barrage qui ne sont pas très importants selon la classification du comité national australien des grands barrages (CNAGB), (pas de pertes humaines en cas de rupture du barrage), et vue l'importance du présent ouvrage, ainsi que la crue centennale est la plus recommandée dans de cas pareils.

D'où

$$Q = 225,80 \text{ m}^3/\text{s}$$

III-8 Régularisation:

L'étude de régularisation du petit barrage sur Oued Oglet-Er-Rbaib a pour objectif la détermination des dimensions du remblai et des ressources en eaux mobilisables pour l'irrigation (volume utile) et ce en déterminant:

- les paramètres de la retenue.
- le niveau normal de la retenue

La méthode utilisée est celle du bilan hydraulique, cette méthode nécessite les données suivantes:

- l'étude hydrologique (l'évaporation, les apports et leurs répartitions, les infiltrations).
- le traitement des levées topographiques (courbes caractéristiques du bassin versant).
- les besoins en eau pour l'irrigation.

I-8-1 Répartition annuelle de l'apport :

Le calcul se fait par la formule suivante:

$$Q_m = P_m \cdot C_e \cdot S \quad (III-58)$$

Q_m : apport liquide mensuel en hm³.

P_m : pluie mensuelle (mm).

S : surface du bassin versant (Km²).

C_e : coefficient d'écoulement.

$$C_e = \frac{Le}{p} \quad \text{Et:}$$

. P:pluie moyenne annuelle.

III-42 Répartition mensuelle de l'apport

| Mois | A (m3) | Mois | A (m3) |
|---------|--------|-----------|--------|
| Janvier | 0,245 | Juillet | 0,113 |
| Février | 0,270 | Août | 0,114 |
| Mars | 0,366 | Septembre | 0,146 |
| Avril | 0,291 | Octobre | 0,107 |
| Mai | 0,232 | Novembre | 0,176 |
| Juin | 0,165 | Décembre | 0,201 |
| Juillet | 0,113 | TOTAL | 2,426 |

III.8.2 Répartition des besoins :

Le but de l'utilisation de la retenue collinaire sur Oued Oglet-Er-Roibaib est de satisfaire les besoins agricoles. Dans ce cas, la répartition mensuelle des besoins étant supposée suivre une loi agricole simplifiée utilisée souvent au Nord de l'Algérie.

La répartition des besoins est comme suit :

La surface qu'on a à irriguer est de 250 Ha en posant la norme d'irrigation :

$$N=9500 \text{ m}^3/\text{an} /\text{Ha}.$$

Tableau N°III.43 : Répartition mensuelle des besoins.

| mois | S | O | N | D | J | F | M | A | M | J | J | A |
|--------------|------|-----|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Besoins(Mm3) | 0,17 | 0,1 | 0,04 | 0,03 | 0,04 | 0,06 | 0,08 | 0,12 | 0,17 | 0,47 | 0,58 | 0,49 |

Courbes caractéristiques de la retenue :

Si on suppose que notre cuvette est comprise entre une cote minimale de m et une cote maximale de M .

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i - S_{i+1}}{2} \Delta H$$

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

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

$\hat{e}H$: différence d'altitude entre les deux courbes de niveaux successives.

$\hat{e}V$: volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en m^3 .

Le tableau suivant donne les coordonnées des courbes Hauteur-Capacité-Surface.

Tableau III-44: Courbes topographiques et volumétriques.

| Cote (m) | Surface | Surface moy | Hauteur | Volume partiel | Volume cumule |
|----------|-----------|-------------|---------|----------------|---------------|
| | (m^2) | (m^2) | (m) | (Mm^3) | (Mm^3) |
| 874,49 | 0 | 33,7886 | 0 | 17,232 | 0 |
| 875 | 67,58 | | 0,51 | | 17,232 |
| 876 | 2970,54 | 1519,06 | 1 | 1519,059 | 1536,291 |
| 877 | 15969,13 | 9469,84 | 1 | 9469,83565 | 11006,127 |
| 878 | 37990,92 | 26980,03 | 1 | 26980,0274 | 37986,154 |
| 879 | 67172,18 | 52581,55 | 1 | 52581,5532 | 90567,707 |
| 880 | 106475,15 | 86823,66 | 1 | 86823,6642 | 177391,371 |
| 881 | 155775,69 | 131125,42 | 1 | 131125,417 | 308516,788 |
| 882 | 211600,66 | 183688,17 | 1 | 183688,172 | 492204,961 |
| 883 | 279584,51 | 245592,58 | 1 | 245592,584 | 737797,544 |
| 884 | 346687,52 | 313136,01 | 1 | 313136,015 | 1050933,559 |
| 885 | 428125,66 | 387406,59 | 1 | 387406,591 | 1438340,150 |
| 886 | 529866,61 | 478996,14 | 1 | 478996,137 | 1917336,286 |
| 887 | 592355,52 | 561111,065 | 1 | 561111,065 | 2478447,351 |

Les courbes sont représentées dans la fig III-18

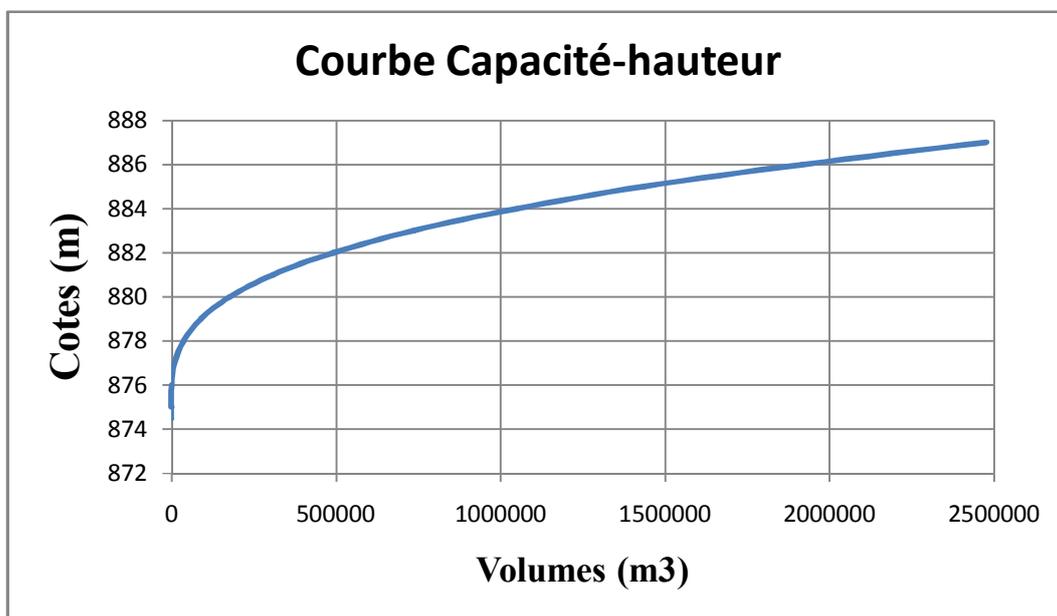
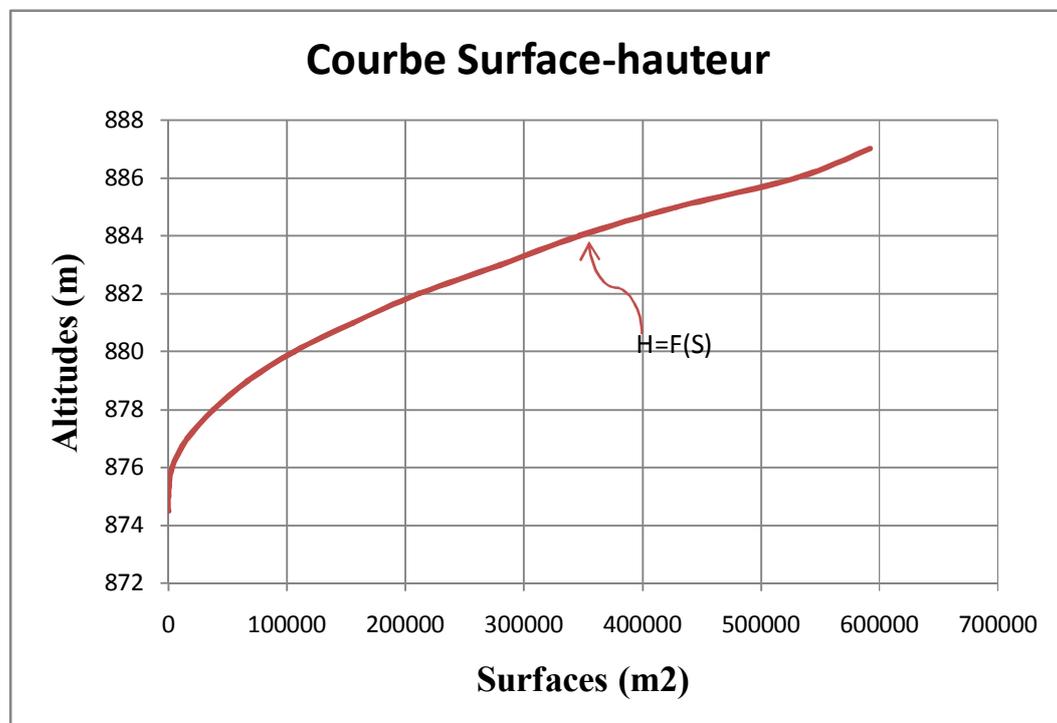
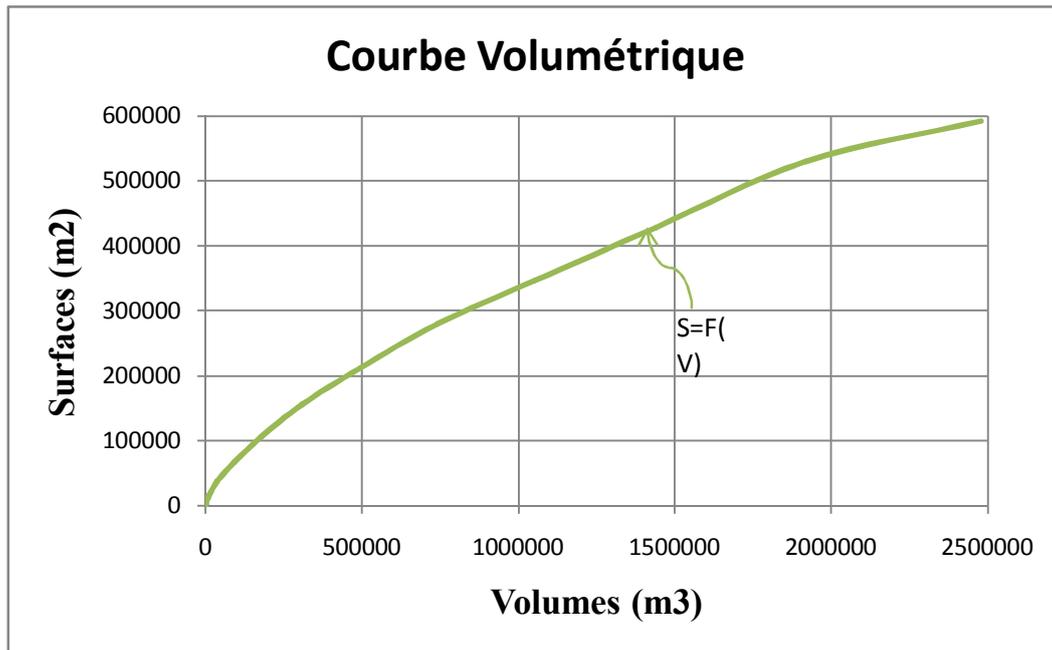


figure18 : Courbe capacité – hauteur





III-8-4 Volume mort:

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits (B.Touaibia, 2001)

Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

1. Méthode liée à l'érosion spécifique (la plus simple) :

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_m = \frac{T s T S}{\gamma_s} \quad (III.55)$$

T : Durée de vie du barrage (15ans);

γ_s : Poids spécifique des sédiments (2.3 t/m³);

S : Surface du bassin versant 47.861

d'où $V_m = 39288.68 \text{ m}^3$ pour 15 ans d'exploitation.

2. Formule de TIXERONT :

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.05 \text{ à } 1.10) \frac{Q_s T}{\delta s} \quad (\text{m}^3)$$

Q_s : Le débit solide (t/an)

s : Poids spécifique de la vase humide ($s = 2.3 \text{ t/m}^3$).

$$Q_s = T s * S.$$

S : Superficie du bassin versant.

AN : $Q_s = 6024.26 \text{ t/an}$

T : Délai de service ; T = 15 ans.

D'où : $V_m = 41253.08 \text{ m}^3$

$V_m = (39288.68 + 41253.08) / 2$

D'où : $V_m = 406270.88 \text{ m}^3 = 0.040 \text{ Mm}^3$ NVM = 878.06 m (d'après la courbe ci-dessous)

Conclusion : D'après les résultats trouvés on opte une valeur du volume mort égale à 0.040 Mm^3 Pour 15ans d'exploitation.

III-8-5 Calcul du volume utile sans tenir compte des pertes:

Les valeurs des besoins en eau destinée à l'irrigation pour des cultures maraîchères sous forme de normes d'irrigation ont été ramenées de l'INA (Institut National d'Agronomie)

Tableau III-45 Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation

| mois | S | O | N | D | J | F | M | A | M | J | J | A |
|---------------------------|------|-----|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Besoins(Mm ³) | 0,17 | 0,1 | 0,04 | 0,03 | 0,04 | 0,06 | 0,08 | 0,12 | 0,17 | 0,47 | 0,58 | 0,49 |

Dans notre cas, la surface irriguée est de 35 ha, suivant le bilan apport consommation de l'année, on optera pour une régularisation saisonnière puisque l'apport est supérieur à la demande.

Les données de base sont:

- L'apport (W) en m³.
- La consommation (U) en m³.
- Le volume mort.

D'après la régularisation nous constatons que la retenue fonctionne à un seul temps:
 $V_s = 1,248 \text{ Mm}^3$, $V_d = 1,172 \text{ Mm}^3$.

Le volume utile est donc: $V_U = V_d = 1,172 \text{ Mm}^3$.

Le volume au niveau normale de la retenue est: $V_{NNR} = V_M + V_U = 1,212 \text{ Mm}^3$

Tableau (III 46) : REGULARISATION SAISONNIERE

| Mois | W (Mm ³) | U (Mm ³) | W - U (Mm ³) | V (Mm ³) |
|-----------|----------------------|----------------------|--------------------------|-----------------------|
| Octobre | 0,107 | 0,1 | 0,007 | V _s =1,248 |
| Novembre | 0,176 | 0,04 | 0,136 | |
| Décembre | 0,201 | 0,03 | 0,171 | |
| Janvier | 0,245 | 0,04 | 0,205 | |
| Février | 0,27 | 0,06 | 0,21 | |
| Mars | 0,366 | 0,08 | 0,286 | |
| Avril | 0,291 | 0,12 | 0,171 | |
| Mai | 0,232 | 0,17 | 0,062 | |
| Juin | 0,165 | 0,47 | -0,305 | |
| Juillet. | 0,113 | 0,58 | -0,467 | |
| Août | 0,114 | 0,49 | -0,376 | |
| Septembre | 0,146 | 0,17 | -0,024 | |

III.8.6 Calcul du volume utile en tenant compte des pertes:

• Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes):

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- ◆ Pertes par évaporation.
- ◆ Pertes par infiltration

• Calcul des pertes:

- ◆ *Perte par infiltrations:*

Le volume mensuel des pertes par infiltrations est:

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta \cdot V_{\text{moy}}}{100} \quad \text{III-59}$$

: coefficient dépendant des conditions hydrologiques de la cuvette = (0.5÷1.5).

Tableau III.47 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques

| Nature | Hauteur d'infiltration pendant une année (cm) | | |
|----------------------------------|---|--------------------|----------------------|
| | | 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 |

$$V_{moy} = \frac{V_{ri} + V_{ri+1}}{2} \quad (III-60)$$

♦ *Pertes par évaporation:*

Le volume mensuel des pertes par évaporation est:

$$V_{evp} = E_s \cdot S_{moy} \quad (III-61)$$

E_s : évaporation mensuelle.

S_{moy} : surface du plan d'eau correspondant au volume moyen.

Tableau Les volumes des pertes dans la retenue :

| Mois | V_{moy} [Mm ³] | S_{moy} [m ²] | E_s [mm] | V_{evp} [Mm ³] | V_{inf} [Mm ³] | Pertes [Mm ³] |
|------|------------------------------|-----------------------------|------------|------------------------------|------------------------------|---------------------------|
| Oct | 0,0435 | 41714,84 | 85,87 | 0,003582053 | 0,000435 | 0,001 |
| No | 0,115 | 81824,02 | 55,53 | 0,004543688 | 0,00115 | 0,002 |
| Dec | 0,2685 | 142003,85 | 38,4 | 0,005452948 | 0,002685 | 0,001 |
| Ja | 0,4565 | 202954,4 | 39,6 | 0,008036994 | 0,004565 | 0,002 |
| Fe | 0,664 | 262427,75 | 53,27 | 0,013979526 | 0,00664 | 0,004 |
| Ma | 0,912 | 318625,56 | 69,6 | 0,022176339 | 0,00912 | 0,005 |
| Av | 1,1335 | 366024,41 | 96,07 | 0,035163965 | 0,011335 | 0,007 |
| M | 1,212 | 382626,85 | 127,6 | 0,048823186 | 0,01212 | 0,008 |
| J | 1,0595 | 350000 | 284 | 0,0994 | 0,010595 | 0,008 |
| Ju | 0,6735 | 264932,56 | 321,33 | 0,08513078 | 0,006735 | 0,006 |

| | | | | | | |
|-----|-------|-----------|--------|-------------|---------|-------|
| Au | 0,252 | 135517,02 | 284 | 0,038486834 | 0,00252 | 0,004 |
| Sep | 0,064 | 54784,84 | 130,87 | 0,007169692 | 0,00064 | 0,001 |

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau ci-après :

D'après le tableau on a :

$$V's = 1.218 \text{ Mm}^3 \quad V'd = 1.191 \text{ Mm}^3.$$

$$D'ou : V'u = V'd \quad \text{Alors : } V_u' = 1.191 \text{ M m}^3$$

Le volume de la retenue normale sera : $V_{NNR} = 1.231 \text{ Mm}^3$

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière en tenant comptes des pertes sont donnés dans le tableau.

3) Estimation de l'erreur :

$$\text{On a : } = \frac{V'u - Vu}{V'u} \cdot 100 \quad \text{sachant que } 1\% < < 2\%$$

$$\text{A.N : } = \frac{1.191 - 1,172}{1.191} \cdot 100 = 1.6\% < 2\%$$

Donc on admet le volume utile : $V_u = 1.191 \text{ Mm}^3$

Le volume normal de la retenue est : $V_{NNR} = 1.231 \text{ Mm}^3$

La cote au niveau normal de la retenue est $NNR = 884,5 \text{ m}$.

| Mois | A (Mm ³) | U (Mm ³) | Pertes | A-(U+P) | 1ère Consigne d'exploitation | | | 2ème Consigne d'exploitation | | |
|-----------|----------------------|----------------------|--------|---------|------------------------------|-------|--------------|------------------------------|-------|--------------|
| | | | | | Vri | Vrf | S | Vri | Vrf | S |
| Octobre | 0,107 | 0,1 | 0,001 | 0,006 | 0,04 | 0,04 | | 0,04 | 0,04 | |
| Novembre | 0,176 | 0,04 | 0,002 | 0,134 | 0,046 | 0,046 | | 0,013 | 0,013 | 0,027 |
| Décembre | 0,201 | 0,03 | 0,001 | 0,170 | 0,180 | 0,18 | | 0,019 | 0,019 | |
| Janvier | 0,245 | 0,04 | 0,002 | 0,203 | 0,350 | 0,35 | | 0,153 | 0,153 | |
| Février | 0,27 | 0,06 | 0,004 | 0,206 | 0,553 | 0,553 | | 0,323 | 0,323 | |
| Mars | 0,366 | 0,08 | 0,005 | 0,281 | 0,759 | 0,759 | | 0,526 | 0,526 | |
| Avril | 0,291 | 0,12 | 0,007 | 0,164 | 1,040 | 1,04 | | 0,732 | 0,732 | |
| Mai | 0,232 | 0,17 | 0,008 | 0,054 | 1,204 | 1,204 | | 1,013 | 1,013 | |
| Juin | 0,165 | 0,47 | 0,008 | -0,313 | 1,258 | 1,231 | 0,027 | 1,177 | 1,177 | |
| Juillet | 0,113 | 0,58 | 0,006 | -0,473 | 0,918 | 0,918 | | 1,231 | 1,231 | |
| Août | 0,114 | 0,49 | 0,004 | -0,380 | 0,445 | 0,445 | | 0,918 | 0,918 | |
| Septembre | 0,146 | 0,17 | 0,001 | -0,025 | 0,065 | 0,065 | | 0,445 | 0,445 | |
| | | | | | 0,040 | 0,04 | | 0,065 | 0,065 | |
| | | | | | | | 0,027 | 0,04 | | 0,027 |

III-9 Laminage des crues:

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \quad (III.63)$$

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 : $Q - q = S \cdot dh/dt$

Ou :

Dh/dt : La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

Il existe plusieurs procédés de calcul comme Hildenblat, Sorensen, Blackmore, Kotcherine, patapove, Step by step et d'autres méthodes nous retenons quatre méthodes celles de :

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

La méthode de KOCHERINE :

La méthode se base sur les principes suivants:

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

Le débit d'évacuation est calculé d'après la formule suivante:

$$Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} \quad (III-64)$$

m: coefficient de débit dépend de la forme de déversoir m=0,49.

b: largeur du déversoir (en m).

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

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \quad (III-65)$$

H_0 : charge globale.

V_0 : vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule:

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

Tous les résultats sont rassemblés dans le tableau ci après:

Tableau III-50.51: Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE

| Données initiales | |
|----------------------|--------------------------|
| g | 9,81 m ² /s |
| | 1 |
| Q _{1%} | 225.80 m ³ /s |
| V _{crue 1%} | 2.26 Mm ³ |
| m | 0,49 |
| P | 1.5 m |

| b | H | débit | surface | Vitesse | V _{forcé} |
|-----|-----|---------------------|-------------------|---------|--------------------|
| (m) | (m) | (m ³ /s) | (m ²) | (m/s) | (Mm ³) |
| 25 | 0,6 | 25,22 | 52,5 | 0,48 | 1,248 |
| 30 | 1 | 65,11 | 75 | 0,87 | 1,419 |
| 35 | 1,3 | 112,60 | 98 | 1,15 | 1,56 |
| 40 | 1,6 | 175,71 | 124 | 1,42 | 1,71 |
| 45 | 1,9 | 255,79 | 153 | 1,67 | 1,869 |
| 50 | 2,1 | 330,25 | 180 | 1,83 | 1,973 |
| 55 | 2,5 | 471,87 | 220 | 2,14 | 2,184 |

On fait le calcul en variant la largeur b de 25 m à 55m selon la formule:

$$Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}}$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants:

Tableau III-52 : Détermination de H_0 et Q en fonction de b

| H | V_{moy} | H₀ | Débit m3/s | | | | | | |
|----------|------------------------|----------------------|-------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| | | | b=25m | b=30m | b=35m | b=40m | b=45m | b=50m | b=55m |
| 0,6 | 0,48 | 0,61 | 25,96 | 31,16 | 36,35 | 41,54 | 46,73 | 51,93 | 57,12 |
| 1 | 0,87 | 1,04 | 57,42 | 68,90 | 80,39 | 91,87 | 103,35 | 114,84 | 126,32 |
| 1,3 | 1,15 | 1,37 | 86,75 | 104,10 | 121,45 | 138,80 | 156,15 | 173,50 | 190,85 |
| 1,6 | 1,42 | 1,70 | 120,52 | 144,62 | 168,73 | 192,83 | 216,93 | 241,04 | 265,14 |
| 1,9 | 1,67 | 2,04 | 158,39 | 190,06 | 221,74 | 253,42 | 285,09 | 316,77 | 348,45 |
| 2,1 | 1,83 | 2,27 | 185,77 | 222,92 | 260,08 | 297,23 | 334,39 | 371,54 | 408,70 |
| 2,5 | 2,14 | 2,73 | 245,35 | 294,43 | 343,50 | 392,57 | 441,64 | 490,71 | 539,78 |

Tableau III-53 : Débits déversants en fonction de h et b et le volume de crue

| H | V forcé | q Laminé | Débit m3/s | | | | | | |
|------------|------------------------------|--------------------------|-------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| | | | b=25m | b=30m | b=35m | b=40m | b=45m | b=50m | b=55m |
| (m) | (M m³) | (m³/s) | | | | | | | |
| 0,6 | 1,248 | 101,11 | 25,96 | 31,16 | 36,35 | 41,54 | 46,73 | 51,93 | 57,12 |
| 1 | 1,419 | 84,03 | 57,42 | 68,90 | 80,39 | 91,87 | 103,35 | 114,84 | 126,32 |
| 1,3 | 1,56 | 69,94 | 86,75 | 104,10 | 121,45 | 138,80 | 156,15 | 173,50 | 190,85 |
| 1,6 | 1,71 | 54,95 | 120,52 | 144,62 | 168,73 | 192,83 | 216,93 | 241,04 | 265,14 |
| 1,9 | 1,869 | 39,07 | 158,39 | 190,06 | 221,74 | 253,42 | 285,09 | 316,77 | 348,45 |
| 2,1 | 1,973 | 28,67 | 185,77 | 222,92 | 260,08 | 297,23 | 334,39 | 371,54 | 408,70 |
| 2,5 | 2,184 | 7,59 | 245,35 | 294,43 | 343,50 | 392,57 | 441,64 | 490,71 | 539,78 |

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

$$Q_{lam} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}}\right) \quad (III-66)$$

$Q_{\%}$:débit maximum de crue considérée en m^3/s .

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

V_{cr} :volume de la crue correspondant au $Q_{\%}$ en m^3 .

$$V_{cr} = \frac{1}{2} q_{\%} T_b \quad (III-67)$$

T_b : temps global de la crue.

D'après le tableau, on trace des courbes croissantes représentées dans la fig III-20 la courbe $H=f(q, Q)$ nous permet de définir la largeur du déversoir optimal ainsi que le débit correspondant.

A travers le tableau, on trace les courbes de variation des volumes déversés pour chaque largeur du déversoir puisque la courbe $V=f(q, Q)$ qui nous permet de faire le choix de la largeur du déversoir économique (Voir fig III-21).

Pour choisir la largeur de déversoir la plus économique on doit faire une étude d'optimisation ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes de travaux pour chaque largeur du déversoir, et du remblai et du béton.

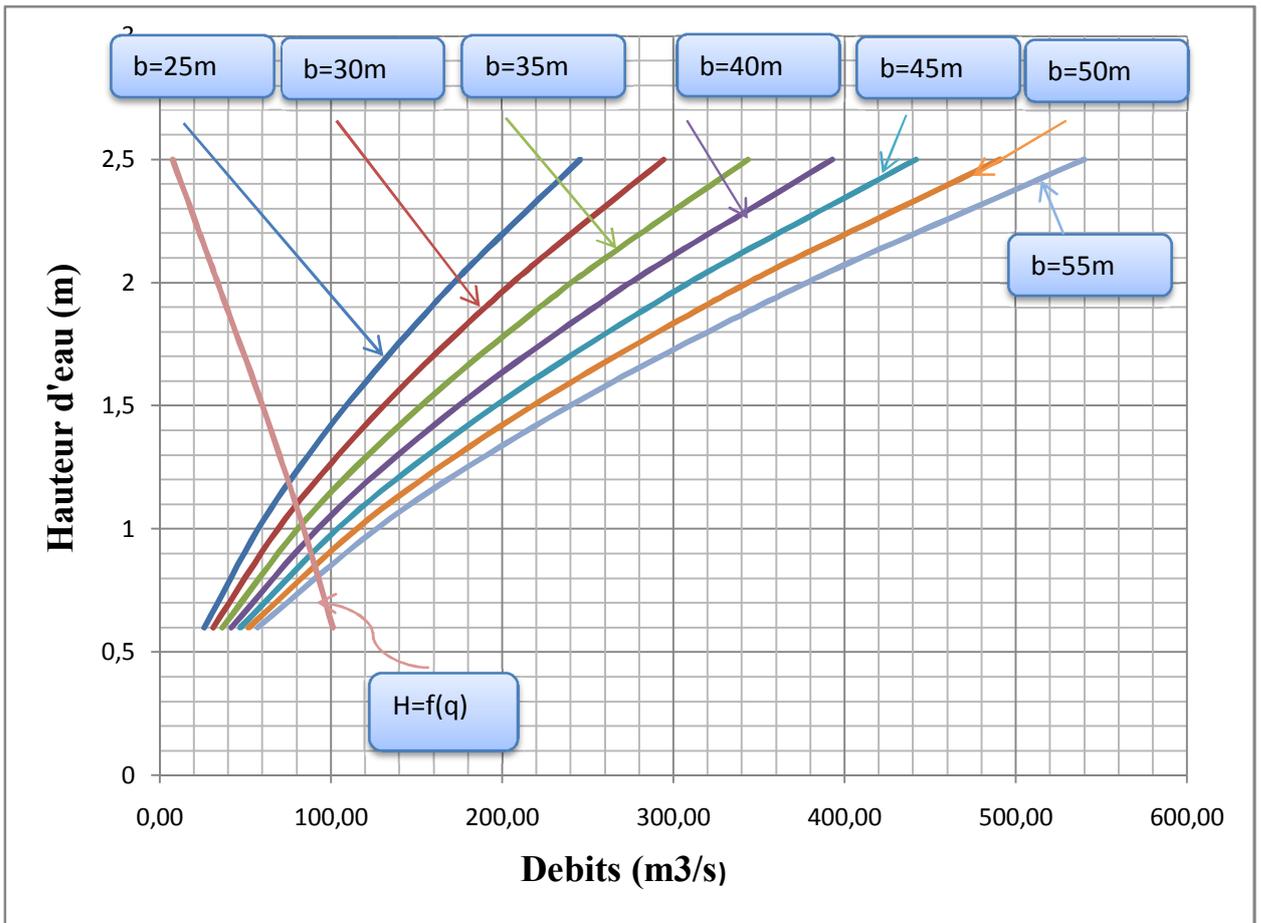


fig III-21 :

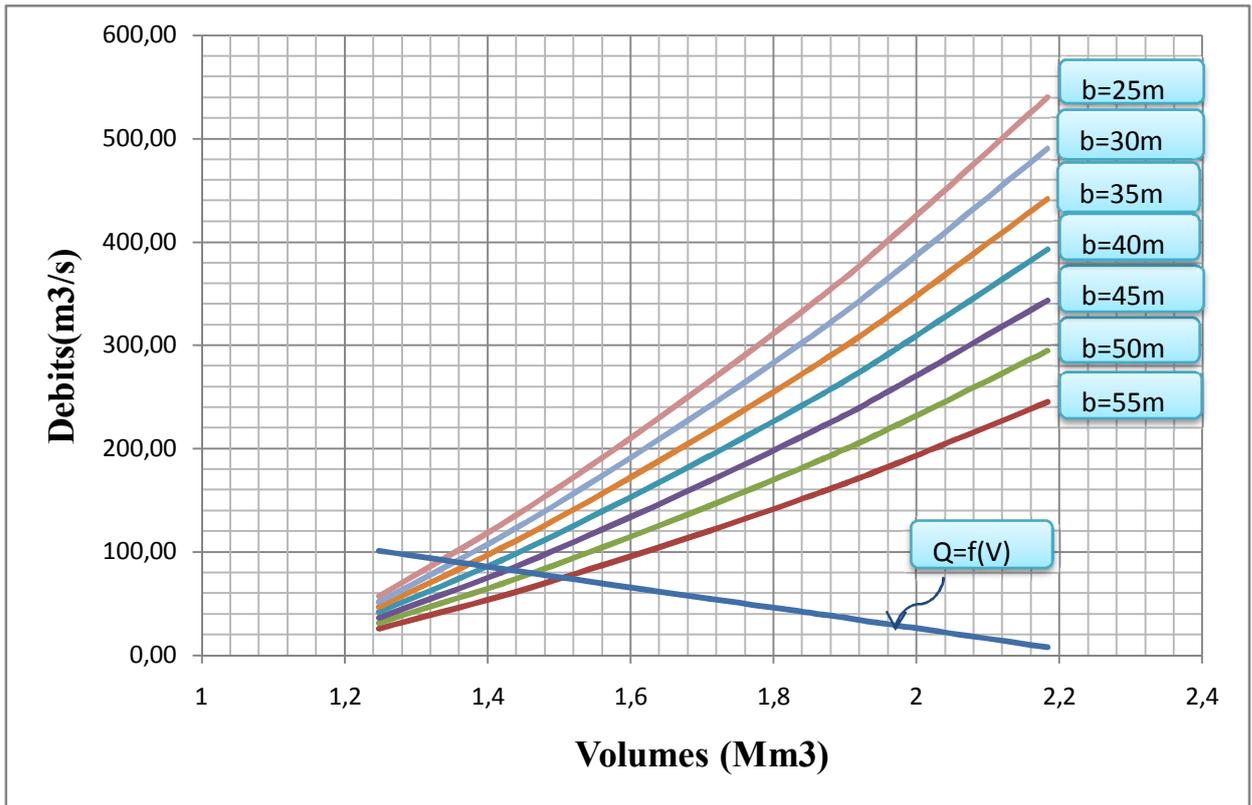


fig III-22 :

Tableau n°III.54: récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

| b(m) | H (m) | NPHE (m) | q(m³/s) | V_{forcé}(Mm³) |
|-------------|--------------|-----------------|----------------|-------------------------------|
| 25 | 1,18 | 885,68 | 75,89 | 1,33 |
| 30 | 1,10 | 885,60 | 79,91 | 1,35 |
| 35 | 1,02 | 885,52 | 83,21 | 1,37 |
| 40 | 0,96 | 885,46 | 86,18 | 1,39 |
| 45 | 0,90 | 885,40 | 88,81 | 1,42 |
| 50 | 0,85 | 885,35 | 91,11 | 1,46 |
| 55 | 0,81 | 885,31 | 92,95 | 1,50 |

III-10 Etude d'optimisation :

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

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

$$R = 0.75 \cdot 1.00 + \frac{3,50^2}{2 \cdot 9,81} = 1,37 \text{ m}$$

b- Formule de STEVENSON reprise par MALLET et PAQUANT :

$$R = H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{III.69}$$

Avec : $H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \quad \text{III.70}$

A.N :

$$H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{3.16} = 1.09 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 1.09 = 3,68 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0.75 \cdot 1.09 + \frac{3,68^2}{2 \cdot 9,81} = 1,51 \text{ m}$$

c- Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \quad \text{III.71}$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{3.16} = 1,53 \text{ m}$$

Il est prudent d'adopter comme valeur minimale de la revanche de 1.00m à 2 m pour les ouvrages de 10 à 20 m de hauteur,

$R = 1,50 \text{ m}$

III.10.2 Largeur en crête :

La largeur du barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et les éventuels pour les eaux ultérieurs.

Elle dépend de plusieurs facteurs et notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein.

La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

- Formule T.KNAPPEN $b = 1,65H_b^{0.5}$

- Formule E.F.PREECE $b=1,1H^{0.5}+1$
- Formule PRATIQUE $b=(5/3),H^{0.5}$
- Formule SIMPLIFIEE $b=3, 6.H^{1/3}-3$

H_b est la hauteur du barrage prise de 15 m

Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés ci après:

Tableau III-55: calcul de la largeur en crête:

| largeur de déversoir (m) | lame déversante (m) | hauteur de barrage (m) | largeur en crête | | |
|--------------------------|---------------------|------------------------|-------------------|-------------------------|------------------------------|
| | | | Formule de KNAPEN | Formule de E- F- PREECE | Formule Anonyme (simplifiée) |
| 25 | 1,18 | 12,99 | 5,95 | 4,96 | 5,46 |
| 30 | 1,10 | 12,91 | 5,93 | 4,95 | 5,44 |
| 35 | 1,02 | 12,83 | 5,91 | 4,94 | 5,43 |
| 40 | 0,96 | 12,77 | 5,90 | 4,93 | 5,41 |
| 45 | 0,90 | 12,71 | 5,88 | 4,92 | 5,40 |
| 50 | 0,85 | 12,66 | 5,87 | 4,91 | 5,39 |
| 55 | 0,81 | 12,62 | 5,86 | 4,91 | 5,38 |

Les pentes des talus amont et aval sont respectivement 3 et 2 ,5.

$$b_{cr} = 6m$$

III.10.3 calcul du coût de la digue :

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

Tableau n°III.56: coût et volume de la digue.

| b (m) | Q _e (m ³ /s) | H (m) | NPHE | H _b (m) |
|-------|------------------------------------|-------|--------|--------------------|
| 25 | 75,89 | 1,18 | 885,68 | 12,99 |
| 30 | 79,91 | 1,1 | 885,6 | 12,91 |
| 35 | 83,21 | 1,02 | 885,52 | 12,83 |
| 40 | 86,18 | 0,96 | 885,46 | 12,77 |
| 45 | 88,81 | 0,9 | 885,4 | 12,71 |
| 50 | 91,11 | 0,85 | 885,35 | 12,66 |
| 55 | 92,95 | 0,81 | 885,31 | 12,62 |

| digue | b (m) | H (m) | V (m ³) | prix (Millions DA) |
|-------|-------|-------|---------------------|--------------------|
| 1 | 25 | 1,18 | 165302,47 | 66,12 |
| 2 | 30 | 1,1 | 163408,05 | 65,36 |
| 3 | 35 | 1,02 | 161544,62 | 64,62 |
| 4 | 40 | 0,96 | 160146,5 | 64,06 |
| 5 | 45 | 0,9 | 158754,42 | 63,50 |
| 6 | 50 | 0,85 | 157598,96 | 63,04 |
| 7 | 55 | 0,81 | 156677,62 | 62,67 |

Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 400DA.

Calcul du cout de l'évacuateur de crue :

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, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression),

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour

La charge déversante à l'aide de

l'équation du profil donnée par :
$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H}\right)^{1,80} \dots\dots\dots\text{III.7 2}$$

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

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

S : Section transversale (m²).

L : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube du béton à quinze mille dinars Algériens 18000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

Tableau n°III.57 : coût de déversoir.

| profil N° | b (m) | H (m) | S (m ²) | V (m ³) | prix (Millions DA) |
|-----------|-------|-------|---------------------|---------------------|--------------------|
| 1 | 25 | 1,18 | 1,1018 | 27,545 | 0,50 |
| 2 | 30 | 1,1 | 0,9575 | 28,725 | 0,52 |
| 3 | 35 | 1,02 | 0,8233 | 28,8155 | 0,52 |
| 4 | 40 | 0,96 | 0,7293 | 29,172 | 0,53 |
| 5 | 45 | 0,9 | 0,641 | 28,845 | 0,52 |
| 6 | 50 | 0,85 | 0,5717 | 28,585 | 0,51 |
| 7 | 55 | 0,81 | 0,5192 | 28,556 | 0,51 |

Calcul du coût du canal d'approche:

Le canal d'approche a la forme rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement, il supporte une charge d'eau h et une hauteur de pelle égale à 1 m.

D'où la hauteur du mur: $H_{ca}=P+h+R$ III.73

La longueur approximative du canal d'approche est 20mètres (longueur déterminée du plan topographique). L'épaisseur du mur "e" est prise à 0,2

Le volume du béton du canal d'approche est donné par :

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

Le Tableau n°III.56 nous donne les résultats de calcul du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes.

Tableau n°III.58: coût du canal d'approche:

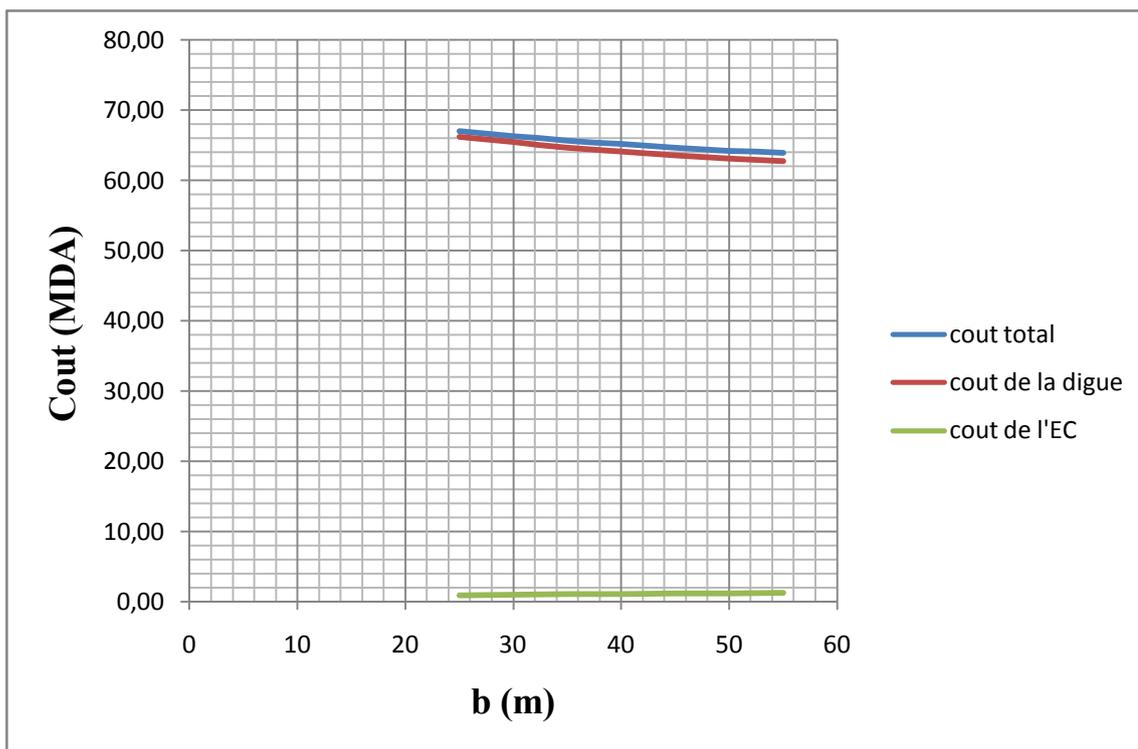
| N° | b (m) | h (m) | Hca | S (m²) | V (m3) | Coûts (Million de DA) |
|----|-------|-------|------|--------|--------|-----------------------|
| 1 | 25 | 1,18 | 4,18 | 104,5 | 20,9 | 0,38 |
| 2 | 30 | 1,1 | 4,1 | 123 | 24,6 | 0,44 |
| 3 | 35 | 1,02 | 4,02 | 140,7 | 28,14 | 0,51 |
| 4 | 40 | 0,96 | 3,96 | 158,4 | 31,68 | 0,57 |
| 5 | 45 | 0,9 | 3,9 | 175,5 | 35,1 | 0,63 |
| 6 | 50 | 0,85 | 3,85 | 192,5 | 38,5 | 0,69 |
| 7 | 55 | 0,81 | 3,81 | 209,55 | 41,91 | 0,75 |

Le coût total du barrage :

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

Tableau n°III.59: coût Total de la retenue.

| largeurs déversantes (m) | coût de la digue (millions de DA) | coût de l'évacuateur de crue (millions de DA) | | coût total (millions de DA) |
|-----------------------------|--------------------------------------|--|------|--------------------------------|
| | | déversoir | C.A | |
| 25 | 66,12 | 0,50 | 0,38 | 67,00 |
| 30 | 65,36 | 0,52 | 0,44 | 66,32 |
| 35 | 64,62 | 0,52 | 0,51 | 65,65 |
| 40 | 64,06 | 0,53 | 0,57 | 65,16 |
| 45 | 63,50 | 0,52 | 0,63 | 64,65 |
| 50 | 63,04 | 0,51 | 0,69 | 64,24 |
| 55 | 62,67 | 0,51 | 0,75 | 63,93 |



FIGIII.22 : OPTIMISATION

Tableau (III 60) :Les débits deversants

| Courbe des débits deversants pour $b = 40\text{m}$ | | | | | |
|--|--------|-----------------------|----------------------------|-------|-----------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Cotes (m) | Hd (m) | q (m ³ /s) | 1/2 qê t (m ³) | V | V+1/2qê t |
| 884,5 | 0 | 0 | 0 | 1,231 | 1,231 |
| 884,6 | 0,1 | 2,7454 | 0,0010 | 1,248 | 1,2490 |
| 884,7 | 0,2 | 7,765163 | 0,0028 | 1,29 | 1,2928 |
| 884,8 | 0,3 | 14,26552 | 0,0051 | 1,332 | 1,3371 |
| 884,9 | 0,4 | 21,9632 | 0,0079 | 1,375 | 1,3829 |
| 885 | 0,5 | 30,6945 | 0,0111 | 1,388 | 1,3991 |
| 885,1 | 0,6 | 40,34897 | 0,0145 | 1,462 | 1,4765 |
| 885,2 | 0,7 | 50,84551 | 0,0183 | 1,506 | 1,5243 |
| 885,3 | 0,8 | 62,1213 | 0,0224 | 1,553 | 1,5754 |
| 885,4 | 0,9 | 74,12579 | 0,0267 | 1,606 | 1,6327 |
| 885,46 | 0,96 | 81,66057 | 0,0294 | 1,641 | 1,6704 |

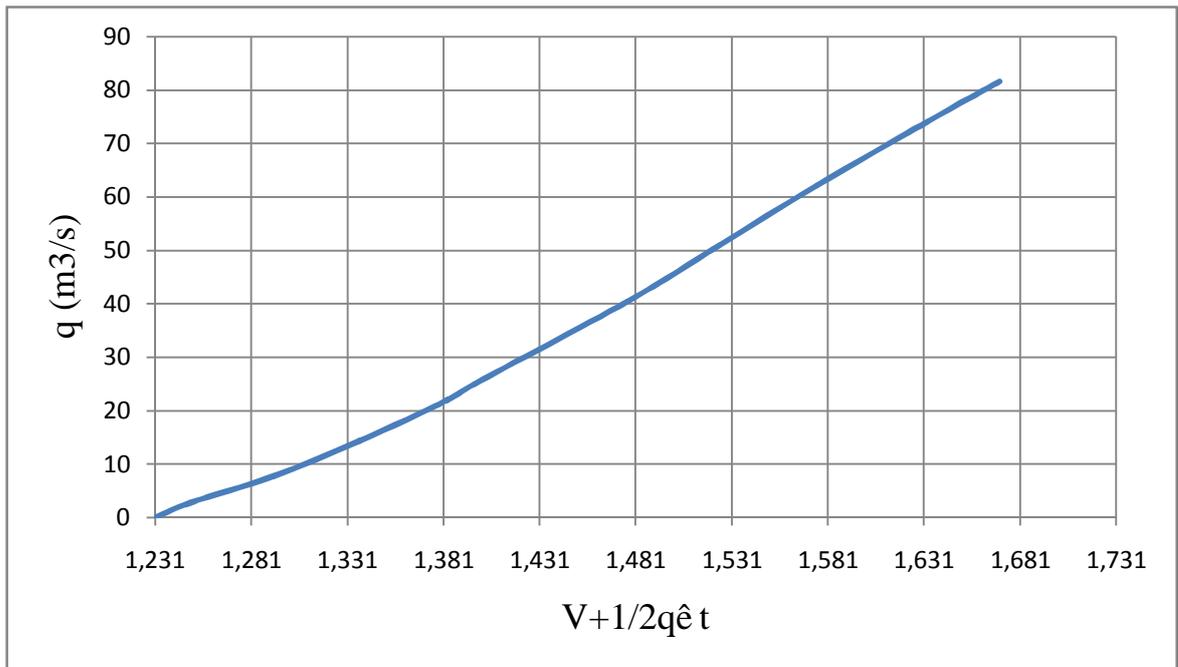


FIG :23 COURBE DES DEBIT DEVERSANTS

Tableau (III 61) : Le laminage des crues

| Temps (h) | Q | Q _{moy} | Q _{mov} - q (m ³ /s) | (Q _{mov} - q) Δt (Mm ³) | V+1/2.q.Δt (Mm ³) | q (m ³ /s) |
|-----------|---------------------|---------------------|---|---|----------------------------------|-----------------------|
| | (m ³ /s) | (m ³ /s) | | | | |
| 0 | 0 | 0,584 | 0,584 | 0,0004 | 1,231 | 0 |
| 0,2 | 1,169 | 2,922 | 2,666 | 0,0019 | 1,2314 | 0,256 |
| 0,4 | 4,675 | 7,596 | 6,973 | 0,0050 | 1,2333 | 0,623 |
| 0,6 | 10,518 | 14,608 | 13,371 | 0,0096 | 1,2384 | 1,237 |
| 0,8 | 18,699 | 23,958 | 21,324 | 0,0154 | 1,2480 | 2,634 |
| 1 | 29,217 | 35,645 | 30,511 | 0,0220 | 1,2633 | 5,134 |
| 1,2 | 42,072 | 49,669 | 41,121 | 0,0296 | 1,2853 | 8,548 |
| 1,4 | 57,265 | 66,030 | 54,795 | 0,0395 | 1,3149 | 11,235 |
| 1,6 | 74,795 | 84,729 | 69,514 | 0,0501 | 1,3544 | 15,215 |
| 1,8 | 94,663 | 105,765 | 88,530 | 0,0637 | 1,4044 | 17,235 |
| 2 | 116,868 | 129,139 | 110,886 | 0,0798 | 1,4682 | 18,253 |
| 2,2 | 141,410 | 154,850 | 114,587 | 0,0825 | 1,5480 | 40,263 |
| 2,4 | 168,289 | 182,898 | 132,644 | 0,0955 | 1,6305 | 50,254 |
| 2,6 | 197,506 | 211,653 | 142,392 | 0,1025 | 1,7260 | 69,261 |
| 2,8 | 225,8 | 212,921 | 134,680 | 0,0970 | 1,8285 | 78,241 |
| 3 | 200,043 | 189,220 | 89,970 | 0,0648 | 1,9255 | 99,25 |
| 3,2 | 178,398 | 168,385 | -11,941 | -0,0086 | 1,9903 | 218,326 |
| 3,4 | 158,373 | 149,139 | -21,393 | -0,0154 | 1,9817 | 170,532 |

Suite du Tableau (III 61) : Le laminage des crues

| Temps (h) | Q(m ³ /s) | Qmoy (m ³ /s) | Qmoy- q (m ³ /s) | (Qmoy- q) t (Mm ³) | V+1/2.q. t (Mm ³) | q (m ³ /s) |
|-----------|----------------------|--------------------------|-----------------------------|--------------------------------|-------------------------------|-----------------------|
| | | 149,139 | -21,393 | -0,0154 | 1,9817 | 170,532 |
| 3,6 | 139,905 | 131,419 | -20,906 | -0,0151 | 1,9663 | 152,325 |
| 3,8 | 122,933 | 115,162 | -30,164 | -0,0217 | 1,9512 | 145,326 |
| 4 | 107,391 | 100,305 | -35,946 | -0,0259 | 1,9295 | 136,251 |
| 4,2 | 93,218 | 86,784 | -28,451 | -0,0205 | 1,9036 | 115,235 |
| 4,4 | 80,350 | 74,538 | -27,786 | -0,0200 | 1,8831 | 102,324 |
| 4,6 | 68,725 | 63,502 | -36,046 | -0,0260 | 1,8631 | 99,548 |
| 4,8 | 58,279 | 53,614 | -41,711 | -0,0300 | 1,8372 | 95,325 |
| 5 | 48,948 | 44,810 | -40,515 | -0,0292 | 1,8071 | 85,325 |
| 5,2 | 40,671 | 37,028 | -40,773 | -0,0294 | 1,7780 | 77,801 |
| 5,4 | 33,384 | 30,204 | -44,657 | -0,0322 | 1,7486 | 74,861 |
| 5,6 | 27,024 | 24,276 | -46,889 | -0,0338 | 1,7165 | 71,165 |
| 5,8 | 21,528 | 19,180 | -49,037 | -0,0353 | 1,6827 | 68,217 |
| 6 | 16,832 | 14,854 | -49,860 | -0,0359 | 1,6474 | 64,714 |
| 6,2 | 12,875 | 11,233 | -49,918 | -0,0359 | 1,6115 | 61,151 |
| 6,4 | 9,592 | 8,256 | -49,260 | -0,0355 | 1,5756 | 57,516 |
| 6,6 | 6,921 | 5,859 | -48,242 | -0,0347 | 1,5401 | 54,101 |
| 6,8 | 4,798 | 3,979 | -46,562 | -0,0335 | 1,5054 | 50,541 |
| 7 | 3,161 | 2,554 | -44,564 | -0,0321 | 1,4718 | 47,118 |
| 7,2 | 1,946 | 1,519 | -42,398 | -0,0305 | 1,4397 | 43,917 |
| 7,4 | 1,091 | | | | | |

Suite du Tableau (III 61) : Le laminage des crues

| Temps (h) | Q(m ³ /s) | Q _{moy} (m ³ /s) | Q _{moy} - q (m ³ /s) | (Q _{moy} - q) t (Mm ³) | V+1/2.q. t (Mm ³) | q (m ³ /s) |
|-----------|----------------------|--------------------------------------|--|---|-------------------------------|-----------------------|
| | | 0,812 | -40,109 | -0,0289 | 1,4092 | 40,921 |
| 7,6 | 0,532 | 0,370 | -37,733 | -0,0272 | 1,3803 | 38,103 |
| 7,8 | 0,207 | 0,129 | -35,183 | -0,0253 | 1,3532 | 35,312 |
| 8 | 0,052 | 0,028 | -32,690 | -0,0235 | 1,3278 | 32,718 |
| 8,2 | 0,004 | 0,002 | -30,411 | -0,0219 | 1,3043 | 30,413 |
| 8,4 | 0,000 | 0,000 | -28,124 | -0,0202 | 1,2824 | 28,124 |
| 8,6 | 0,000 | 0,000 | -26,212 | -0,0189 | 1,2622 | 26,212 |
| 8,8 | 0,000 | 0,000 | -24,133 | -0,0174 | 1,2433 | 24,133 |
| 9 | 0,000 | 0,000 | -22,519 | -0,0162 | 1,2259 | 22,519 |
| 9,2 | 0,000 | 0,000 | -20,197 | -0,0145 | 1,2097 | 20,197 |
| 9,4 | 0,000 | 0,000 | -19,521 | -0,0141 | 1,1952 | 19,521 |
| 9,6 | 0,000 | 0,000 | -18,111 | -0,0130 | 1,1811 | 18,111 |
| 9,8 | 0,000 | 0,000 | -16,811 | -0,0121 | 1,1681 | 16,811 |
| 10 | 0,000 | 0,000 | -15,160 | -0,0109 | 1,1560 | 15,16 |
| 10,2 | 0,000 | 0,000 | -14,510 | -0,0104 | 1,1450 | 14,51 |
| 10,4 | 0,000 | 0,000 | -13,461 | -0,0097 | 1,1346 | 13,461 |
| 10,6 | 0,000 | 0,000 | -12,149 | -0,0087 | 1,1249 | 12,149 |
| 10,8 | 0,000 | 0,000 | -11,162 | -0,0080 | 1,1162 | 11,162 |
| 11 | 0,000 | 0,000 | -10,811 | -0,0078 | 1,1081 | 10,811 |
| 11,2 | 0,000 | 0,000 | -10,031 | -0,0072 | 1,1003 | 10,031 |
| 11,4 | 0,000 | | | | | |

Suite du Tableau (III 61) : Le laminage des crues

| Temps (h) | Q(m ³ /s) | Qmoy (m ³ /s) | Qmoy- q (m ³ /s) | (Qmoy- q) t (Mm ³) | V+1/2.q. t (Mm ³) | q (m ³ /s) |
|-----------|----------------------|--------------------------|-----------------------------|--------------------------------|-------------------------------|-----------------------|
| | | 0,000 | -9,113 | -0,0066 | 1,0931 | 9,113 |
| 11,6 | 0,000 | 0,000 | -8,650 | -0,0062 | 1,0865 | 8,65 |
| 11,8 | 0,000 | 0,000 | -7,991 | -0,0058 | 1,0803 | 7,991 |
| 12 | 0,000 | 0,000 | -7,462 | -0,0054 | 1,0746 | 7,462 |
| 12,2 | 0,000 | 0,000 | -6,921 | -0,0050 | 1,0692 | 6,921 |
| 12,4 | 0,000 | 0,000 | -6,142 | -0,0044 | 1,0642 | 6,142 |
| 12,6 | 0,000 | 0,000 | -5,980 | -0,0043 | 1,0598 | 5,98 |
| 12,8 | 0,000 | 0,000 | -5,155 | -0,0037 | 1,0555 | 5,155 |
| 13 | 0,000 | 0,000 | -5,181 | -0,0037 | 1,0518 | 5,181 |
| 13,2 | 0,000 | 0,000 | -4,801 | -0,0035 | 1,0480 | 4,801 |
| 13,4 | 0,000 | 0,000 | -4,641 | -0,0033 | 1,0446 | 4,641 |
| 13,6 | 0,000 | 0,000 | -4,121 | -0,0030 | 1,0412 | 4,121 |
| 13,8 | 0,000 | 0,000 | -3,831 | -0,0028 | 1,0383 | 3,831 |
| 14 | 0,000 | 0,000 | -3,201 | -0,0023 | 1,0355 | 3,201 |
| 14,2 | 0,000 | 0,000 | -2,352 | -0,0017 | 1,0332 | 2,352 |
| 14,4 | 0,000 | 0,000 | -1,032 | -0,0007 | 1,0315 | 1,032 |
| 14,6 | 0,000 | 0,000 | -1,031 | -0,0007 | 1,0308 | 1,031 |
| 14,8 | 0,000 | 0,000 | -1,030 | -0,0007 | 1,0300 | 1,03 |
| 15 | 0,000 | 0,000 | -1,029 | -0,0007 | 1,0293 | 1,029 |
| 15,2 | 0,000 | 0,000 | -1,024 | -0,0007 | 1,0285 | 1,024 |
| 15,4 | 0,000 | 0,000 | -1,023 | -0,0007 | 1,0278 | 1,023 |
| 15,6 | 0,000 | | | | | |

Suite du Tableau (III 61) : Le laminage des crues

| Temps (h) | Q(m ³ /s) | Q _{moy} (m ³ /s) | Q _{moy} - q (m ³ /s) | (Q _{moy} - q) t (Mm ³) | V+1/2.q. t (Mm ³) | q (m ³ /s) |
|-----------|----------------------|--------------------------------------|--|---|-------------------------------|-----------------------|
| | | 0,000 | -0,645 | -0,0005 | 1,0236 | 0,645 |
| 16,8 | 0,000 | 0,000 | -0,601 | -0,0004 | 1,0232 | 0,601 |
| 17 | 0,000 | 0,000 | -0,595 | -0,0004 | 1,0227 | 0,595 |
| 17,2 | 0,000 | 0,000 | -0,498 | -0,0004 | 1,0223 | 0,498 |
| 17,4 | 0,000 | 0,000 | -0,401 | -0,0003 | 1,0219 | 0,401 |
| 17,6 | 0,000 | 0,000 | -0,325 | -0,0002 | 1,0216 | 0,325 |
| 17,8 | 0,000 | 0,000 | -0,289 | -0,0002 | 1,0214 | 0,289 |
| 18 | 0,000 | 0,000 | -0,251 | -0,0002 | 1,0212 | 0,251 |
| 18,2 | 0,000 | 0,000 | -0,211 | -0,0002 | 1,0210 | 0,211 |
| 18,4 | 0,000 | 0,000 | -0,185 | -0,0001 | 1,0209 | 0,185 |
| 18,6 | 0,000 | 0,000 | -0,163 | -0,0001 | 1,0207 | 0,163 |
| 18,8 | 0,000 | 0,000 | -0,112 | -0,0001 | 1,0206 | 0,112 |
| 19 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,0000 | 1,0205 | 0,000 |
| 19,2 | 0,000 | | | | | |

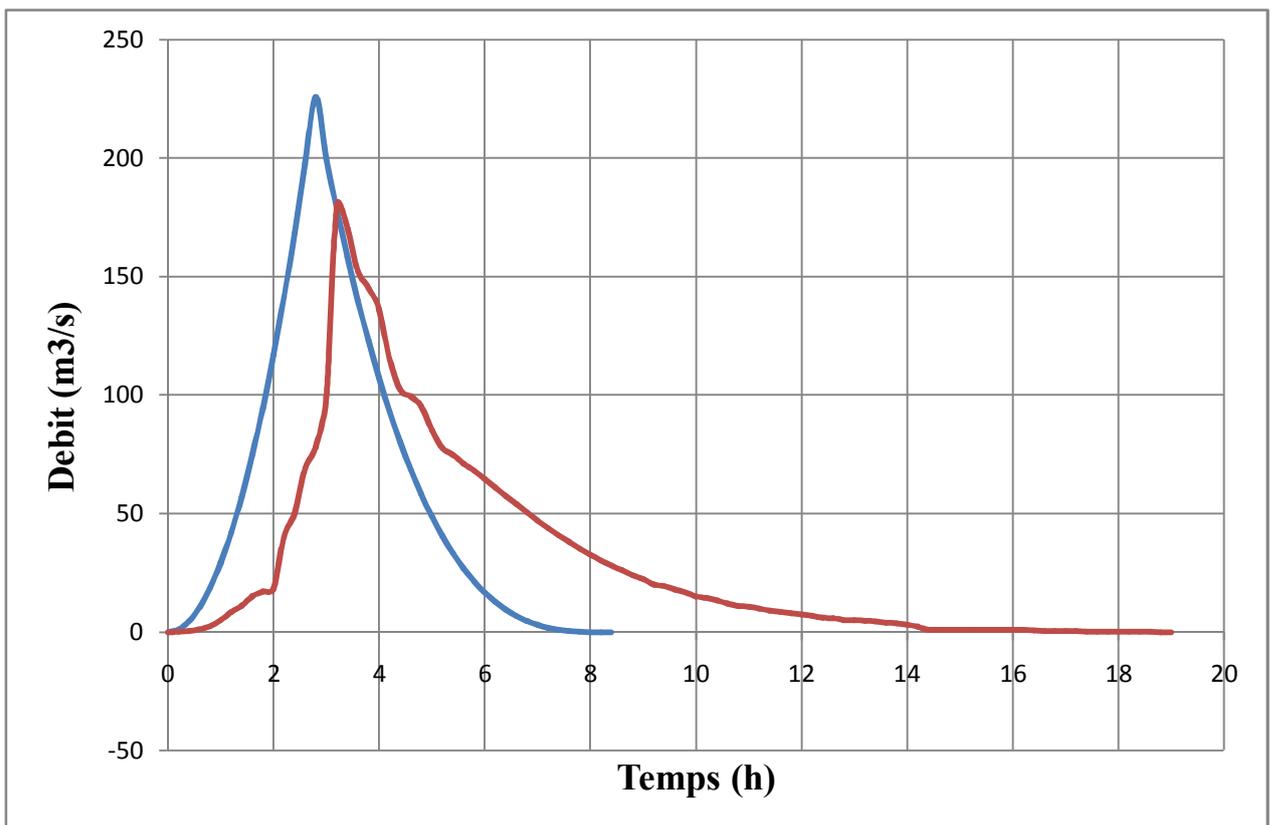


Tableau III-62 : Tableau récapitulatif

| <i>Dénomination</i> | Unités | Valeurs |
|-----------------------------|-----------------|----------------|
| <i>Cote NVM</i> | m | 878.06 |
| <i>Cote NNR</i> | m | 884.5 |
| <i>Cote NPHE</i> | m | 885.46 |
| <i>Cote du fond</i> | m | 874.49 |
| <i>Volume au NNR</i> | Mm ³ | 1.231 |
| <i>Volume utile</i> | Mm ³ | 1.191 |
| <i>Volume mort</i> | Mm ³ | 0.040 |



CHAP N°IV
Etude de variante de
la digue

IV.1 Introduction

Simultanément à la recherche d'un site, on doit réfléchir aux différents types d'ouvrages envisageables, à la vue des conditions et contraintes locales.

Les barrages peuvent être classés selon leur type de construction habituellement comme suit:

- Les ouvrages rigides, en béton, qualifiés ainsi parce que leur capacité de déformation est relativement faible. Ils ne s'accommodent, sauf exception, que de fondations rocheuses ou perméables, d'où on exclue ce type dans le cas de cette retenue collinaire qui repose sur de l'argile.
- Les ouvrages souples, en terre, en enrochements, capables de suivre sans trop de dommages des mouvements de leur substratum. Ils sont évidemment, radicalement différents, dans leur conception, des précédents. Ils s'accommodent de fondations de moins bonne qualité.

IV.2 Choix du site de la retenue

L'axe ou le site du barrage n'est pas choisi au hasard mais doit respecter plusieurs conditions à savoir: sociologiques, hydrologiques, topographiques, géologiques et hydrogéologiques, géotechniques et économiques. La projection de l'axe doit répondre à ces conditions:

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

On s'est basé sur ces conditions et on a pu choisir le site de cette retenue et on a l'assurance d'avoir dans la cuvette les matériaux de construction nécessaires pour la confection de l'ouvrage en qualité et en quantité.

IV.3 Choix du type du barrage

L'économie, la topographie, la morphologie de la vallée, la géologie, la géotechnique, les matériaux de construction nous imposent le type de barrage à mettre en œuvre.

La présence des matériaux locaux en grande quantité nous permet d'envisager un barrage en matériaux locaux, trois types sont à proposer :

a. Barrage en terre homogène

Un barrage en terre est dit homogène lorsqu'il est constitué d'un même matériau à dominante argileuse, relativement imperméable. Selon les ouvrages, la pente des talus sera plus ou moins forte, en fonction notamment des caractéristiques du matériau employé.

Ce type est très facile à réaliser à condition d'avoir de grandes quantités d'éléments fins (argile) pour la confection des remblais étanches et stables. Un dispositif de drainage est indispensable à l'aval tel un drain cheminée.

b. Barrage zoné

Lors de l'hétérogénéité des matériaux présents en place on envisage alors *un barrage à noyau*

Dans un barrage à noyau, les fonctions de résistance et d'étanchéité sont en quelque sorte séparées. La résistance est assurée par les recharges placées sur les flancs de l'ouvrage, et l'imperméabilité par le noyau central.

Le noyau au centre de l'ouvrage va être constitué de la terre la plus imperméable possible. Il sera tenu de part et d'autre par des recharges composées, selon les cas, de terre plus perméable, d'alluvions ou d'enrochements.

Il a l'inconvénient d'être difficile à réparer en cas de fuite ainsi que le risque du phénomène de renard qui est plus ou moins important dans ce type à cause de l'hétérogénéité des matériaux.

c. Barrage en enrochement avec un masque amont

Il peut aussi exister des sites où aucune terre n'est disponible, mais seulement des enrochements. Ceux-ci sont alors employés pour réaliser le corps du barrage, tandis que l'étanchéité est assurée par un masque de béton, ciment ou béton bitumineux posé sur l'ouvrage lui-même, côté amont, ce masque est facilement réparé en cas de défaillance, l'inconvénient dans ce type de barrage est la stabilité des enrochements qui est assez difficile à assurer.

On peut aussi citer :

IV.4 Cote en crête du barrage

- **Niveau des plus hautes eaux**

Le niveau des plus hautes eaux est égal au niveau normal de retenue

($N_{NR} = 972,5\text{m}$) majoré de la charge déversante déjà déterminée ($h = 0,84\text{m}$).

$$NPHE = NNR + h$$

$$NPHE = 885,46\text{m}$$

- **La revanche**

La revanche a été calculée préalablement dans l'étude d'optimisation et elle est de 1,50 m ce qui fait que la hauteur du barrage est de 12,77 m.

Donc la cote en crête est :

$$NCR = 887,26\text{m}$$

$$NCR = 887,26\text{m}$$

IV.5 Conception de la digue

IV.5.1 Largeur en crête

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

IV.5.2 Longueur en crête

La longueur en crête par rapport à l'axe défini de la digue est:

$$L = 610\text{m}$$

IV.5.3 Pente des talus

Tableau n°IV.01: Valeurs indicatives des pentes des talus (CEMAGREF)

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

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

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

On vérifiera ça après étude de stabilité des talus.

IV.5.4 Le volume du corps du barrage

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

$$V_b = \sum V_i$$

Tel que :

$$V_i = \frac{[w_i - w_{i+1}]}{2} L_i \quad \text{..(IV-1)}$$

V_i : volume du barrage dans la coupe i ;

W_i : section transversale du barrage dans la coupe i ;

L_i : distance entre deux coupes voisines.

$$w_i = \frac{[b + B_{pi}]}{2} H_{bi} \quad \text{..(IV-2)}$$

b: largeur du couronnement;

$$B_{pi} = b + (m_1 + m_2) H_{bi} \quad (IV-3)$$

m_1 : pente du talus amont;

m_2 : pente du talus aval;

| N° | Si (m2) | Smoy (m2) | di (m) | Volume (m3) |
|--------------------------|------------|------------|----------|-------------|
| 0 | 0 | 20,0448 | 49,355 | 989,31 |
| 1 | 40,0896 | | | |
| 2 | 119,472275 | 79,7809375 | 141,5768 | 11295,13 |
| 3 | 525,070475 | 322,271375 | 80,0883 | 25810,17 |
| 4 | 202,056875 | 363,563675 | 98,7441 | 35899,77 |
| 5 | 118,3724 | 160,214638 | 77,5329 | 12421,91 |
| 6 | 0 | 59,1862 | 162,699 | 9629,54 |
| Volume Total = 115564,78 | | | | |

$$V_b = 115564,78 \text{ m}^3$$

IV.5.5 Variantes de la digue

- ❖ **1^{ère} variante:** barrage en terre homogène avec un drain cheminé.
- ❖ **2^{ème} variante:** barrage à zones.
- ❖ **3^{ème} variante :** barrage en enrochement avec un masque amont en géomembrane
- **Evaluation du prix total des différents matériaux**

a). 1^{ère} variante:

Pour un barrage homogène d'une hauteur de 12,77m on prend les pentes des talus: $m_1=3$; $m_2=2,5$.

Les résultats de calcul sont exprimés dans le tableau suivant:

Tableau IV-02: coût de la digue (1^{ère} variante).

| Désignation | Unité | Quantité | P.U | Montant |
|--|----------------|----------------|------|-------------|
| | | m ³ | (DA) | (DA) |
| Enrochement | m ³ | 11362,95 | 3000 | 34088862 |
| Gravier | m ³ | 22704,11 | 2500 | 56760281,25 |
| Sable | m ³ | 5075,66 | 800 | 4060528 |
| Remblai en argile compacte | m ³ | 115564,78 | 500 | 57782390 |
| Produit asphaltique | m ³ | 1464 | 1000 | 1464000 |
| Montant total = 154156061.3(Da) | | | | |

b). 2^{ème} variante

Pour un barrage a zones d'une hauteur de 12,77m on prend les pentes des talus amont et aval: $m_1=2$, $m_2=3$

Les résultats de calculs sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV-03 : coût de la digue (2^{ème} variante).

| Désignation | Unité | Quantité | P.U | Montant |
|-------------------------------------|----------------|----------------|------|-------------|
| | | m ³ | (DA) | (DA) |
| Enrochement | m ³ | 10007,20 | 3000 | 30021607,5 |
| Alluvions | m ³ | 93341,93 | 600 | 56005155 |
| Gravier | m ³ | 18551,05 | 2500 | 46377613,75 |
| Sable | m ³ | 3858,74 | 800 | 3086990,4 |
| Noyau | m ³ | 41239,66 | 600 | 24743796 |
| Produit asphaltique | m ³ | 1464 | 1000 | 1464000 |
| Montant total = 161699162 Da | | | | |

Conclusion

L'évaluation des volumes des travaux a révélé que la variante de la digue homogène est plus appropriée que les deux autres variantes. Du point de vue technique, les deux variantes sont faisables, du point de vue économique elles sont également faisables. Toutefois si on doit choisir entre les deux variantes étudiées la première s'impose par

la facilité de construction et disponibilité des matériaux de construction (principalement l'argile) de quantité et de qualité, sur le gîte d'empreinte qui est situé a la cuvette.

On a opté pour un barrage en terre homogène vu les avantages qu'il présente.

Ce barrage en terre homogène qui à la rigueur remplit les conditions suivantes :

- avoir une imperméabilité suffisante ;
- insoluble dans l'eau ;
- avoir une faible teneur en matière organique ;
- ne pas se fissurer sous l'effet des tassements ;
- avoir une grande résistance au cisaillement et un maximum de densité sèche.
- Economique .

IV.5.6 Protection des talus

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

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

- **Talus aval**

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

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

Le barrage en enrochement ne nécessite aucune protection car son corps est constitué d'enrochement.

Remarque

On a évité d'enherber le parement du talus aval car les racines de la végétation risquent de favoriser des fissures au niveau du talus, on peut attendre à des glissements d'argile

Talus amont

L'enrochement en vrac est la solution la plus utilisée pour la protection du talus amont exposé au batillage des vagues. C'est également la solution la plus économique et cela quel que soit le type de digue en terre.

Les dimensions de l'enrochement peuvent être déterminées théoriquement en fonction de la hauteur des vagues et de leurs vitesses de propagation par les méthodes suivantes:

- 1^{ère} méthode

$$e = cv^2 \text{ (IV-4)}$$

e : épaisseur de l'enrochement en (m).

v : vitesse de propagation des vagues=3,68m/s.

C : coefficient dépendant de la pente des talus et du poids spécifique () de l'enrochement.

Tableau IV-05 : Valeurs de C en fonction des pentes de talus et .

| Pente du talus | Valeurs de c pour différents poids spécifiques | | |
|----------------|--|--------------------------------|----------------------------------|
| | $\delta = 2,5 \text{ g/cm}^2$ | $\delta = 2,65 \text{ g/cm}^2$ | $\delta = 2,8065 \text{ g/cm}^2$ |
| 1/4 | 0,027 | 0,024 | 0,022 |
| 1/3 | 0,028 | 0,025 | 0,023 |
| 1/2 | 0,031 | 0,028 | 0,026 |
| 1/1.5 | 0,036 | 0,032 | 0,030 |
| 1/1 | 0,047 | 0,041 | 0,038 |

Pour une digue homogène $c = 0,028$.

$$e = 0,38\text{m}$$

- 2^{ème} méthode

Les ingénieurs utilisent de préférence le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

Tableau IV-06 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

| Hauteur des vagues (m) | Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m) | D_{\min} (m) |
|------------------------|---|----------------|
| 0 ÷ 0,3 | 0,3 | 0,2 |
| 0,3 ÷ 0,6 | 0,4 | 0,25 |
| 0,6 ÷ 1,2 | 0,45 | 0,3 |
| 1,2 ÷ 1,8 | 0,55 | 0,4 |
| 1,8 ÷ 2,4 | 0,7 | 0,45 |
| 2,4 ÷ 3 | 0,8 | 0,55 |

Pour notre cas, $0,6 < H < 1,2$ m .

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

$$D_{\min} = 0,3\text{m}.$$

Conclusion

En analysant les résultats obtenus, on adopte pour la suite du dimensionnement de la digue une épaisseur de couche $e = 40\text{cm}$ et un diamètre moyen de 25cm . Donc une protection du talus amont d'une épaisseur de 40cm d'enrochement avec 30cm de filtre (lit de gravier et sable).

Comme les barrages enherbés sont devenus des lieux idéals pour le pâturage, alors on a opté pour une couche de 30cm d'enrochement sur le talus aval au lieu de l'herbe.

IV.5.8 Le noyau pour la deuxième variante

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

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

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

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \quad (IV-5)$$

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

b_{moy} : largeur moyenne du noyau.

H: la charge d'eau ($H_2 - H_1 = 10,97m$).

Le tableau suivant nous permet de choisir les valeurs:

Tableau IV-07: Valeur de I_{adm} en fonction du type de 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 |

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

La largeur en crête minimale du noyau est:

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

$$b_{min} = 2,13m$$

Donc on adopte:

$$b_{min} = 2,5 m$$

La pente du talus amont et aval du noyau est : $m_1 = 0,5$.

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

$$H_n = H_b - 1 = 11,77\text{m}$$

$$H_n = 11,77 \text{ m}$$

La largeur en base est:

$$2 \cdot m_1 \cdot H_n + b_{\min} = 14,27\text{m}$$

$$B_{\text{base}} = 14,27\text{m}$$

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

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

Ou :

$\hat{e} H$: la charge d'eau:

$$\hat{e} H = H_1 - H_2$$

H_1 : hauteur d'eau correspond au NPHE ($H_1 = 10,97\text{m}$).

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

$$\Delta H = 10,97\text{m}$$

Le gradient admissible pour notre cas égal a 1,80.

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

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

$$b_{\text{base}} = 6,09\text{m}$$

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

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

La largeur moyenne du noyau est:

$$b_{\text{moy}} = (b_{\text{min}} + b_{\text{base}}) / 2 = 8,385\text{m}$$

$$I = 1,31 < I_{\text{adm}}$$

Condition vérifiée.

IV.5.9 Etanchéité de la fondation

Pour les deux premières variantes une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de l'argile. Elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue.

La clé d'étanchéité est constituée d'argiles compactées dans les deux variantes

La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 4 m.

La pente des talus de la clé d'étanchéité est $m = 1$.

Pour la 3^{ème} variante l'étanchéité de la fondation est assurée par l'ancrage du masque amont en géomembrane jusqu'au substratum

IV.5.10 le drainage du barrage

Pour éviter le phénomène de RENARD (l'ennemi silencieux des barrages), les sous pressions et pressions interstitielles dans le corps du barrage , on prévoit un dispositif de drainage qui a pour rôle d'intercepter les eaux d'infiltration, et de les faire sortir en aval du barrage sans causer de dégât préjudiciable au barrage .

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

- **Variante I :**

Un drain cheminé de fruit $m=0,35$ (pour protéger au maximum le talus aval contre les pressions interstitielles et les sous-pressions) peut être incorporé au centre de la digue homogène qui se compose de graviers d'une largeur égale à 2,0m et une couche de 15 cm de sable. Ce drain cheminé a une hauteur de 11 m est relié au pied du talus aval par un drain horizontal (tapis drainant) identique au drain vertical de tous points de vue.

Variante II :

Un drain prisme situé au pied du talus aval. Ce drain est constitué d'un massif de forme triangulaire en enrochements et d'une couche de 15cm de gravier et 15cm de sable du côté interne. Le noyau est protégé de part et d'autre par des zones de transition.

IV.6 Fondation

L'exigence essentielle pour la fondation d'un barrage c'est de garantir un support stable pour remblai sous toutes les conditions de saturation des charges, et de garantir une résistance suffisante à l'infiltration contre les renards et les pertes d'eau.

Dans le cas de ce barrage l'infiltration est très minime donc la fondation présente une bonne étanchéité naturelle et on la renforcée par une clé d'ancrage.

IV.7 Dispositif des drains et filtres

IV.7.1 Les drains

IV.7.2 Dimensionnement du Drain tapis

$$L_d = 1/4 L_b$$

L_d : longueur du drain tapis en m

L_b : largeur transversale du barrage ($L_b=76,24m$)

On trouve :

$$L_d = 19,06m$$

IV.7.3 Dimensionnement du drain prisme

- **Hauteur**

$$H_p = (0,15 \div 0,2) H_b$$

H_b : Hauteur du barrage ($H_b=12,77m$)

On prend $H_p = 0,175 H_b$

On aura :

$$H_p = 2,23m$$

Largeur en crête

$$b_p = (1/3 \div 1/4) h_p$$

On prend $b_p = 1/3 h_p$

Ce qui donne:

$$b_p = 0,74 \text{ m}$$

Fruits des talus

$$m_1 = (1 \div 1,75)$$

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

on prend :

$$m_2 = 2,5$$

$$m_1 = 1,25$$

IV.7.4 Calcul des filtres

Les filtres sont une succession de couches de granulométrie très variée .Ils sont situés :

- Au pied aval du barrage
- A la protection du talus amont (zone de transition entre l'eau et les recharges)
- Entre le tapis filtrant et les recharges.

IV.7.5 Détermination de la courbe granulométrique des filtres

- B15=0,04mm
- B50=0,90mm

Nous utilisons les critères suivants :

$$12 < F15/B15 < 40$$

$$12 < F50/B50 < 58$$

Donc nous avons :

$$0,48 < F15 < 1,6$$

$$10,80 < F50 < 52,20$$

Les résultats ont donné une seule couche de gravier.

Conclusion

On prévoit :

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur =15 cm (pour des raisons de sécurité).
- La deuxième couche est en gravier d'épaisseur =15cm ;
- Le renrochement d'épaisseur = 40 cm.

IV.8 Calcul d'infiltration

IV.8.1 Objectif de calcul d'infiltration

L'objectif de cette partie est de déterminer :

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

IV.8.2 Hypothèses de calcul de la ligne de saturation

- Il s'agit tout d'abord de déterminer la ligne de saturation dont le calcul suppose les hypothèses suivantes :
- Que le sol est homogène et isotrope, c'est-à-dire que la perméabilité horizontale est identique à celle verticale.
- Que la ligne de saturation suit la loi de la parabole de Kozeny.
- Que le calcul se fera pour la section critique de la digue.

La parabole de la courbe de Kozeny s'écrit comme suit:

$$Y^2 - Y_0^2 - 2XY_0 = 0 \Rightarrow Y = \sqrt{Y_0^2 + 2XY_0} \quad (IV-6)$$

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad (IV-7)$$

Avec :

d : Largeur de base du barrage diminuée de 0,7b (d =63.37m).

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont $b=32.91m$

(Déterminé graphiquement).

h : La hauteur d'eau en amont ($h=10.97m$).

On trouve $Y_0 = 0.94m$.

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

L'équation de la parabole s'écrit : $Y = \sqrt{0,9 + 1,9X}$

Tableau IV-08: Coordonnées de la ligne de saturation :

| x | y | x | y |
|----|------|----|-------|
| 3 | 2,57 | 36 | 8,32 |
| 6 | 3,51 | 39 | 8,66 |
| 9 | 4,24 | 42 | 8,98 |
| 12 | 4,87 | 45 | 9,30 |
| 15 | 5,42 | 48 | 9,60 |
| 18 | 5,92 | 51 | 9,89 |
| 21 | 6,39 | 54 | 10,17 |
| 24 | 6,82 | 57 | 10,45 |
| 27 | 7,22 | 60 | 10,72 |
| 30 | 7,61 | 63 | 10,98 |
| 33 | 7,97 | 66 | 11,24 |

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

$$c = \frac{\Delta l}{l + \Delta l} \text{ í í í í í } .(IV-8)$$

$$l + \Delta l = \frac{Y_0}{1 - \cos \alpha} \quad (IV-9)$$

: C'est l'angle de face amont du drain cheminé avec l'horizontale.

A partir de l'abaque de Cazagrande on détermine « c ».

$$= 70^\circ \quad \text{et} \quad c = 0,30$$

$$l + \hat{e}l = 2,14\text{m} \quad \text{d'où} : \quad \hat{e}l = 0.64 \text{ m.} \quad \text{et} \quad l = 1.5\text{m.}$$

IV.8.3 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue

Le débit de fuite à travers le noyau est déterminé par la formule suivante :

$$q = K \cdot I \cdot A \quad (IV-10)$$

Avec :

q: Débit d'infiltration en (m³/s/ml).

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

I: Gradient hydraulique.

A: Section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par: I=dy/dx et A=y.l

Donc: q=K.ydy/dx (V-11)

Avec ydy/dx=y₀

D'où q=K.y₀ m³/s/ml.

Le débit total à travers le barrage sera donc: Q=q.L

AN:

Y₀=0,94m d'où

$$q = 0,94 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}.$$

IV.8.4 Calcul du débit de fuite à travers la fondation

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy (IV.11):

$$q=K.I.A$$

A: Section d'infiltration par unité de longueur. $A=T.1$ (T=3m Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où : $q= K.I.T$

I: gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité horizontal a travers la fondation ($K= 10^{-7}$ m/s)

H_e : Charge d'eau à l'amont $H = 10,97$ m.

L_b : Emprise du barrage $L_b=76,24$ m.

$$I=H_e/L_b \quad (IV-12)$$

$$q=4,32.10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}.$$

IV.8.5 Vérification de la résistance à l'infiltration des sols du corps et de la fondation

- **Corps du barrage:**

La vérification de la résistance d'infiltration dans le corps du barrage est effectuée d'après la condition :

$$I = \frac{\Delta H}{l} \leq I_{adm} \quad (IV-13)$$

l : largeur indiquée sur le schéma si dessous : $l=12,77$ m.

$\hat{e}H$: Perte de charge a travers le barrage $\hat{e}H = h = 10,97$ m

I : Gradient hydraulique admissible tiré du tableau ($I_{adm} = 1,8$), voir la figure ci après:

On trouve $I = 0,86 < 1,8$. Donc la condition est vérifiée.

La résistance à l'infiltration à travers le barrage est assurée.

- **Fondation du barrage**

Cette vérification s'effectue en utilisant l'expression suivante :

$$J_f \leq \frac{I_{cr}}{K_s} \quad (IV-14)$$

J_{cr} : Gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de fondation d'après le tableau ci-dessous

Tableau IV-09: Détermination du gradient d'infiltration admissible :

| Sol de fondation | I _{cr} |
|------------------|-----------------|
| Argile | 0,9 |
| Limon | 0,45 |
| Sable grossier | 0,40 |
| Sable moyen | 0,28 |
| Sable fin | 0,22 |

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

Tableau IV-10: Détermination du coefficient de sécurité.

| Classe du barrage | I | II | III | IV |
|----------------------|------|----|------|------|
| K_s | 1,25 | 2 | 1,15 | 0,29 |

J_f : Gradient d'infiltration dans la fondation du barrage déterminé par la formule suivante :

$$J_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88T_c} \leq \frac{I_{cr}}{K_s} \quad (IV-15)$$

T_c : Profondeur de calcul de la zone d'infiltration.

$$T_c = T_{réel} \text{ si } T_{réel} \leq T_{ac}$$

$$T_c = T_{ac} \text{ si } T_{réel} > T_{ac}$$

$T_{réel}$: profondeur de la couche imperméable ;

T_{ac} : profondeur de la zone active.

$T_{réel} = 3\text{m}$; $T_{ac} = 3,5\text{m}$; on voit bien que $T_{réel} \leq T_{ac}$ donc $T_c = T_{réel} = 3\text{m}$

L : Largeur du barrage à la base $L = 76,24\text{m}$.

$\hat{e}H$: La différence du niveau d'eau à l'amont et à l'aval ($\hat{e}H = 10,97\text{m}$)

Pour notre barrage, il appartient à la III^{ème} classe ce qui donne ($K_s = 1,15$).

La fondation marneuse argileuse, donc: $J_{cr} = 1,2$.

Pour cela on trouve:

$$J_f = \frac{10,97}{76,24 + 0,88 \cdot 3} = 0,14 < 1,043$$

La condition est vérifiée, la résistance d'infiltration à travers les fondations est assurée

IV.9 Calcul de stabilité

IV.9.1 Généralités sur l'étude de stabilité des barrages

Il est évident qu'un remblai mal dimensionné, et instable peut, d'une part porter préjudice à la sécurité des populations, exploitations agricoles et aménagements situés à son aval et, d'autre part, appellera probablement des travaux d'entretien.

La stabilité des barrages en terre est étudiée au moyen des méthodes utilisées plus généralement pour l'étude des pentes en mécanique des sols les plus courantes sont celles de Fellenius, Bishop, Spencer, Janbu, la méthode dite des coins, ou encore celle dite des perturbations en faveur en France. Toutes sont des méthodes d'équilibre de forces, dans lesquelles les forces déstabilisatrices (poids, pressions interstitielles) doivent être compensées par des forces résistantes, avec des marges de sécurité conventionnellement choisies. Un facteur qui influe très fortement sur la stabilité est la **pression interstitielle** qui peut s'installer de façon durable dans le remblai :

- en raison des écoulements permanents à travers le remblai ;
- en conséquence des variations de contraintes, résultant de la construction, d'une vidange rapide, ou bien de séismes.

Pour l'appréciation de la stabilité du remblai compacté de la retenue collinaire de Oued Oglet-Er-Rbaib, et la vérification des valeurs des fruits des parements adoptés, nous avons utilisé la méthode des tranches (Méthode de FELLENIUS). Cette

vérification a fait l'objet d'un calcul détaillé effectué manuellement. Ce calcul manuel a été réalisé avec la contribution d'un programme Excel.

Quatre cas peuvent être vérifiés :

Parement amont : cas fin de construction et vidange rapide.

Parement aval : cas fin de construction et fonctionnement normal.

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

- De la géométrie de la digue
- Des caractéristiques des matériaux utilisés
- Des différents niveaux d'eau dans la cuvette en fonction de l'exploitation du barrage (niveau de retenue normale et vidange rapide).
- Du niveau piézoélectrique dans les différentes couches.
- De l'accélération de la pesanteur en cas de séisme prévu pour une période de retour de 500 ans.

Conséquences de l'instabilité des talus

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

IV.9.2 Principe de la méthode des tranches :

Cette méthode nous amène à respecter les étapes suivantes :

- Construire la coupe transversale du barrage à l'échelle.
- Détermination du talus moyen.
- Tracer deux lignes au milieu du talus, l'une verticale et l'autre faisant un angle 85° avec le talus moyen.

- Détermination de la zone du centre du cercle de glissement, pour cela Fandeev recommande de disposer le centre du cercle du glissement dont les limites définies par deux cercles de rayons, R_{min} et R_{max} donnés par le tableau suivant :

Tableau IV-11 : détermination des rayons max et min.

| Pente des parements | 1/1 | 1/2 | 1/3 | 1/4 | 1/5 | 1/6 |
|---------------------|------|------|-----|------|-----|------|
| $K1=R1/H_b$ | 0,75 | 0,75 | 1,0 | 1,50 | 2,2 | 3,0 |
| $K2=R2/H_b$ | 1,50 | 1,75 | 2,3 | 3,75 | 4,8 | 5,50 |

Pour notre cas :

| talus | Pente du talus | K1 | K2 | R1 (m) | R2 (m) |
|-------|----------------|-------|-------|--------|--------|
| Amont | 3 | 1,0 | 2,3 | 12,77 | 29,37 |
| Aval | 2,5 | 0,875 | 2,025 | 11,17 | 25,86 |

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

Le coefficient de sécurité est égale à :
$$K_S = \frac{M_{resis}}{M_{mot}} \quad (IV-16)$$

M_{resist} : les moments résistants.

M_{mot} : les moments moteurs.

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

Tableau IV-12: les valeurs admissibles des coefficients de sécurité.

| Combinaison des charges et des actions | Classe de l'ouvrage | | | |
|---|---------------------|------------|------------|------------|
| | I | II | III | IV |
| Fondamentales (sans séisme) | 1,3 ÷ 1,2 | 1,2 ÷ 1,15 | 1,15 ÷ 1,1 | 1,1 ÷ 1,05 |
| Spéciales Avec séisme) | 1,1 ÷ 1,05 | 1,1 ÷ 1,05 | 1,1 ÷ 1,05 | 1,05 |

Cas les plus défavorables :

a) Vidange rapide (talus amont)

La vidange rapide par laquelle a été vérifiée la stabilité du talus amont, est le cas le plus défavorable. Pour ce dernier, le 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 sont pas dissipées, dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

- *Sans séisme*
$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P)tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n} \quad (IV-17)$$

- *Avec séisme*
$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - P)tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \quad (IV-18)$$

Où:

C: Cohésion.

dL: Longueur déployée de la surface de rupture.

a : Coefficient d'intensité sismique de la zone a = 0,2.

d_n: Bras de levier (en m).

R : Rayon du cercle de glissement.

N: Contrainte normale.

$$N_n = G_n \cdot \cos \alpha \quad (IV-19)$$

i: angle vertical de la tranche.

$$G_n = b_n(\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3) \quad \text{..(IV-20)}$$

Avec :

b_n : Largeur de la tranche.

γ_1 : Densité humide utilisée au dessus de la ligne phréatique.

γ_2 : Densité saturée utilisée au dessous de la ligne de saturation.

γ_3 : Densité du massif de la fondation.

Remarque

γ_{sat} : Densité saturée utilisée au dessous de la ligne de saturation.

γ_h : Densité humide utilisée entre la ligne de saturation et le niveaux NNR.

γ_d : Densité sèche utilisée entre le niveaux NNR et PHE.

γ' : Densité déjaugée utilisée pour le cas de vidange rapide.

T: Contrainte tangentielle.

$$T_n = G_n \cdot \sin \alpha_n \quad \text{..(IV-21)}$$

α_n : Angle de frottement interne.

P: Pression interstitielle.

$$P = \gamma_w \cdot h_n \cdot l_n \quad \text{..(IV-22)}$$

Où :

γ_w : Poids volumique de l'eau $\gamma_w=1(t/m^3)$.

h_n : Hauteur de la tranche n.

l_n : Longueur de l'arc délimitait.

La base de la tranche n, tel que :

$$l_n = \frac{b_n}{\cos \alpha_n} \quad \text{..(IV-23)}$$

$$l_n = \frac{b_n}{\cos \alpha_n}$$

b) Fin de construction (talus amont et aval)

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).

- *Sans séisme*
$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n} \quad (IV-24)$$

- *Avec séisme*
$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \quad (IV-25)$$

c) Retenue normale (talus aval)

De même que pour la fin de construction, le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

Ce cas a la réputation d'être le plus défavorable pour le talus aval, du fait du caractère catastrophique d'une rupture en charge.

- *Sans séisme*
$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P) tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n} \quad (IV-26)$$

- *Avec séisme*
$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - P) tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \quad (IV-27)$$

- **Tableau IV-13:** Les caractéristiques géotechniques

| Paramètres | Valeurs |
|------------------------------------|---------|
| γ_d (t/m ³) | 1,79 |
| γ (t/m ³) | 1,07 |
| γ_{sat} (t/m ³) | 2,07 |
| ° | 20 |
| C bars | 0,5 |

Les coefficients admissibles de stabilité :

$K_{adm} = (1,5 - 1,1)$ (sans séisme).

$K_{adm} = 1,05$ (avec séisme).

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV-14 : coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

| CAS DE SOLLICITATION | | COEFFICIENT DE SECURITE | |
|-----------------------|---------------------------|-------------------------|-------------|
| | | Avec séisme | Sans séisme |
| Fonctionnement normal | <u>Talus aval</u> | | |
| | R= 32,62 m | 1,04 | 1,80 |
| | R= 34,44m | 1,03 | 1,63 |
| | R= 37,79 m | 1,06 | 1,54 |
| Fin de construction | <u>Talus aval</u> | | |
| | R=32,75m | 1,01 | 1,96 |
| | R=37,88m | 1,04 | 1,81 |
| | R=36,12m | 1,19 | 1,70 |
| | <u>Talus amont</u> | | |
| | R= 33,73m | 1,03 | 1,96 |
| | R=37,26m | 1,05 | 1,97 |
| R= 35,81m | 1,07 | 1,9 | |
| Vidange rapide | <u>Talus amont</u> | | |
| | R=40,71 m | 1,29 | 2,51 |
| | R= 37,49m | 1,11 | 2,89 |
| | R=38,75m | 1,06 | 1,89 |

| | | | |
|--|--|--|--|
| | | | |
|--|--|--|--|

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum est supérieur ou égal au coefficient admissible ; donc la stabilité du talus est assurée.



CHAP N°V
Les ouvrages annexes

Introduction

Les barrages réservoirs sont souvent équipés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres, en utilisant pour ce but la charge hydraulique effective disponible.

Les dimensions des plant en élévation, la conception ainsi que la composition des ouvrages annexes d'un barrage sont dictées par le débit de projet, la charge effective, le relief et la géologie du site, ainsi que des conditions de réalisation et d'exploitation.

V.1L'évacuateur de crues

La submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue est toujours un phénomène particulièrement dangereux.

Un barrage s'il retient l'écoulement, doit aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnels, mais il faut que cette évacuation ait lieu sans que la lame d'eau ne le submerge.

On prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé évacuateur de crue.

- **Différents types d'évacuateurs de crue**

- **Evacuateur de crues en puits (tulipe)**

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- a) Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s.
- b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

- a) Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
- b) Problème de vibration.
- c) Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- d) Prévoir des protections antivortex (coût et entretien).
- e) Dissipation au pied de la digue.

Evacuateur 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.

Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- Le coût peu élevé.
- La difficulté de modification.

Evacuateur de crues en siphon

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, il représente les avantages :

- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- Amorçage et le désamorçage.
- Entretien indispensable.
- Débit faible à évacuer.
- Dispositif sur le corps de la digue.

V .1.1 Choix de l'évacuateur de crue

Près de la moitié des cas de destruction des barrages en enterré provient de submersions dus à une insuffisance ou à une absence d'évacuateur de crue. Pour cela il faudra prendre plusieurs facteurs en considération

- a) topographie : l'ouvrage présente des rives avec une pente plus ou moins douce alors que ce dernier se dirige vers la rive gauche : en aval ainsi qu'il y a un talweg qui véhicule les eaux déversées vers ce dernier ce qui favorise l'implantation de l'axe de l'évacuateur de crues sur la rive gauche ceci va diminuer les travaux

d'excavation et ces conditions nous permettent d'implanter un évacuateur latérale à entonnement frontale.

- b) Géologie : d'après les sondages implantés sur l'axe de la digue notamment sur la rive gauche de l'oued on remarque que la formation géologique de la dite rive pourra supporter un ouvrage en béton . On remarque aussi la présence des alluvions ainsi que l'absence des roches dans la fondation du barrage ce qui défavorise la réalisation d'un tunnel ou d'une galerie.
- c) Fonctionnement : au contraire de l'évacuateur tulipe l'évacuateur à ciel ouvert ne représente aucun danger lors de l'évacuation en plus il est plus facile à entretenir
- d) Réalisation : dans notre cas le type le plus adapté de point de vue réalisation est celui qui a été choisi vu la grandeur du projet ainsi que l'aspect économique qui est le même très important.

V.1.2 Dimensionnement de l'évacuateur de crue

L'évacuateur de crues est constitué des éléments suivants :

- Un canal d'approche.
- Un déversoir.
- Un chenal.
- Un convergent.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un canal de restitution.
- **a) Dimensionnement et calcul hydraulique des éléments constituant l'évacuateur de crue**

➤ Canal d'approche:

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible.

P: la pelle (P=1,5m).

H: la charge d'eau sur le déversoir H=0,96m.

$$H + P = 2,46\text{m}$$

Vitesse d'approche:

La vitesse est donnée par la relation suivante:

$$V = \frac{Q}{(P + H)b}$$

b: largeur du déversoir (b=40m).

Q: débit évacue (Q=218,78 m³/s).

On trouve: V=1,74 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:

$$R_e = 0.6 + 0.05V(H)^{1/3} \quad (V-1)$$

$$R_e = 0,65m.$$

R=0,65m

D'où la hauteur de mur est:

$$H_m = H + P + 0,65 = 3,11m \quad (V-2)$$

on prend:

Hm=3m

- **Longueur du canal d'approche**

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 20m.

➤ **Le déversoir**

Le profil du seuil déversant est de type Creager, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression est égale à la pression atmosphérique, tout profil situé au dessus entraînera des dépressions donc des risques de décollement.

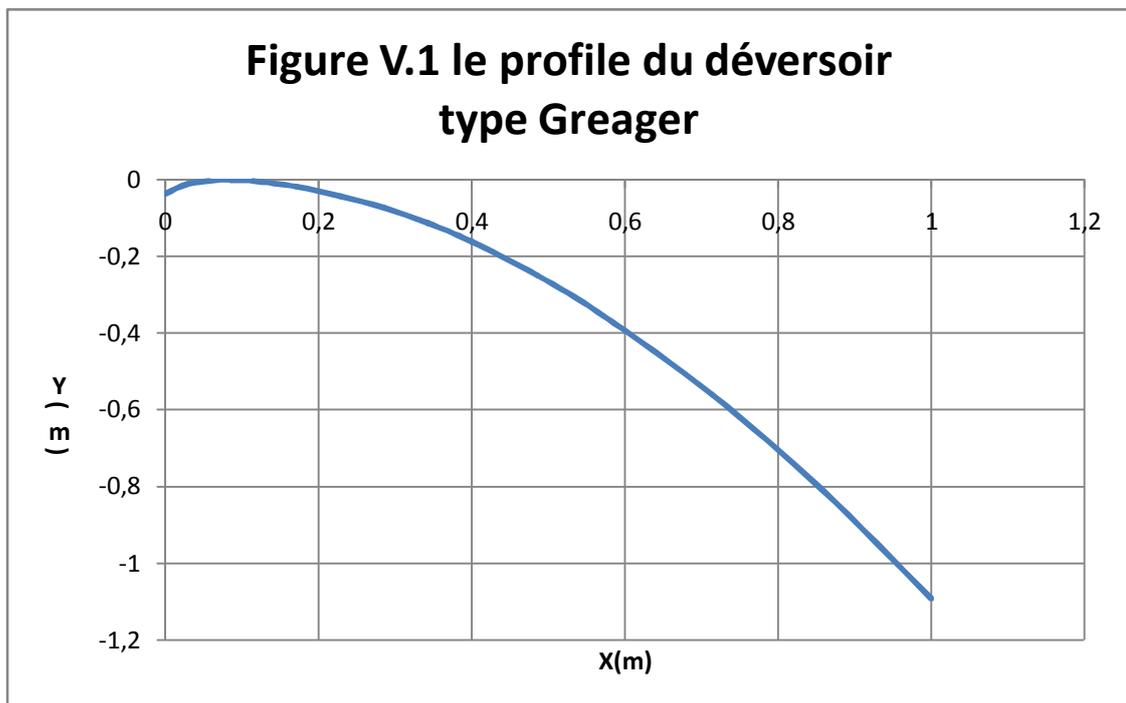
Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante:

$$y = \frac{(x^{1.85})}{(2H^{0.85})} \quad (V-3)$$

H: la charge sur le déversoir.

Tableau V-1: Coordonnées de la nappe déversant.

| | |
|----------|----------|
| 0 | -0,03648 |
| 0,028608 | -0,01056 |
| 0,05712 | -0,00192 |
| 0,085728 | 0 |
| 0,11424 | -0,00192 |
| 0,171456 | -0,01728 |
| 0,228576 | -0,04224 |
| 0,285696 | -0,07296 |
| 0,342816 | -0,11232 |
| 0,400032 | -0,16128 |
| 0,48576 | -0,2496 |
| 0,571392 | -0,35328 |
| 0,71424 | -0,55968 |
| 0,857184 | -0,8064 |
| 1,000032 | -1,09056 |



➤ **Chenal d'écoulement**

Le chenal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface, sa pente est suffisamment faible (inférieure à la pente critique) pour que le régime soit fluvial. Il est en général de section rectangulaire, sa longueur est rarement importante car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'aboutir au coursier.

La longueur du chenal est déterminée en fonction de la topographie ici elle n'est pas importante elle est égale à 8m et une pente de 0,2%. On détermine la profondeur critique y_c pour un canal de forme rectangulaire comme suit :

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b} \right)^2} \quad (V-4)$$

Avec:

Q: débit à évacuer (Q=218,78/s).

b: largeur du canal (b=40m).

g: l'accélération de pesanteur (g=9.81m²/s).

$$y_c = 1,75\text{m}$$

La profondeur d'eau dans le chenal est $H_c = 1.5y_c = 2,63\text{m}$.

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour ($h=h_{cr}$).

$$Q = K.S.R^{2/3}.I^{1/2} \quad (V-5)$$

Avec:

R: rayon hydraulique (en m)

I: la pente en (m/m).

S: section mouillée

K: coefficient de Manning-Strickler (K=71).

Pour une section rectangulaire:

$$I_{cr} = \left[\frac{Q.(b + y_c)^{2/3}}{K.(b.y_c)^{5/3}} \right]^2 \quad (V-6)$$

$$I_{cr} = 0,39\%$$

(0.2% < 0.40% \Rightarrow $I < I_{cr}$), La condition est vérifiée.

La profondeur normale h_n (profondeur qui apparaît pour un débit Q et une pente I que chenal si l'écoulement était uniforme) ; se déduit de la formule de Manning Strickler.

$$Q = S.C\sqrt{R.I} \quad (V-7)$$

Avec : S : section du chenal $S=b.h_n$;

I : pente du chenal $I=0,2\%$;

C : coefficient de Chezy $C=R^{1/6}/n$ (V-8)

$$R : \text{rayon hydraulique } R=S/P=\frac{b.h_n}{2.h_n + b}; \dots (V-9)$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par itération .

$$Q = \frac{1}{n} . I^{1/2} . (b.h_n)^{5/3} . (2.h_n + b)^{-2/3} \dots (V-10)$$

On aura : $h_n=2,61 \text{ m}$,

$$V_n = \frac{Q}{b.h_n}, V_n=2,10\text{m/s} .$$

$h_n > h_c$ donc l'écoulement est fluvial.

➤ **Le coursier**

En général, le coursier commence par un convergeant amenant à la section de contrôle (section où atteinte la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente, sa largeur est calculée est estimée à:

$$L_2=8\text{m}$$

➤ **Calcul du convergeant**

Le convergeant est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergeant est estimée par la formule suivante :

$$L = 2,5 (l_1 - l_2) \dots (V.11)$$

Où : l_1 : est la largeur au plafond du bief amont $l_1=14 \text{ m}$

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle $l_2=8\text{m}$

La longueur du convergent est de **15m**.

- **La profondeur critique**

On fait le même calcul que celui du chenal d'écoulement.

Pour $b=25 \text{ m}$

$$h_{cr}=1,98\text{m}$$

- La pente critique

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique.

Pour calculer I_{cr} on associera donc la relation du régime uniforme

$$Q = S_c.C.\sqrt{R_c.I_{cr}} \quad \dots\dots\dots (V.12)$$

Avec celle du régime critique.

$$\frac{Q^2.b}{g.S_c^3} = 1 \quad \dots\dots\dots (V.13)$$

L'élimination de Q entre les deux expressions pour une section rectangulaire ($S=h.b$) conduit à :

$$I_{cr} = \frac{g.h_c}{C_c^2.R_c} \quad \dots\dots\dots (V.14)$$

Avec : I_{cr} : pente critique ;

S_c : section critique $S_c=b.h_{cr}$;

R_c : rayon critique $R_c=S_c/P_c$;

P_c : périmètre critique $P_c=2.h_{cr}+b$

C_c : coefficient de Chézy $C_c = R_c^{1/6} / n$

n : coefficient de rugosité $n=0,022$

Ce qui donne :

- $S_c=49,50m^2$;
- $P_c=28,96m$;
- $R_c=1,71m$;
- $C_c=49,21$

La pente critique est:

$I_{cr}=0,48\%$

- Calcul de la profondeur normale

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme (c'est-à-dire la section transversale et la pente de la surface libre sont constantes) elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy).

$$Q = S.C.\sqrt{R.I}$$

Avec : S : section du coursier $S=b.h_n$;

I : pente du coursier I=10% (voir le profil) ;

Cn : coefficient de Chézy $Cn = R^{1/6} / n$

$$R : \text{rayon hydraulique } R = \frac{S}{P} = \frac{b \cdot h_n}{2 \cdot h_n + b} ;$$

En substituant de la même manière que pour le chenal d'écoulement, on aura:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (b \cdot h_n)^{5/2} \cdot (2 \cdot h_n + b)^{-3/2}$$

On aura : $h_n = 2,61 \text{ m}$.

- **Classification du mouvement et du régime d'écoulement**

I=10% ($h_n=2,61\text{m}$), $I_{cr}= 0,48\%$ ($h_{cr}=1,98\text{m}$)

En analysant ces résultats, on constate que $I > I_{cr}$ ($h_n < h_{cr}$) donc le régime d'écoulement est torrentiel dans le coursier .

- **Calcul de la ligne d'eau dans le coursier**

Le calcul de la ligne d'eau dans le coursier est fait par un moyen informatique, à l'aide d'un logiciel CANALP.

-Les données de base :

-Largeur du canal $b=25\text{m}$;

-Longueur du coursier $L_c=248\text{m}$;

-Débit évacué $Q=218,78 \text{ m}^3/\text{s}$;

-Pente du coursier $I_c=1,75 \%$;

-Coefficient de Strickler 45.

- $I_{coursier} > I_{critique}$.

- $h_n < h_{cr}$

Donc le régime d'écoulement est torrentiel dans le coursier

Calcul de ligne d'eau

| Q (m ³ /s) | Strickler | I (m/m) | YN | YC | Régime | Lbief(m) |
|-----------------------|-----------|---------|-------|-------|--------|----------|
| 218.78 | 45 | 0.0175 | 1.311 | 1.948 | NT | 248.00 |

Calcul de ligne d'eau à pas d'espace de 20 m

tableau V-3 :Les résultats de calcul

| | | | | | | |
|-------|--------|-------|------|---------|-------|--------|
| Amont | 0.00 | 20.00 | 1.98 | 1.00285 | 2.976 | 4.720 |
| 1 | 20.00 | 20.00 | 1.56 | 1.43399 | 3.164 | 10.048 |
| 2 | 40.00 | 20.00 | 1.46 | 1.58381 | 3.291 | 12.412 |
| 3 | 60.00 | 20.00 | 1.41 | 1.66880 | 2.373 | 13.874 |
| 4 | 80.00 | 20.00 | 1.38 | 1.72351 | 2.430 | 14.862 |
| 5 | 100.00 | 20.00 | 1.36 | 1.76167 | 2.470 | 15.573 |
| 6 | 120.00 | 20.00 | 1.34 | 1.80126 | 2.514 | 16.330 |
| 7 | 140.00 | 20.00 | 1.33 | 1.82161 | 2.537 | 16.727 |
| 8 | 160.00 | 20.00 | 1.33 | 1.82161 | 2.537 | 16.727 |
| 9 | 180.00 | 20.00 | 1.32 | 1.84235 | 2.560 | 17.137 |
| 10 | 200.00 | 20.00 | 1.32 | 1.84235 | 2.560 | 17.137 |
| 11 | 220.00 | 20.00 | 1.31 | 1.86343 | 2.581 | 17.560 |
| 12 | 240.00 | 20.00 | 1.31 | 1.86343 | 2.581 | 17.560 |
| Aval | 248.00 | 8.00 | 1.31 | 1.86343 | 2.581 | 17.560 |

La vitesse à la fin coursier est:

$$V = \frac{Q}{b \cdot y} = 6,68\text{m/s}$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gy}} \quad (V-15)$$

Donc : $F_r = \frac{V}{\sqrt{gy}}$

$F_r = 1,86$

Dissipateur d'énergie

Il permet de dissiper l'énergie des eaux de crue avant de les instituer à l'écoulement, la forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude d'après les tests réalisés par (USBR) "The bureau Of Réclamation" .

- ❖ 1,0 < Fr < 1,7 Ressaut ondulé.
- ❖ 1,7 < Fr < 2,5 Ressaut faible de petites apparitions en surface.

- ❖ $2,5 < Fr < 4,5$ Ressaut oscillant.
- ❖ $4,5 < Fr < 9$ Ressaut stable (Stationnaire).
- ❖ $Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Froude est compris entre 1,7 et 2,5 donc est un Ressaut faible de petites apparitions en surface. Pour la dissipation de cette énergie on a opté pour un bassin à ressaut, la mise en place des blocs, de déflecteur permettant de raccourcir le bassin et évitant le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée du bassin est inférieure à 15m/s. Le nombre de Froude indique nettement qu'il y a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes (voir annexe).

$V < 15\text{m/s}$ et $1,7 < Fr < 2,5$ alors le bassin qui convient est de type II.

Détermination des caractéristiques du bassin :

On a $F = 1,86$, $y_1 = 1,31$ m

Donc de l'abaque $\frac{y_2}{y_1} = 9$, d'où

$$y_2 = 2,34\text{m}$$

y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m).

y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m).

Longueur du bassin On a; de l'abaque $\frac{L}{Y_2} = 2.45$

Donc : $L = 5,73\text{m}$. On prend :

$$L = 6\text{m}.$$

❖ Dimensionnement des blocs Chicanes

- La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = Y_1 = 1,31$ m.
- La largeur des blocs de chutes : $l_1 = Y_1 = 1,31$ m.
- Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = Y_1 = 1,31$ m.
- Hauteur du seuil denté : $h_2 = 0,2 Y_2 = 0,47$ m.
- La largeur d'une dent : $l_2 = 0,15 Y_2 = 0,35$ m.
- Espacement entre deux dents : $e_2 = 0.15 Y_2 = 0,35\text{m}$

➤ Canal de restitution

Le canal de restitution a pour but d'acheminer les eaux évacuées vers le l'oued après la dissipation de son énergie; selon les conditions topographiques, cette partie est constituée par

un tronçon de longueur , de forme trapézoïdale avec un fruit de talus de 1/1, a une pente du canal de I_c et il est en enrochement.

- La hauteur critique

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcule par la formule suivante :

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{cr}{3} + 0,105 \frac{2}{cr} \right) \dots (V.16)$$

$$\text{Avec : } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \dots (V.17)$$

$$\text{Et } \sigma_{cr} = \frac{K \cdot m}{b} \dots (V.18)$$

m : fruit des talus du canal de fuite m=1.

Ce qui donne : $K=1,984$, $\sigma_{cr} = 0,0794$ d'où

| |
|-----------------------------|
| $h_{cr} = 1,933 \text{ m.}$ |
|-----------------------------|

- La pente critique

Elle est donnée par : $I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C^2 \cdot R_c}$

Avec : I_{cr} : pente critique ;

Sc : section critique $Sc = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr}$;

Rc : rayon critique $Rc = Sc / Pc$;

Pc : périmètre critique $Pc = b + 2 \cdot h_{cr} \sqrt{1 + m^2}$

Cc : coefficient de Chezy $Cc = R_c^{1/6} / n$

n : coefficient de rugosité du sol n=0,0022

Ce qui donne :

- $Sc = 52,05 \text{ m}^2$;
- $Pc = 30,47 \text{ m}$;
- $Rc = 1,71 \text{ m}$;
- $Cc = 49,20$.

La pente critique est :

- Profondeur normale dans le canal

| |
|-------------------|
| $I_{cr} = 0,47\%$ |
|-------------------|

icanal donc le régime d'écoulement est nettement fluvial dans le canal.

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S.C.\sqrt{R.I}$$

Pour la hauteur normale on a :

- $S_c = m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n$
- $P_n = b + 2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2}$
- $R = S_n / P_n$
- $C_n = R^{1/6} / n$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (m h_n^2 + b \cdot h_n)^{5/2} \cdot (2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2} + b)^{-3/2} \dots\dots\dots (V.19)$$

Le résultat du calcul par itération donne :

$h_n = 1,5 \text{ m}$

➤ **Vitesse dans le canal**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n} \quad \text{D'où}$$

$V = 5,59 \text{ m/s}$

$V > V_{adm} (1,42 - 1,86)$ Donc il faut prévoir un revêtement en enrochements.

b) Hauteurs des murs bajoyers

- **Canal d'approche et chenal d'écoulement**

Sur le long du chenal d'écoulement les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue ($N_{cr} = 887,26 \text{ m}$) qui correspond à une hauteur de 3m.

- **Le coursier**

Hauteur au début du coursier

$H_m = h_e + r$, Ou :

h_m : hauteur du mur bajoyer ;

h_e : hauteur d'eau $h_e = 1,63 \text{ m}$;

r : revanche de sécurité donnée par : $r = 0,61 + 0,14 V^{1/3} \dots\dots\dots (V.20)$

V : la vitesse du niveau de la section de contrôle $V = 5,37 \text{ m/s}$;

Ce qui donne : $r = 0,25 \text{ m}$, $H_m = 1,88 \text{ m}$, nous prenons $h_m = 2,00 \text{ m}$

➤ **Hauteur à la fin du coursier**

On procède de même manière que précédemment.

$h_e = 1,31 \text{ m}$ on aura $V = 6,68 \text{ m/s}$, $r = 0,26$, $h_m = 1,57 \text{ m}$, nous prenons $h_m = 2,00 \text{ m}$.

- **Le bassin de dissipation**

Il aura les mêmes hauteurs que les murs bajoyers du canal de restitution

- **Le déversoir**

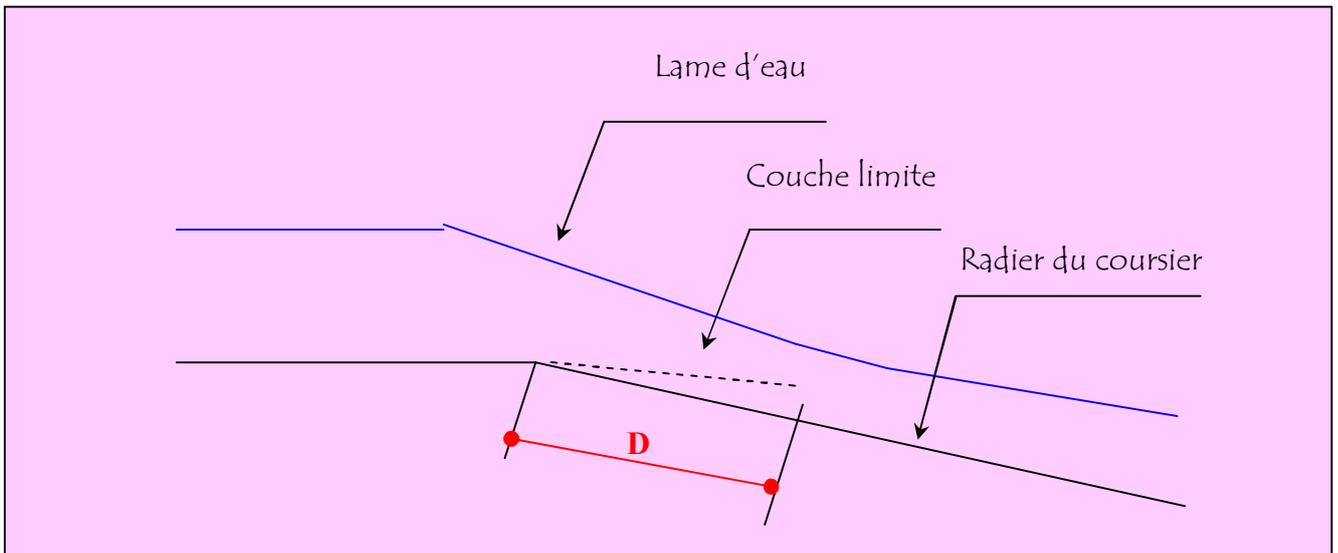
$h_e = 0,63 \text{ m}$ On aura $V = 0,67 \text{ m/s}$, $r = 0,73 \text{ m}$ $H_m = 2,36 \text{ m} \approx 2,5 \text{ m}$

c) Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier

- **entraînement de l'air naturel**

Le phénomène des écoulements aérés, revêt un grand intérêt dans le projet des canaux à forte pente (coursier), l'entraînement d'air dans l'écoulement, conduit à un mélange air-eau et le gonflement de l'écoulement non aéré.

Straub et Anderson ont démontré que laération de l'écoulement, commençait dans une zone, ou la couche limite atteignait la surface de l'eau, à partir d'une distance D de lamont.



Des essais ainsi que des calculs, montrent que D , croit avec le débit spécifique q pour une rugosité n et une pente du radier du coursier i données.

La position de D peut être exprimée par :

$$\frac{D}{n} = f\left(\left(\frac{q}{\sqrt{g \cdot n^3}}\right), i\right) \dots\dots\dots (V.21)$$

$$q = 3.18 \text{ m}^2/\text{s}, n=0,014 \quad \text{d'où} \quad \frac{q}{\sqrt{g.n^3}} = 613 \text{ et } i=21\%$$

$$D/n=1360$$

Ce qui donne

$$D=200\text{m}$$

Sachant que la longueur de notre coursier ne dépasse pas 65m, on peut conclure que le phénomène d'entraînement d'air n'apparaît pas.

- **Vagues roulantes**

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé.

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$b/h < (10 \div 12) \text{ et } Fr^2 < 40.$$

Avec : b : largeur du coursier, Fr : Nombre de Froude $Fr^2 = \frac{V^2}{g.h}$

$$V=25,11\text{m/s}$$

h : profondeur d'eau minimale dans le coursier

$$b/h = 30,77 \quad \text{et} \quad Fr^2=58,45$$

Les conditions ne sont pas vérifiées alors on risque d'avoir des vagues roulantes donc il faut prendre des mesures de sécurité pour éviter l'affouillement à l'aval.

V.2 Ouvrage de vidange

Afin de édifier le barrage à l'abri de l'eau courante dans l'oued ou d'une éventuelle crue, il est nécessaire de prévoir un chemin d'écoulement au débit quel que soit leur provenance. Ce chemin d'écoulement ne doit pas entraver ni gêner les travaux de construction de la digue et des ouvrages annexes.

Destination de la vidange de fond :

- Assurer de l'eau pour les besoins d'irrigation.
- Vidange de la retenue en cas de défaillance dans le corps du barrage (glissement du talus, Renards) ou pour entretien.
- Evacuer la crue de chantier dans certains cas.

Le débit de projet est déterminé en fonction :

- De la condition de la vidange du volume utile durant 7-90 jours
- De la condition d'amenée d'eau pour l'irrigation suivant la condition de la vidange.

La vidange de fond qui est une conduite en charge (aspect économique), est mise dans la galerie de dérivation provisoire pour minimiser les coûts de déblai pour l'installation de cette dernière.

On a prévu une protection amont pour cette conduite contre le colmatage, on l'a équipé aussi de vannes ; à l'amont d'une vanne batardeau et une autre à l'aval.

Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_{vf} = \frac{Vu}{T} + Q_r \quad (V-22)$$

Où:

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (pris égal au débit moyen annuel).

V : volume utile ($V=1191000m^3$).

T : temps de vidange égal 10 jours = 864000 secondes

$$Q_{vf} = \frac{111325}{864000} + \frac{0.23}{31.53} = 0,126m^3/s$$

$Q_{vf}=0,136m^3/s$

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.

Dans notre cas la meilleure des solutions est une vidange de fond tubulaire en acier.

L'axe de la vidange de fond est choisi suivant l'axe de la dérivation provisoire et le plan d'aménagement hydraulique compte tenu de la vidange maximale de la retenue, et la possibilité de passage des débits de chantier.

- Calcul hydraulique:

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Q_{vid} = \mu \cdot s \cdot \sqrt{2g \cdot H_t}$$

Avec Q_{vid} : Débit vidangé en (m^3/s).

H_t : Hauteur jusqu'à la tranche d'eau considérée (tranche de 1 mètre).

S : Section de la conduite en (m^2).

L : Longueur de la conduite

μ : Coefficient de débit.

: coefficient de résistance

\hat{U} : Somme des coefficients pertes de charges singulières.

crépine = 0.25

vannes ouvertes = 0.1

$$c_{\text{coude}} = 0.316$$

$$\hat{U} = 0.1 + 0.25 + 1.26 = 1.61$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \lambda \cdot \frac{l}{D} + \sum \xi_{\text{charge}}}}$$

La formule de calcul est la suivante lorsque l'écoulement est en surface libre quand la hauteur d'eau à l'entrée de la conduite devient inférieure à 1.00m :

$$Q_{\text{vid}} = K \times S \times \sqrt{RI}$$

Avec Q_{vid} = Le débit m³/s

K : coefficient de Strickler.

S : section mouillée (m²).

R : rayon hydraulique (m).

I : pente

Le temps de vidange élémentaire est donné par la formule :

$$\Delta t = \frac{\Delta H \cdot S_p}{Q_{\text{vid}}}$$

Avec Q_{vid} : débit vidangé.

t : durée de vidange élémentaire.

H : tranche d'eau (1m).

S_p : surface du plan d'eau.

Le temps de vidange total est de :

$$T = \sum \Delta t$$

Pour une conduite de diamètre Ø 1000, le temps de vidange est de : T=2.17 jours.

V.3 La prise d'eau

Le but de cet ouvrage est d'assurer un débit exigé à l'aval mais aussi une eau qui soit compatible à sa destination (de qualité).

La variante choisie pour la prise d'eau est celle de prise d'eau et vidange de fond son tracé sera implanté dans la galerie de dérivation provisoire.

Les données de base utilisées pour la détermination du diamètre de la conduite de prise d'eau sont comme suit :

Volume régularisé : 1.56 hm³

Comme l'intensité max mensuelle de l'irrigation est de 24.70 % (mois de juillet) du débit régularisé, sa durée journalière 12 heures, la débitance

$$Q = \frac{0.247 \times 1560000}{31 \times 12 \times 3600} = 0.288 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 288 \text{ l/s}$$

Le site du périmètre à irriguer n'est pas encore défini, c'est pourquoi nous avons pris une vitesse moyenne de 1.00 m/s pour calculer le diamètre de la conduite de prise.

$$D = \sqrt{4Q/V\pi}$$

$$D = \sqrt{4 \times 0.288 / 1 \times 3.14}$$

$$D = 0.606 \text{ m arrondie à } 600 \text{ mm avec une vitesse de } 1.02 \text{ m/s.}$$

CONCLUSION

Finalement la conduite de prise d'eau aura un diamètre de 600mm et sera en tête de la galerie de dérivation, elle est équipée d'une vanne papillon qui sera groupée avec les vannes de vidange au pied aval du barrage.



CHAP N°VI
Dérivation provisoire

VI Dérivation provisoire

VI.1 Introduction

Une dérivation provisoire est nécessaire pour tout barrage pour éviter le retour des eaux dans le chantier, dans notre cas ; on a opté pour une galerie en béton qui servira ensuite comme ouvrages permanents (vidange et prise d'eau).

VI.2 Type d'ouvrage de dérivation provisoire

- ***Galerie de dérivation***

Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites, son avantage est d'éviter l'interférence avec les failles et la construction du barrage proprement dit.

- ***Conduite de dérivation***

La conduite de dérivation sous le remblai est préférée si la roche pour la galerie est de mauvaise qualité, mais plusieurs problèmes techniques peuvent surgir surtout lors du contact béton fondations.

L'avantage commun de ces deux ouvrages se résume par l'aspect économique qu'ils jouent, car ceux-ci sont souvent utilisés comme ouvrages définitifs (vidange de fond).

- ***Canal de dérivation***

Cet ouvrage est le plus souvent adopté dans les vallées larges dans le cas où les débits sont importants pour être évacués par les galeries ou les conduites d'une façon économique.

Conclusion

En fonction des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydraulique, la dérivation se fait par une galerie et des batardeaux.

VI-3 Choix de la crue de dimensionnement

Il n'y a aucune loi qui fixe le choix de la crue de dimensionnement mais seule l'économie et l'hydrologie peuvent en décider, dans notre cas on a dimensionné avec une crue vingtenale.

Le débit maximum de cette crue est $Q_{\max(10\%)}=133,85\text{m}^3/\text{s}$.

Succession des travaux

- **1^{ère} étape**

Mise en place d'un batardeau partiel pour pouvoir entamer les travaux de la galerie.

- **2^{ème} étape**

Construction de l'ouvrage de dérivation qui s'agit d'une galerie dans notre cas.

- **3^{ème} étape**

- La coupure et dérivation de la rivière par la construction d'un batardeau amont.
- Empêcher le retour d'eau vers la galerie par la construction du batardeau aval.

- **4^{ème} étape**

Une fois les travaux achevés ; la galerie réalisée ; on enlève les batardeaux ,ensuite on passe à la mise en eau.

VI.4 Dimensionnement de la dérivation provisoire

VI.4.1 La galerie de dérivation

a- l'écoulement à surface libre

La première phase est celle où le niveau d'eau est inférieur au diamètre du tunnel.

Dans ce cas l'écoulement est a surface libre et sera régit par la formule suivante :

$$Q = SC\sqrt{RI}$$

Où :

Q : débit évacué,

$$S : \text{Section mouillée } S = \frac{R^2}{2} (\theta_{\text{rad}} - \sin \theta^0).$$

$$R : \text{Rayon hydraulique, } R_{\text{cr}} = \frac{S}{P}$$

$$P_{\text{cr}} : \text{Périmètre mouillé, } P = R\theta_{\text{rad}}$$

$$C_{\text{cr}} : \text{Coefficient de Chézy, } C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$$

n : Coefficient de rugosité, n= 0,015.

I: pente du tunnel, i =0,008

La hauteur d'eau dans la galerie :

$$h = (r - 1 - \cos \frac{\vartheta^0}{2}) \quad \text{Et} \quad \vartheta^0 = 2 \cdot \text{Arc cos} \left(1 - \frac{h}{r} \right)$$

b- L'écoulement en charge

L'écoulement devient en charge lorsque le niveau d'eau sera supérieur au diamètre de la galerie et l'écoulement sera régit par la formule suivante :

$$Q = u.S.\sqrt{2.g.Z}$$

Où :

Q : débit évacué

S : section de la galerie $S = \pi \frac{D^2}{4}$

g : accélération de la pesanteur [m/s^2].

Z : la dénivelée

$$Z = (H + L \cdot I) - \frac{D}{2}$$

μ : coefficient de débit

H : hauteur d'eau devant la galerie

D : diamètre de la galerie

L : longueur de la galerie [L = 143m]

I : pente de la galerie [I = 0,008]

On a :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i + \frac{\lambda \cdot L}{D}}}$$

*** coefficient de résistance singulière**

$$\sum \xi_i = \xi_{\text{entrée}} + \xi_{\text{sortie}}$$

À l'entrée :

$$\sum \xi_i = 0,5 + 1 = 1,5m$$

: coefficient de résistance linéaire.

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

$n = 0,014m^{-1/3}$.s Rugosité du béton.

Tableau IV-01 : Coefficient de débits.

| Dg | $\sum \zeta_i$ | λ | $\lambda \cdot L/D$ | $(1 + \sum \zeta_i + \lambda L/D)^{0.5}$ | μ |
|-----|----------------|-----------|---------------------|--|-------|
| 2 | 1,5 | 0,0194 | 1,387 | 1,972 | 0,51 |
| 2,5 | 1,5 | 0,0181 | 1,035 | 1,880 | 0,53 |
| 3 | 1,5 | 0,0169 | 0,806 | 1,818 | 0,55 |
| 3.5 | 1,5 | 0,0161 | 0,658 | 1,777 | 0,56 |

Pour l'écoulement en charge :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z}$$

$$Z = H + (L \cdot I - D/2)$$

Tableau VI-02 : Q = f (D).

| Dg [m] | M | S [m ²] | $\mu \cdot S \sqrt{2g}$ | Z [m] | Q [m ³ /s] |
|--------|------|---------------------|-------------------------|--------|-----------------------|
| 2 | 0,51 | 3,140 | 7,092 | H+0,14 | 7,093.çZ |
| 2,5 | 0,53 | 4,906 | 11,52 | H-0,11 | 11,517.çZ |
| 3 | 0,55 | 7,065 | 17,21 | H-0,36 | 17,212.çZ |
| 3.5 | 0,56 | 9,621 | 23,86 | H-0,61 | 23,865.çZ |

Le laminage dans ce cas se fait de la manière suivante:

On détermine les volume d'eau stockée a partir de l'hydrogramme de crue de fréquence 10% pour chaque heure du temps de crue, et on ne s'arrête qu'une fois arrivé au temps de montée, ensuite on converti ces débits là en volumes et à partir de la courbe capacité -hauteur on tire les hauteurs d'eau correspondantes à chaque volume.

Les résultats de calculs sont donnés dans le tableau (VI-03).

Tableau VI.03 : H_{dév} = f (T)

| Temps(h) | Qc(m3/s) | Qmoy(m3/s) | V (m3) | hdév |
|----------|----------|------------|------------|------|
| 0 | 0 | 3,115 | 6728,4 | 0,4 |
| 0,6 | 6,23 | | | |
| 1,2 | 24,94 | 15,585 | 67327,2 | 1,4 |
| 1,8 | 56,11 | 40,525 | 262602 | 2,6 |
| 2,4 | 99,76 | 77,935 | 673358,4 | 5,3 |
| 2,78 | 133,85 | 116,805 | 1168984,44 | 6,2 |

Les résultats du laminage sont donnés dans le Tableau VI.04

Tableau VI.04 : Résultats du laminage.

| | | | | |
|----------------------------|-------|-------|-------|-------|
| D (M) | 2 | 2,5 | 3 | 3,5 |
| Z (m) | 6,34 | 6,09 | 5,84 | 5,59 |
| Q (m³/s) | 17,86 | 28,42 | 41,59 | 56,42 |

VI.4.2 Le batardeau

Le batardeau devrait avoir les mêmes propriétés que la digue et constitué d'un remblai qui devrait être bien compacté avec un contrôle de la teneur en eau.

a- La revanche du batardeau

La revanche est prise égale à 1m.

b- Calcul de la largeur en crête du batardeau

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

- **Formule de KNAPPEN :** $b = 1,65\sqrt{H_b}$ (m) (1)
- **Formule de PREECE :** $b = 1,1\sqrt{H_b} + 1$ (m) (2)
- **Formule simplifiée :** $b = 3,6\sqrt[3]{H_b} - 3$ (m) (3)

Tableau VI.05 : récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau.

| Dg [m] | H_{bat} [m] | b (m) |
|---------------|----------------------------|--------------|
| 2 | 7,68 | 4,57 |
| 2,5 | 4,86 | 3,64 |
| 3 | 3,24 | 2,97 |
| 3,5 | 2,89 | 2,81 |

VI.4.3. Calcul d'optimisation de la dérivation

Le calcul est effectué par une méthode qui est basée sur la détermination des volumes du batardeau et de la galerie ainsi que son équivalent en béton, ensuite tracé la courbe d'optimisation pour déterminer le diamètre optimal.

Pour assurer un écoulement à surface libre dans la galerie, les dimensions doivent être telles que la hauteur d'eau pour que la crue de projet soit comprise entre 0,7 et 0,8 fois la hauteur de la galerie, mais ils peuvent parfois s'éloigner des dimensions

optimales du point de vue hydraulique, afin de permettre l'utilisation de coffrage ou de vannes normalisés.

➤ Hypothèses de calcul

- Ecoulement uniforme ;
- Pertes de charges sont calculées à l'aide de la formule de CHEZY.

Sur un plan topographique, on positionne la digue, les batardeaux, l'axe de la dérivation et les ouvrages d'entrée et de sortie pour avoir la longueur réelle.

La courbe de tarage nous donne les niveaux avals correspondants aux débits maximum et minimum Q_{max} et Q_{min} .

Le schéma suivant nous donne les différents paramètres pour cette méthode.

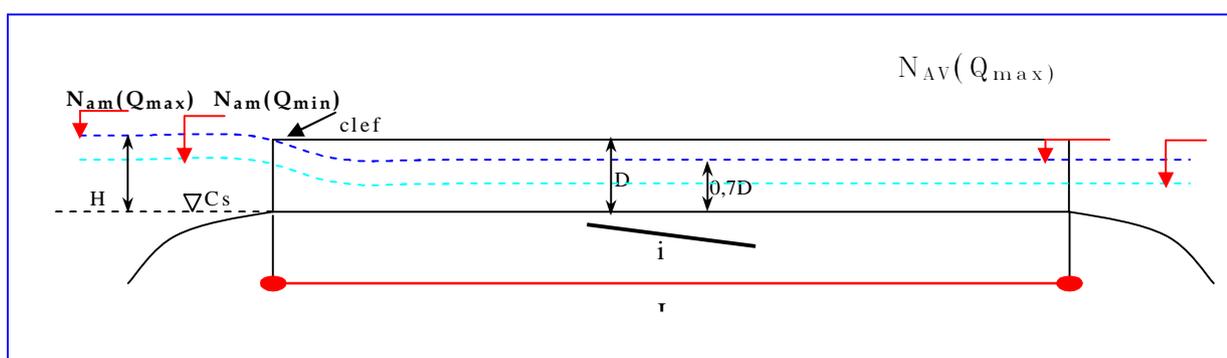


Figure VI.1: Schéma de calcul

Tableau VI.06 : Paramètres de calcul d'optimisation.

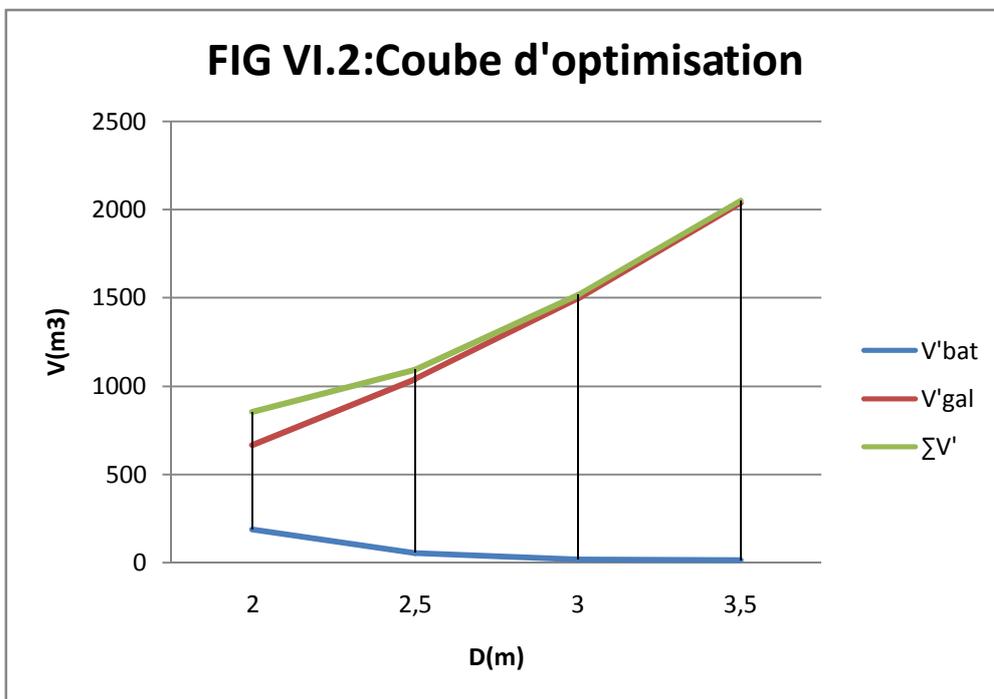
| | | | |
|-------------------------|----|-----------------------------|----------------------------------|
| Paramètres hydrauliques | 1 | Diamètre | D (m) |
| | 2 | Section du tunnel | $A = D^2/4$ (m ²) |
| | 3 | Profondeur de remplissage | $h_o = 0,7D$ (m) |
| | 4 | Section mouillée | $A_1 = 0,74.A$ (m ²) |
| | 5 | Rayon hydraulique | $R_h = 0,3D$ (m) |
| | 6 | Coefficient de Chézy | $C = 1/n R^{1/6}$ |
| | 7 | Vitesse moyenne | $V = Q_{max}/A_1$ (m/s) |
| | 8 | Pente | $i = V^2/C^2R$ |
| | 9 | Perte de charge linéaire | $h_l = i.l$ (m) |
| | 10 | Perte de charge à l'entrée | $Z_{entr} = V^2/2gj^2$ (m) |
| | 11 | Perte de charge totale | $Z_o = Z_{entr} + h_l$ (m) |
| | 12 | Niveau amont pour Q_{max} | $N_{am} = N_{av} + Z_o$ (m NGA) |

| | | | |
|---------------------------------------|--------------------------|--|---|
| Calcul des volumes des travaux | 13 | a cote de niveau d'eau a l'entré de tunnel | $N_I = N_{am} - Z_{entr}$ (m NGA) |
| | 14 | Cote du seuil | $C_s = N_I - h_o$ (m NGA) |
| | 15 | Hauteur du batardeau | H_{bat} |
| | 16 | Section du batardeau | $F_{bat} = (2b + 6H_{bat}) \cdot H_{bat} / 2$ |
| | 17 | Longueur moyenne du batardeau | L^b_{moy} (m) |
| | 18 | Volume du batardeau | $V_{bat} = L * F$ (m ³) |
| | 20 | Conversion en volume de béton | $V'_{bat} = 0,1 V_t$ |
| | 21 | Volume d'excavation du tunnel | $V_{tun} = L \cdot A$ |
| | 21 | Conversion en volume de béton | $V'_{tun} = 1,5 V_{bet}$ |
| 22 | Volume total des travaux | $\Sigma V' = V'_{bat} + V'_{tun}$ | |

Tableau VI.07: Résultats de calcul d'optimisation.

| | N° | Désignation | Valeurs | | | |
|--------------------------------|----|---------------------|---------|--------|--------|--------|
| | | | 2 | 2.5 | 3 | 3.5 |
| Paramètres hydrauliques | 1 | D [m] | | | | |
| | 2 | A [m ²] | 3 ,141 | 4.908 | 7,068 | 9,621 |
| | 3 | h0 [m] | 1,4 | 1,75 | 2,1 | 2,45 |
| | 4 | A1 | 2,324 | 3.632 | 5,230 | 7,119 |
| | 5 | Rh [m] | 0,60 | 0,75 | 0,9 | 1,05 |
| | 6 | C | 61,22 | 63,54 | 65,51 | 67,21 |
| | 7 | V [m/s] | 6,46 | 4,1 | 2,88 | 2,11 |
| | 8 | i | 0,02 | 0,01 | 0,002 | 0,001 |
| | 9 | h1 [m] | 2,82 | 1,41 | 0,28 | 0,14 |
| | 10 | Zent [m] | 2 ,36 | 0,95 | 0,46 | 0,25 |
| | 11 | Z0 [m] | 5,18 | 2,36 | 0,74 | 0,39 |
| | 12 | Nam [mNGA] | 965,68 | 962,86 | 961,24 | 960,89 |
| | 13 | N1 [mNGA] | 967,68 | 966,73 | 966,27 | 965,88 |
| | 14 | Cs [mNGA] | 966,28 | 964,98 | 964,17 | 963,43 |
| cul des | 15 | Hbat [m] | 7,68 | 4,86 | 3,24 | 2,89 |

| | | | | | |
|-----------|-------------|---------|---------|---------|---------|
| 16 | Fbat | 94,08 | 41,31 | 20,12 | 16,47 |
| 17 | Lb moy [m] | 19,93 | 13,36 | 9,45 | 8,59 |
| 18 | Vbat | 1875,01 | 551,9 | 190,13 | 141,48 |
| 19 | V'bat | 187,5 | 55,19 | 19,01 | 14,14 |
| 20 | Vgal | 442,74 | 692,02 | 996,59 | 1356,56 |
| 21 | V'gal | 664,11 | 1038,03 | 1494,89 | 2034,84 |
| 22 | $\hat{U}V'$ | 851,61 | 1093,22 | 1513,9 | 2048,98 |



Conclusion

D'après la courbe d'optimisation on remarque que le diamètre optimum est égal à 2.5m ce qui est correspondant à une hauteur du batardeau égal à 3,86m.

On estime que la hauteur du batardeau obtenue est raisonnable vis-à-vis la hauteur du barrage qui est ($H_b = 12,77m$).



CHAP N°VII
Organisation de
chantier

VII . Organisation de chantier

VII.1 Introduction

L'organisation de chantier est l'utilisation optimale de ses moyens matériels et humains afin d'achever le projet (le barrage) dans les délais mais aussi le plus économiquement possible et dans les règles de l'art. Ceci ne sera fait qu'une fois un schéma ou un programme d'exécution sera projeté d'une manière intelligente.

Les principes de base observés dans l'organisation de chantier et le calendrier des travaux sont :

- Mécanisation du chantier à un degré maximal et l'utilisation d'un matériel efficace et d'un personnel hautement qualifié.
- Coordination des différentes phases de construction en matière de simultanéité des travaux à exécuter sur le chantier pour accélérer la réalisation.
- Réalisation du barrage et des ouvrages annexes dans la période la plus sèche de l'année.

VII.2 Succession des travaux

VII.2.1 Travaux préparatoires:

Généralement les travaux préparatoires sont :

- La préparation des accès et de la circulation pour la préparation de chantier.
- Le piquetage d'implantation des ouvrages.
- Les travaux d'aménagement des emprises et préparation des zones d'emprunt.
- Déboisement de la cuvette et décapage des fondations et creusement éventuel de la clé d'ancrage du barrage.
- La réalisation de l'ouvrage de dérivation qui va servir par la suite à une vidange de fond.

VII-2-2 Exécution de l'ouvrage (Planning et phasage des travaux)

Pour une bonne gestion du projet du point de vue délai et coût, un programme d'exécution doit être fait et étudié sérieusement

L'enchaînement chronologique des principales phases du chantier de construction ne devrait guère être éloigné du schéma type proposé dans le tableau suivant :

- Un piquetage est nécessaire pour la matérialisation des repères par rapport à des points de référence fixes, l'axe et l'assiette du barrage et les ouvrages annexes tels que les canalisations, les drains et l'évacuateur.
- Aménagement des emprises (abatte des arbres, décapage des terres végétales)
- Remblaiement de la clé de l'ouvrage et des fondations jusqu'au terrain naturel.
- Dérivation et protection contre les eaux (protection contre les crues survenant lors des travaux de réalisation.)
- Mise en place de la conduite de vidange et de prise.
- Approvisionnement des matériaux filtrants.
- Exécution du remblai (excavation, chargement, transport, décharge, et compactage).
- Génie civil des ouvrages de prise et de restitution et de l'évacuateur de crue.
- Mise en place des équipements hydrauliques.
- Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de crête et de route d'accès, équipement divers et aménagements des abords.

a- Réalisation de la digue

Les travaux ainsi que les engins utilisés sont mentionnés ci-dessous:

- **Décapage de la couche de terre végétale**

- Pour le creusement et les déplacements des terres on utilise des bulldozers.
- Pour les chargements on utilise des chargeurs.
- Pour les transports des remblais on utilise les camions à benne.

- **Exploitation des carrières**

-Les décapages des couches superficielles et leur transport vers les dépôts provisoires se feront à l'aide des bulldozers muni de rippers.

-On doit procéder à un aménagement des fosses de ceinture tout autour de la carrière.

-On doit encore procéder à des rampes pour permettre tous les accès.

Il est à noter que la pente des talus des déblais dans les zones d'emprunt ne devra pas dépasser la valeur 1/1.

- **Exécution de la fouille d'encrage de la digue**

-Les terrains meubles seront exécutés à l'aide des chargeurs.

-Les terrains rocheux seront exécutés à l'aide des explosifs.

- **Choix des engins**

Les engins utilisés pour les excavations sont des excavateurs à godets et des excavateurs de tranchée. En ce qui concerne le transport des camions à bennes sont utilisés qui ont une bonne capacité, le nivellement sera fait par de niveleuses.

On compacte le sol dans le corps du barrage couche par couche par un rouleau. Pour atteindre la densité du projet, il faut faire de couche de sol de 30cm d'épaisseur avec 6 à 8 passes au rouleau pour obtenir un remblai bien compacté. Un contrôle journalier doit être fait durant toute la période de réalisation du remblai. Pendant la saison d'été il faudra augmenter la quantité d'eau pour l'humidification et pour faciliter le compactage.

- **Réalisation des drains et filtres**

On a projeté un drain incliné suivi d'un drain tapis pour acheminer l'eau infiltrée vers le drain prisme, qui va l'évacuer en dehors du remblai.

Le compactage des filtres s'effectue à l'aide d'un compacteur à pneu vibrant. On note que la circulation des engins au dessus des collecteurs et des drains n'est autorisée qu'après la mise en place d'une couche suffisante de remblai.

- **Protection de la crête et des talus**

La crête est protégée par une couche de 40 cm insensible à l'eau (produit asphaltique), résistant à la circulation des véhicules.

La mise en place des enrochements pour la protection des talus se fait à l'aide d'une pelle mécanique. Les enrochements seront posés sur des épaisseurs au moins égales à celle indiquées sur les plans d'exécution.

b- Réalisation de l'évacuateur de crue

L'évacuateur de crue sera réalisé en parallèle avec la digue.

Les principales étapes de sa réalisation sont:

- Exécution de la fouille de l'évacuateur le long du tracé à l'aide de pelles mécaniques ou de BULLDOZERS.
- Aménagement du fond du canal.
- Aménagement des filtres, béton de propreté et des drains.
- Coffrage, ferrailage, bétonnage, blocs par blocs et mise des joints.

- Protection en enrochement à l'entrée et à la sortie de l'ouvrage.

c- Réalisation de la dérivation provisoire

La galerie de dérivation se fait en béton armé elle en section fer de cheval avec un diamètre de 2.5m, l'épaisseur des parois est de 25cm cette galerie est munie d'écrans anti renards.

La vidange de fond est une conduite en acier, de diamètre 300mm, la prise d'eau est une conduite en acier de diamètre 100mm.

Avant d'entamer la réalisation du corps du barrage, on est tenu à réaliser la dérivation provisoire qui va servir à évacuer le débit de chantier et qu'on transformera plus tard en vidange de fond.

On résumera les étapes de sa construction en:

- Excavation de la tranchée le long de la trace de la galerie à l'aide d'une pelle mécanique.
- Préparation et mise du béton de propreté pour la galerie le long de la trace.
- Coffrage, ferrailage et bétonnage de la galerie par tranche avec jointure.
- Réalisation du batardeau et du remblai déversé en argile.
- Montage de la vidange de fond.
- Exécution de la prise d'eau.
- Exécution de la chambre des vannes et montage des vannes.
- Réalisation du bassin d'amortissement et en fin le canal de restitution.

VII.3 Planification

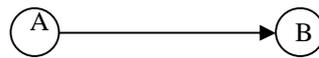
VII.3.1 Définition

La planification n'est rien d'autre que le résultat d'un bon management basé sur la recherche permanente de nouvelles méthodes du travail pour un meilleur rendement; son objectif est de s'assurer que le travail se fait dans un enchaînement logique, dans les délais et au moindre coût.

VII.3.2 Techniques de la planification

Il existe deux méthodes essentielles; l'une est basée sur le réseau et l'autre sur le graphique. La technique de planification utilisée dans notre projet est la méthode basée sur le réseau, le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives ou simultanées.

On a ainsi utilisée le réseau à noeuds, l'opération est représentée par des noeuds et la succession des opérations par des flèches.



Ce réseau indique que l'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

VII.3.3 Construction du réseau

La procédure se fait comme suit:

- Etablissement d'une liste des taches;
- Détermination des taches qui précèdent et qui succèdent chaque opération ;
- Construction des graphes partiels ;
- Regroupement des graphes partiels ;
- Construction du réseau.

Il existe plusieurs méthodes basées sur le réseau, il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M (méthode du chemin critique).

- **Les paramètres de la méthode C.P.M**

Cette méthode a pour objectif de réduire le temps de réalisation du projet, réduire le coût, ainsi que de garantir un bon rendement du travail.

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

| | |
|------|------|
| DCP | TR |
| DFP | DCPP |
| DFPP | MT |

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCP = DFPP - TR \end{cases}$$

- **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 $\Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{cc} = D.T.P \end{cases}$

VII.3.4 Planification du projet

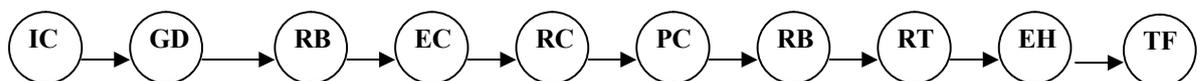
Les opérations et leurs symboles sont cités ci-dessous:

Tableau VII-1 : symboles des opérations

| Symboles | Opérations | Durée (jours) |
|----------|---|---------------|
| I.C | Installation de chantier | 15 |
| G.D | Réalisation de la galerie de dérivation | 15 |
| R.B | Réalisation du batardeau | 15 |
| P.C | Réalisation de la vidange et de la prise d'eau | 10 |
| B.A | Exécution du bassin d'amortissement | 10 |
| E.F | Excavations, fouilles pour l'évacuateur de crue | 20 |
| C.F | Coffrage, ferrailage de l'évacuateur de crue | 20 |
| B.E | Bétonnage de l'évacuateur de crue | 15 |
| E.C | Excavation du tranché de la clé d'encrage | 10 |
| R.C | Remblais de la clé d'encrage | 10 |
| R.B | Remblais du barrage, et prisme de drainage | 30 |
| R.T | Revêtement sur les talus (amont, aval) | 30 |
| E.H | Équipements hydromécaniques | 10 |
| T.F | Travaux de finitions | 20 |

VII.3.5 Détermination du chemin critiques

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donné par le chemin suivant:



$$DTR = \hat{U}TR = 15 + 15 + 15 + 10 + 10 + 10 + 30 + 30 + 10 + 20 = 165 \text{ jours.}$$

Le délai de construction du barrage en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent (sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement) est estimé par 6 mois au maximum, pendant la période de préparation, on installe et on organise le chantier

RESEAU A NOEUDS

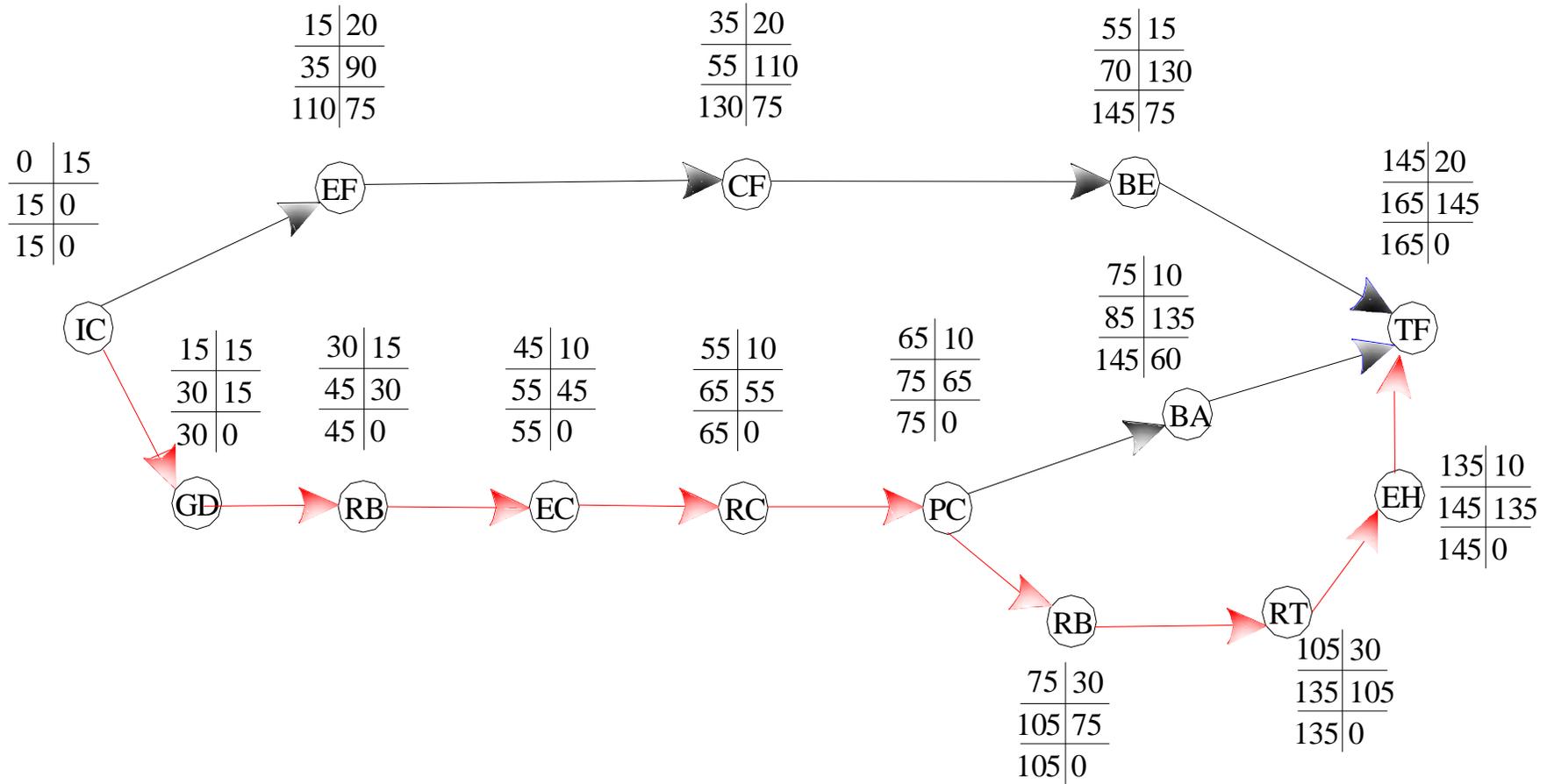


Diagramme de GANT

| Opérations \ Temps (J) | Mai | Juin | Juillet | Aout | Septembre | Octobre |
|--|----------|----------|----------|----------|-----------|----------|
| | 31 Jours | 30 Jours | 31 Jours | 31 Jours | 30 Jours | 31 Jours |
| Installation du chantier | 15 | | | | | |
| Réalisation de la galerie de dérivation | 15 | | | | | |
| Réalisation du batardeau | | 15 | | | | |
| Réalisation de la vidange et de la prise | | | 10 | | | |
| Exécution du bassin d'amortissement | | | 10 | | | |
| Excavations, fouilles de l'EC | 20 | | | | | |
| Coffrage, ferrailage de l'EC | | 20 | | | | |
| Bétonnage de l'EC | | | 15 | | | |
| Excavation de la clé d'encrage | | 10 | | | | |
| Remblais du barrage et prisme | | | 30 | | | |
| Revêtement sur les talus | | | | 30 | | |
| Remblais de la clé d'encrage | | | 10 | | | |
| Equipements hydromécaniques | | | | | 10 | |
| Travaux de finitions | | | | | | 20 |

II.4 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-2 : devis estimatif;

- La digue

| Désignation | Unité | Quantité | P.U | Montant |
|--|----------------|----------------|------|-------------|
| | | m ³ | (DA) | (DA) |
| Enrochement | m ³ | 11362.95 | 3000 | 34088862 |
| Gravier | m ³ | 22704,11 | 2500 | 56760281,25 |
| Sable | m ³ | 5075,66 | 800 | 4060528 |
| Remblai en argile compacte | m ³ | 115564,78 | 500 | 57782390 |
| Produit asphaltique | m ³ | 1464 | 1000 | 1464000 |
| Montant total = 154156061.3(Da) | | | | |

- L'évacuateur de crues

| Désignation | Unité | Quantité | P.U | Montant |
|---|----------------|----------------|-------|---------|
| | | m ³ | (DA) | (DA) |
| Déblai | m ³ | 2869 | 300 | 860700 |
| Remblai | m ³ | 1822 | 500 | 91100 |
| Béton armé 350 kg/m ³ | m ³ | 660 | 15000 | 9900000 |
| Béton de propreté 250 kg/m ³ | m ³ | 25 | 11000 | 275000 |
| Enrochements | m ³ | 75 | 3000 | 225000 |
| sable | m ³ | 126 | 1200 | 151200 |
| Waterstop | ml | 60 | 300 | 18000 |
| Montant total = 11521000 (Da) | | | | |

- Dérivation, vidange de fond et prise d'eau

| Désignation | Unité | Quantité | P.U | Montant |
|---|----------------|----------------|-------|---------|
| | | m ³ | (DA) | (DA) |
| Déblai | m ³ | 1240 | 250 | 310000 |
| Remblai | m ³ | 930 | 500 | 465000 |
| Béton armé 350 kg/m ³ | m ³ | 178 | 15000 | 2670000 |
| Béton de propreté 250 kg/m ³ | m ³ | 8 | 11000 | 88000 |
| Enrochements | m ³ | 5 | 3000 | 15000 |
| Conduite métallique 300 mm | ml | 141 | 40000 | 5640000 |
| Vannes 300mm | u | 2 | 38000 | 76000 |
| Vannes 100mm | u | 2 | 18000 | 36000 |
| Grille | u | 1 | 3000 | 3000 |
| Montant total = 8715500 (Da) | | | | |

Le coût total de l'ouvrage est de: **soixante trois millions cinq cent quatre-vingt seize quatre cent quarante trois 63596443D A.**



CHAP N°VI
Protection et sécurité
de travail

VIII.1 Introduction

Dans le cadre de la gestion de l'absentéisme, vous pouvez être confronté à des pathologies ou maladies d'origine professionnelle, on a de nombreux accidents de travail.

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production et sur le plan humain.

L'objet sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier, il existe pour cela un certain nombre de dispositifs de consignes et de règlements dits « de sécurité », leur utilisation est contestable bien que le problème reste difficile.

VIII.2 Comité de sécurité

L'Agent de sécurité fait la patrouille périodiquement dans le chantier et rapporte le résultat de la patrouille à la réunion tenue à cet égard.

VIII.3 Instructions structurelles sur la sécurité

- Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier

Quoiqu'il en soit, Algérien ou expatrié, la personne qui travaille ou pénètre sur le site doit être informé en matière de sécurité de façon qu'il respecte les règles de sécurité du chantier.

-Instructions à donner au Chef d'équipe

Le Chef d'équipe confirme périodiquement les mesures préventives contre les accidents.

- **Réunion matinale en matière de sécurité** : Le contre maître de chaque poste préside tous les matins une réunion pour expliquer le détail des travaux à exécuter en précisant l'instruction sur la sécurité.
- **Mise en ordre du chantier** : L'effectif de chaque poste s'engage à la mise en ordre du chantier une fois par mois à la date préalablement fixée.

- Principales fonctions du service de sécurité

- **Etudes :**
 - Participation au Comité d'hygiène et de sécurité.
 - Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
 - Suggestions du Personnel.
 - Statistique : élaboration et commentaire.
 - Rapport avec l'administration.
- **Exécution :**
 - Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
 - Réalisations pratiques des suggestions et des études.
- **Contrôle :**
 - Enquêtes à la suite des accidents.
 - Inspections des installations.
 - Visites périodiques effectuées par les organismes.
 - Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.
- **Animation :**
 - Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
 - Equipes de secours.
 - Formation spéciale concernant certaines professions

VIII.4.Causes des accidents de travail

Les différents facteurs réagissant les causes d'accidents de travail se divisent en deux catégories : l'une se traduit par les facteurs humains, l'autre par les facteurs matériels.

- **facteurs humains**

Ces facteurs concernent les actions dangereuses dans le travail dues au comportement de nature humaine qui nécessite dans certains cas l'intervention d'un médecin et d'un psychologue tel que :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue excessive
- Manque de concentration.
- L'agitation
- La nervosité.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Taux d'erreur important.

- **facteurs matériels**

Les causes d'accidents d'origine matérielle évoluent généralement pendant l'exécution des travaux. Elles proviennent :

- Des outils et engins utilisés (implantation, entretien).
- Du lieu de travail (éclairage, conditions climatiques).
- Des conditions d'hygiène et de sécurité (ventilation, production).

VIII.5 Causes des maladies professionnelles

- **Les poussières**

Par son inhalation, la poussière est l'un des facteurs qui cause le plus de maladies graves. Parmi ces maladies nous pouvons citer la silicose due aux poussières de silicium qui est l'une des plus graves et des plus fréquentes des maladies professionnelles, notons également l'asbestose due aux poussières d'amiante, ainsi que la sidérose due aux poussières d'oxyde de fer.

Ces maladies se traduisent par un certain nombre de symptômes tels que :

- dyspnée : au début difficulté de respirer, c'est une dyspnée d'effort, puis cela aboutit à une insuffisance respiratoire plus importante.
- hémoptysie : expectoration sanglante avec risque de tuberculose.

- **Le bruit**

Les surdités professionnelles surviennent par traumatismes sonores dus à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieur à une seconde et aigus, c'est une surdité de perception parce qu'elle se situe au niveau de l'oreille interne.

Nous pouvons citer comme exemple le marteau piqueur qui donne une surdité de perception avec une notion à clarifier : une durée minimale d'exposition de deux années, déficit audiométrique bilatéral par lésions cochléaire irréversible, c'est-à-dire ne s'aggravant plus après cessation d'exposition aux risques, le marteau piqueur donne également des tendinites aux niveaux des coudes et des poignets par microtraumatismes dus aux vibrations.

VIII.6 Conditions dangereuses dans le chantier

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

VIII.7 Actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
 - Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
 - Agir sans prévenir ou sans autorisation.
 - Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
 - Imprudence durant le travail.

- Suivre un rythme de travail inadapté.

VIII.8 Methodes et moyens de prévention

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
 - Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
 - Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tous dangers.

Les abris doivent être aérés et chauffés

VIII.9 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage, on a proposé un plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profondes. On a résumé ce plan dans le tableau suivant.

Tableau (VIII -1) :

| OBJECTIFS VISES | MESURES A PRENDRE |
|---|--|
| - Prévenir les risques d'accidents par chutes, chutes et engins de terrassement. | Disposition concernant : -La réalisation du chantier de jour comme nuit. -Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard. -Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages.). |
| - Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés. | Repérage des lignes électriques. |
| - Prévenir les accidents lors de | Disposition à prendre pour le guidage des camions et des |

| | |
|---|--|
| <p>l'utilisation du matériel :</p> <p>De renversement des engins ;</p> <p>De l'écroulement des terrains ;</p> | engins notamment lors des manœuvres en marche arrière. |
| - Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins. | Interdiction de dépassement et de stationnement. |
| - Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés. | -Définition des lieux de stockage des divers matériaux. -Moyens de calage de chargement et de déchargement. |
| - Eliminer les surcharges en bordure des fouilles. | Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement. |
| - Prévenir les chutes des objets. | Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières. |
| - Prévenir des ruptures des organes de levage. | Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules. |
| - Heurts des personnes par les outils. | Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisante les uns des autres. |

Conclusion

La prévention et la sécurité de travail doivent être prises très au sérieux, l'esprit de sécurité et protection doit être dans chaque employé, dans chaque ouvrier, dans chaque responsable pour que la perte de vie humaine inutilement cesse, et ne se préoccuper uniquement que du rendement du travail.

Conclusion générale

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de l'étude de faisabilité d'un petit barrage sur l'oued Oglet-Er-Rbaib ont permis de tirer les conclusions suivantes :

La construction d'un petit barrage sur l'oued Oglet-Er-Rbaib est réalisable et n'implique aucune difficulté technique particulière. De plus, le choix d'un barrage du type "en terre" comme digue principale permet l'utilisation exclusive de matériaux disponibles in situ, ce qui permettra un emploi intensif de main-d'œuvre locale.

Le petit barrage peut assurer la pérennité de l'irrigation, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres, l'intensification et la diversification des cultures

La réalisation d'un petit barrage sur l'oued Oglet-Er-Rbaib offrira un grand nombre d'emplois dans les secteurs de l'exploitation du barrage, de l'agriculture et des services, que ce soit à court terme durant la phase de construction ou à long terme une fois le barrage en exploitation.