

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHES CIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE«ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour L'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME:

**ETUDE DE FAISABILITE DE LA RETENUE
COLLINAIRE SUR OUED KETAMI COMMUNE DE
SERIANA (W.BATNA)**

Présenté par :

M^r: BENDAHMANE BADIS

DEVANT LES MEMBRES DU JURY :

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r M. HASSANE	M C.B	Président
M^{me} A. ADDOU	M A.A	Examinatrice
M^r A. HADJ SADOK	M C.B	Examinateur
M^r A. HEBBOUCHE	M A.A	Examinateur
M^r R. REKROUK	M A. B	Examinateur
M^r M.BACHIR CHERIF	M A. B	Promoteur

Juillet-2012

DEDICACE

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

Ma mère AURIDA

Mon père MAHMOUDE

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

Je le dédie également à

*Mes frères et mes sœurs: Akrame , Hamza, Ali, Sabrina ,
Mona, Fatima, Karima, h.*

*Mésamis : Zaki(B), Ilyass(M)e, Ousssama(Z), Oussama(A), Hamoudi(G)
, Hakim(T), Houssam(h), Ibrahime(M) , Ramzi(B) , Adel(B), Mohamad(G),
Mahfoude(C). Imade (B), soufayane(k)*

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

BADIS...

REMERCIEMENT

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

Et « quiconque ne remercie pas les gens, ne remercie pas Dieu»

Je remercie fortement mon promoteur : M r Bachir Chérif

Mustapha de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener a bien ce travail, nos vifs remerciement vont également à nos enseignants DE L'ENSH et plus particulièrement:

Mr.HASSANE

Mr.BOUFEKANE

Je tiens à remercier aussi :

- *Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail*
- *Les étudiants de l'ENSH*
- *Tout ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire..*

Résumé

ملخص:

قمنا في هذا المذكرة بدراسة تقنية شاملة على مستوى وادي وادكتامي(ولاية باتنة) لإنشاء سد من اجل تزويد المنطقة بالمياه لسقي ما يقارب 50 هكتار من الأراضي الفلاحية المجاورة. بعد دراسة جيولوجية و هيدرولوجية معمقة قمنا بتصميم السد الذي يبلغ ارتفاعه 12 متر وسعته تقدر ب 0,29 مليون متر مكعب على امتداد يقارب 278 متر و كذا تحققنا من ثباته و فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح و تنظيم جميع مراحل الإنجاز.

Résumé :

Dans le présent mémoire nous avons fait une étude technique complète sur oued Ketami(Wilaya de Batna) pour l'implantation d'un petit barrage, destiné a l'irrigation de 50 ha.

Après avoir faire une étude géologique, suivie d'une étude hydrologique approfondie nous avons dimensionner notre ouvrage ayant une hauteur 12 m, et une capacité de 0.29 million m³ sur une longueur de 278m ; ainsi une étude de vérification de stabilité ; concernant la réalisation, nous avons fait une organisation de chantier.

Abstract:

In our dissertation we have done a complete technical study about oued Ketami(W. Batna) for the establishment of a small dam, to porovoide for irrigation for lield 50 ha.

After of torstudying its a geological study, followed by an hydrological one, we have designed our dam, also, we organized ell the stages of the study when we arrived to the achiervnent .

SOMMAIRE

*Introduction générale :**Chapitre I : Etude topographique*

I.1 Introduction.....	1
I.2 Choix du Site de la retenue collinaire	1
I.3 Situation de la retenue collinaire.....	1
I.4 CARACTERISTIQUES MORPHOLOGIQUES DE LA ZONE D'ETUD.....	2
I.5 Choix de l'axe du barrage	2

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

II.1- Introduction.....	5
II.2- Etude géologique	5
II.2.1- Sismicité du site	5
II.2.2- Géologie régionale.....	7
II.2.3- Géologie du bassin versant.....	8
II.2.4- Analyse lithologique de la cuvette	8
II.2.5- Analyse lithologique de la zone d'emprise de la digue	9
II.2.6- Analyse hydrogéologique de la zone d'emprise de la digue.....	9
II.2.7- Fondation de la digue et ses ouvrages annexes	9
II.2.8- Matériaux de construction de la retenue collinaire.....	10
II.2.8- Conclusions.....	10
II.3- ETUDE GEOTECHNIQUE	11
II.3.1- BUT DE L'ETUDE	11
II.3.2- Travaux de reconnaissance de terrain	11
II.3.3- Mode opératoire des essais	11
II.3.4- ANALYSE DE LABORATOIRE.....	12
II.3.4.1- Terrain d'assise et fondation de la digue.....	12
II.3.4.1.1 Eboulis et alluvions actuelles récentes du fond des vallées	12
II.3.4.1.2 Argile rouge rare débris caillouteux	12
II.3.4.1.3- Marnes du substratum	14
II.3.4.2- Matériaux de construction de la digue	15
II.3.4.2.1- Matériaux d'étanchéité	15
II.3.4.2.3 -Matériaux d'enrochement (Rip-Rap)	16
II.3.5 Caractéristique géotechniques proposées pour le calcul de la stabilité de la digue.....	17

SOMMAIRE

II.3.5.1 Terrain d'assise et fondation de la digue	17
II.3.5.2-Matériaux de construction de la digue (Matériaux d'étanchéité)	18
II.3.6-Conclusions.....	19

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction:.....	20
III.1-CARACTERISTIQUES MORPHOLOGIQUES DU BASSIN VERSANT.....	20
III.1.1- Caractéristiques morphologique.....	20
III.1.2- Caractéristiques hydrographiques.....	26
III.1.3- Caractéristiques climatique du bassin versant.....	29
III.2- Pluviométrie.....	31
III.2.1- Répartition mensuelle de la pluie moyenne.....	31
III.2.2- Les pluies maximales journalières.....	31
III.2.3- Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences.....	33
III.3- APPORTS LIQUIDES.....	35
III.3.1- Apports moyens interannuels.....	35
III.3.2- Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	36
III.3.3 -Calcul du coefficient de variation.....	37
III.3.4- Les apports fréquentiels.....	38
III.4- Les apports solides.....	38
III.5 -Etude des crues.....	39
III.6- Hydrogramme de crue.....	41
III.6.1-choix de la crue de projet.....	43
III-7 éregularisation.....	43
III.7.1- Objectifs et méthodologie.....	43
III.7.2- Apports liquides mensuels.....	44
III.9.2- Courbes«Hauteurs-Capacités-Surfaces».....	45
III.9.3- Volume mort.....	47
III.9.4- Calcul du volume utile sans tenir compte des pertes.....	47
III.9.5- Calcul du volume utile en tenant compte des pertes.....	47
III.10- laminage des crues	48
III.11-Etude d'optimisation	54
III.11.1- Calcul du coût approximatif de la digue	54
III.11.2 La revanche	54
III.11.3- Largeur en crête	55
III-11-3 Calcul des coûts	56

Chapitre IV : Etude des variantes

Introduction	58
IV.1- Le choix du site du barrage	58
IV.2- Le choix du type de barrage	59
IV.3- Les variantes à choisir	60
IV.4 FIXATION DU CHOIX DEFINITIF DU TYPE DE BARRAGE	60

Chapitre V : Etude de la variante choisie

V.1 Définition de profil général de la retenue	61
V.1.1 -Hauteur de barrage	61
V.1.2 - Largeur en crête	61
V.1.3- Longueur en crête.....	61
V.1.4 Pentes des talus	61
V.1.5- Le volume du corps du barrage.....	62
V.1.6 - Protection des talus.....	64
V.1.7 -Les bermes.....	68
V.1.7-Clé d'étanchéité	69
V.2- DRAINAGES	69
V.2.1- tapis de drainage	69
V.2.2-Prisme de drainage	70
V.3-Calcul d'infiltration	71
V.3.1- Objectif de calcul d'infiltration	71
V.3.2-Hypothèses de calcul de la ligne de saturation	71
V.3.4-Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite)	73
V.3.5- Calcul des fuites à travers la fondatio.....	73
V.6.3 Calcul des filtres	74
V.6.3.1 Règles des filtres	74
V.6.3.2 Détermination de la courbe granulométrique des filtres	75
V.5Volume des travaux	77
V.6-Calcul de stabilité	77
Introduction.....	77
V.6.1- Principe de la méthode	78

Chapitre VI : Les ouvrages annexes

VI.1 -INTRODUCTION	82
VI.2 -OUVRAGE D'EVACUATEUR DE CRUES	82
VI.2.1-Choix de l'évacuateur de crue.....	82
VI.2.2-Type d'évacuateur de crue	83
VI.2.3-Choix du tracé de l'axe	84
VI.2.4- ETUDE DE LA VARIANTE RETENUE	84
VI.2.5-Caractéristiques de l'évacuateur de crue	84
VI.2.6-Dimensionnement de l'évacuateur de crue.....	85
VI.2.6.1-Canal d'approc.....	85
VI.2.6.2-Le déversoir.....	86
VI.2.6.3-Chenal d'écoulement.....	87
VI.2.6.3.1-Calcul de mur de chenal.....	88
VI.2.6.4 -Le convergent.....	89
VI.2.6.5-Le coursier	89
VI.2.6.6- Dissipateur d'énergie	93
VI.2.6.7-Canal de restitution	93
VI.2.6.8- Conception de l'évacuateur de crues	95
VI.3 -OUVRAGE DE VIDANGE	96
VI.3.1- Choix de la variante	97
VI.3.2-DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE DE VIDANGE	98
VI.3.2.1-Calcul du débit de vidange	98
VI.3.2.2-Calcul hydraulique	98
VI.3-Dimensionnement de la prise d'eau	100
VI.4 Description détaillée	101
VI.4.1.1-Puisard d'entrée.....	101
VI.4.1.2-Conduite de vidange de fond	102
VI.4.1.3-Chambre de vannes	102
VI.4.1.4-Canal de fuite de la vidange de fond	102

Chapitre VII: Organisation de chantier

VII.1 Introduction.....	103
VII.2 Travaux préparatoires.....	103
VII.3 Réalisation de la vidange de fond et la prise d'eau.....	103
VII.4 Réalisation de l'évacuateur de crue.....	104
VII.5 Réalisation du corps de la digue	104
VII.6 Recommandation pour l'exécution de la digue.....	105
VII.7 Contrôle de compactage.....	105
VII.8 Les engins utilisés.....	105
VII.9 Planification	106
VII.9.1 Construction du réseau	106
VII.9.2 Les paramètres de la méthode C.P.M	107
VII.9.3 Chemin critique (C.C)	107
VII.9.4 Symboles des différentes opérations.....	108
VII.10- Détermination des chemins critiques	110
VII.11- Devis estimatif du barrage et ouvrages annexes.....	111
VII.12- Planning des travaux	111

Chapitre VIII : Protection et sécurité de travail

VIII.1- Introduction	113
VIII.2- Comité de sécurité	113
VIII.3- Instructions structurelles sur la sécurité	113
VIII.3.1- Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier	113
VIII.3.2- Instructions à donner au Chef d'équipe	113
VIII.4. Contrôle et entretien du matériel	113
VIII.5- Organisation du service de la sécurité d'ouvrage	114
VIII.6- Principes fonctions du service de sécurité	114
VIII.7- Causes des accidents de travail	115
VIII.7.1- Conditions dangereuses dans le chantier	115
VIII.7.2- Actions dangereuses.....	116
VIII.7.3- Mesures préventives	116

Conclusion générale

La liste des planches :

N°	LE TITRE DE LA PLANCHE
1	Vue en plan de l'aménagement.
2	Coupes types de la digue
3	Profil en travers des variantes
4	Différentes coupes de la digue.
5	Schémas de calcul du stabilité.
6	Profil en long de l'évacuateur des crues
7	Profil en long de la prise d'eau et la vidange de fond

La liste des figures :

I.1.plan de situation de la retenue	3
I.2 :vue en plan de la retenu collinaire sur oued ketami.....	4
III.1. courbe hypsométrique du B V.....	22
III.2.bassin versant de oued ketami .w. batna.....	23
III.3REPARTITION MENSUELLE DE L'EVAPORATION.....	29
III.4. température moyenne mensuelle	30
III.5. Les peluies moyennes mensuelles	31
III.6.ajustemeny à la loi log normal.....	33
III.7.intensitie des pluies	34
III.8.hydrigrammes des crues	42
III.9.courbe hauteur –capacité –surface	46
III.10.courbe $H=f(Q.q)$	52
III.11.courbe $V=f(Q.q)$	53
III.12.courbe de l'optimisation	57
VI.1.dimensions du déversoir.....	87
VI .2 .ligne d'eau	92
VII.1 : Réseau à nœuds.....	109

INTRODUCTION

INTRODUCTION

Dans le cadre de la relance économique lancée par le gouvernement, la direction de l'hydraulique de la wilaya de Batna a programmé parmi d'autres actions l'étude de douze retenues collinaires à travers la wilaya dont une dans l'oued Ketami.

Ceci dans le but d'une utilisation rationnelle et planifiée de ce facteur vital qui est l'eau pour l'exploitation des petits périmètres d'irrigation.

Cette perspective rentre aussi dans le cadre du développement agricole qui a été basé dans les années précédentes sur l'irrégularité des pluies et qui aujourd'hui demande la mobilisation des volumes d'eau en rapport avec les besoins des superficies irriguées à une échelle locale.

L'étude de faisabilité de la retenue collinaire sur oued KETAMI aura à examiner la possibilité technique d'édifier une digue en fonction des conditions climatiques, topographiques, hydrologiques, géologiques et géotechniques existantes.

Outre le choix du type d'ouvrage et de son dimensionnement, des ouvrages annexes assureront un fonctionnement normal et une bonne sécurité de l'ouvrage.

La retenue collinaire a pour but l'irrigation des terres se trouvant en aval de la digue.

Chapitre I:

Etude topographique

I.1-Introduction

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

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

I.2-Choix du Site de la retenue collinaire

Le but de cette étude est la recherche du site apte à la réalisation d'un ouvrage qui répond aux meilleures conditions techniques et économiques.

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

Nous avons envisagé deux sites du barrage qui sont susceptibles d'être retenus, sur ces sites une petite étude de comparaison est nécessaire d'abord entre les volumes des cuvettes d'une part et des volumes qui peuvent être stockés et sur la base des conditions topographiques et géologiques pour déterminer le meilleur site de barrage.

I.3 -Situation de la retenue collinaire:

La retenue collinaire sur un affluent d' Oued ketami se trouve au sud de la commune de seriana à **1.5 km** à vol d'oiseau, et à **1Km** environ de la CWN°40 et au Nord de la ville de Batna à une distance de **10** kilomètres environ à vol d'oiseau.. **Figure N°01.**

I.4- CARACTERISTIQUES MORPHOLOGIQUES DE LA ZONE D'ETUDE :

La zone de la retenue collinaire sur oued KETAMI est présente un relief régulier, l'emplacement du site est caractérisé par une petite cuvette, la pente du relief est douce, la gorge choisie l'emplacement de l'axe du barrage est sensiblement ouverte.

Pour le besoin de l'étude nous avons établi un levé topographique du site à l'échelle 1/500ème et de la cuvette .

L'étude topographique de la retenue et du site du barrage débouche sur l'établissement des Plans à partir desquels il est possible de :

- Déterminer la capacité de la retenue et sa surface en fonction de la côte du Plan d'eau et de l'emplacement du barrage.
- D'évaluer le volume et l'importance des différents ouvrages et de proposer leur emplacement.
- De repérer les ballastières pour de matériaux de construction des ouvrages.
- D'implanter les aménagements annexes – voies d'accès.
- De fournir un rapport pour le travail géologique.
- De fournir un support de base pour l'étude technique approfondie.

I.5 -Choix de l'axe du barrage :

Le choix de site est basé essentiellement sur des connaissances et des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques du site.

Parmi les critères déterminants du choix d'un site de barrage, on distingue les éléments suivants :

- Garantir la quantité d'eau qui sera piégée dans la retenue;
- Un rétrécissement des courbes des niveaux;
- 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 des zones d'accès 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 géologiques et des conditions topographiques ,un site est proposé sur l'axe le plus économique et le plus stable, caractérisé par les coordonnées suivantes : X = 815.97Km; Y =270.46 Km; Z =903 m NGA.

Etude Topographique

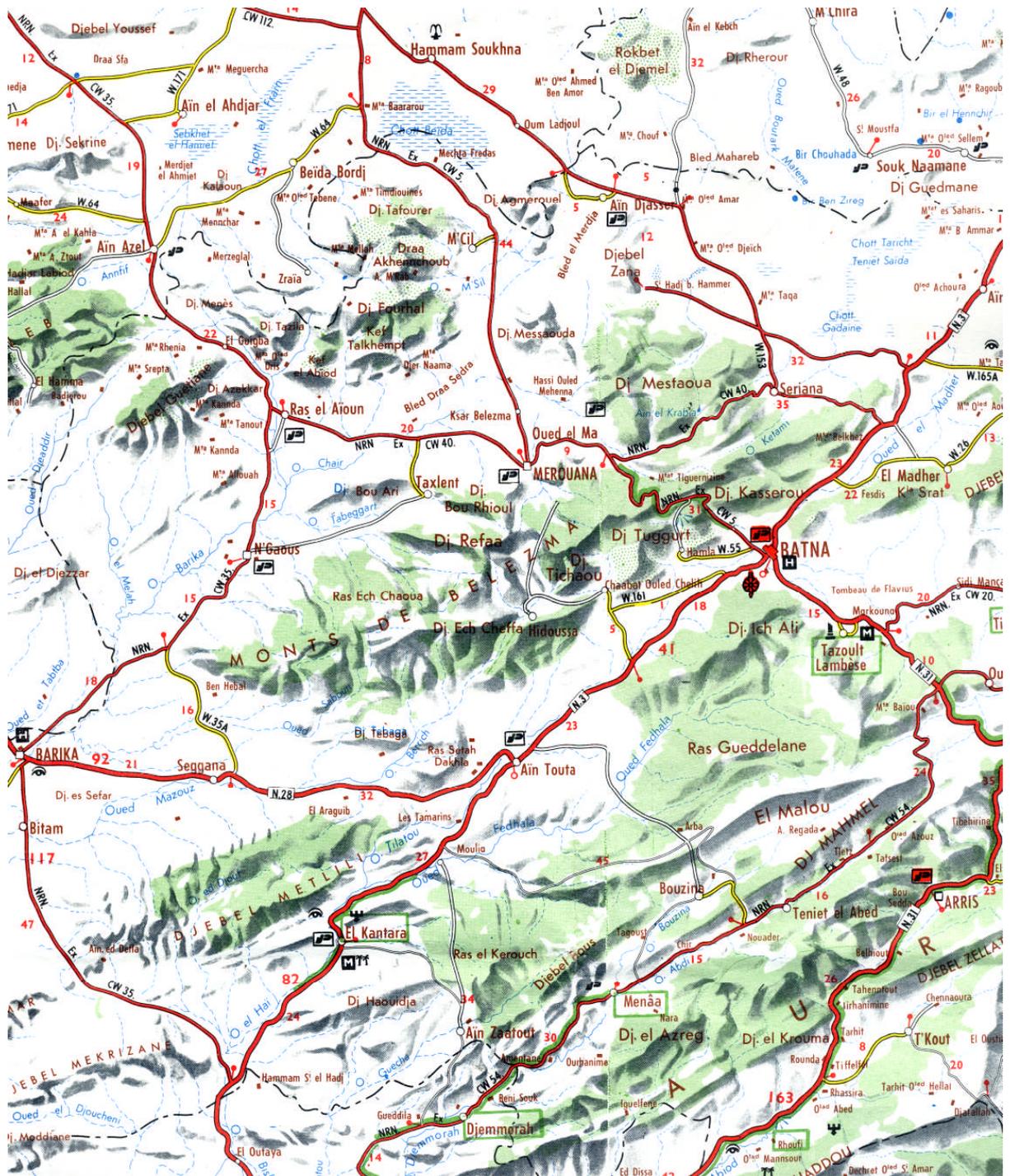


Figure I.1 :

Extrait de la carte d'état major

Situation de la retenue collinaire – Echelle 1/50.000



FigureN°2 : vue en plan de la retenue collinaire sur oued ketami

Chapitre II:

Etude géologique et géotechnique

II.1-Introduction:

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

L'objectif des études et donc de répondre aux questions concernant:

- 1/- La stabilité mécanique de la digue, l'étanchéité de son corps et de la cuvette.
- 2/- La stabilité de la fondation, son étanchéité et les traitements nécessaires.

II.2-Etude géologique :

La géologie du bassin versant de la retenue collinaire sur l'oued KETAMI est illustrée par l'extrait de la carte géologique dans la figure n°1

II.2.1- Sismicité du site :

Durant notre campagne des visites de terrain, nous n'avons constaté aucun signe de mouvement ou glissement de terrain qui peut influencer la projection d'une retenue collinaire sur oued KETAMI dans la commune de SERIANA.

D'autre part la construction de la digue doit avoir un degré de protection en répondant aux règles parasismiques Algériennes ; et vu que la retenue collinaire oued KETAMI consiste un ouvrage de peu d'importance.

Le niveau de risque sismique considéré comme acceptable en Algérie lui permette d'être classé dans le groupe d'usage 3 et dans la zone 1 (zone d'intensité sismique faible).

donc , un intensité égale à VI selon l'échelle de MERCALI en plus et selon la durée de vie qui est limité de 20à30 ans, une période de retour R.P= 50 ans, son coefficient d'accélération séismique est : $\alpha = 0.15g$

LEGENDE



- Quaternaire**
- Alluvions récentes et actuelles, sebkhas et croutes gypso-salines
 - Alluvions, regs et terrasses d'origine continentale
- Miocène**
- Miocène inférieur : Dépôt argileux pauvres en calcaires.
 - Aquitaniens continentaux (pouvant inclure localement la base du Burdigalien)
- Crétacé**
- crétacé moyen : Marnes, calcaires et grès
 - Crétacé inférieur : calcaires marneux, marnes argileuses
- Jurassique**
- Dolomies de calcaires lithographiques et de calcaires organogènes.
- Trias**
- Marnes bariolées, cargneules, dolomies et gypses

figure II.2 : Légende de la carte géologique

II.2.2- Géologie régionale :

➤ Nature et fréquence des terrains :

Trois ensembles de terrains sont signalés :

- Les terrains actuels essentiellement des terres arables et des glacis éoliques.
- Les terrains anciens généralement carbonatés.
- Les terrains triasiques, ce sont des formations gypseuses.

➤ Analyse stratigraphique :

Nous allons dans ce paragraphe, nous limiter à la description des faciès par la distinction entre les formations des différents systèmes :

- Lias : indifférencié, ce sont des calcaires, dolomies et toarciens de type « ammonitico-rosso » au sommet, l'abondance des débris d'échinodermes et de lamellibranches indique un milieu de sédimentation peu profond.

- jurassique : a filaments calcaires à silex , avec la présence des radiolcaires , des ammonites et surtout des protoglobogérines du jurassique supérieur au barriasién , on note une alternance des marnes à ammonites et de biomicrites à saccocomites puis calyionelles .
- Néocomien , ce sont les pélites et grés de ravin bleu à rares intercalation calcaires à la base .
- Barrémien : calcaro -dolomitique et surtout gréseux au sommet .
- Aptien : ce sont des formations à dominâtes marneuses avec un faciès carbonaté , dolomies , marnes et calcaire à orbitolines .
- Albien – vraconien : ce sont des argiles , marnes biomicrites à hedbergelles , grés et calcaires organogènes à orbitolines .
- Cenomanien : ce sont des calcaires à capinides ou miliolides à la base , marnes à aspidiscus affleurant très mal .
- Turonien : calcaires à hippurites , marno – calcaires butimineux à la base .
- Du turonien jusqu'au miocène on a une lacune stratigraphique , elle est due à un arrêt de sédimentation provoqué par une émergence .
- Miocène : ce sont des conglomérats , grés et marnes transgressif ce qui indique un milieu très peu profond .

La quaternaire : Ce sont des formations peu ou pas tectonisés , il est surtout marqué au fond des vallées par des éboulis , des alluvions actuelles et récentes et par des terrasses .

Le lias : Ce sont des marnes bariolées , gypse ou lambeaux de calcaire .

II.2.3- Géologie du bassin versant

Le bassin versant de la retenue collinaire oued KETAMI est constitué en sa majorité par des bancs Décimétriques à métriques de calcaire et par des marnes de couleur variables.

Les formations marneuses constituent un bon tapis étanche contre les infiltrations des eaux

II.2.4-Analyse lithologique de la cuvette :

L'analyse lithologique de la cuvette est basée essentiellement sur les observations faites lors de la campagne de prospection géologique de terrain avec l'exécution des fouilles suivi par une description lithologique de sous-sol .

Le fond de la vallée de cette cuvette est comblé par des dépôts de terrasses formés d'alluvions récentes et actuelles au niveau du lit de l'oue KETAMI , composées d'éléments grossiers , cailloux et sables .

Les versants de la retenue sont constitués par des argiles rouge a rare débris caillouteux, surmontée par une formation marneuse jaune à bleu.

Le fond de l'assiette de cette retenue est constitué par cette même formation marneuse, formant ainsi le substratum étanche sous le lit de l'oued.

II.2.5-Analyse lithologique de la zone d'emprise de la digue :

Suite à la réalisation des fouilles lors de la reconnaissance géologique de terrain, on peut confirmer la présence d'un substratum marneux masqué par des alluvions formées de sédiments détritiques grossiers (cailloux, graviers et sables) au fond de la vallée de l'oued KETAMI, ainsi que par une formation argileuse de couleur rouge à rares débris caillouteux.

Il est a signalé l'affleurement de la couche marneuse dans plusieurs endroits de la zone d'emprise.

II.2.6-Analyse hydrogéologique de la zone d'emprise de la digue :

Les sédiments détritiques composées de graviers, cailloux, galets et sables comblant le fond de la vallée de l'oued KETAMI sont perméables (10^{-1} à 10^{-3} cm/s).

Les argiles rouges a rares débris caillouteux sur les flancs de la vallée de la retenue collinaire de l'oued KETAMI sont faiblement perméables à imperméables, leur perméabilité de l'ordre de (10^{-7} cm/s)

Les marnes jaunes à bleu constituant le substratum de fondation de la digue sont pratiquement imperméables (10^{-8} cm/s), donc l'étanchéité est garantie par ce substratum à dominance marneuse imperméables qui joue le rôle de tapis étanche ,néanmoins la présence des dépôts alluvionnaires au fond de la vallée , nous oblige à ancrer la digue jusqu'au Bed-Rock sain imperméable après avoir décapé le toit altéré, donc une clé d'ancrage de 0,80 à 1 mètre .

II.2.7-Fondation de la digue et ses ouvrages annexes :

➤ Corps de la digue :

Suite à la forte perméabilité des sédiments pulvérulents alluvionnaires, la digue de la retenue collinaire sur l'oued KETAMI doit être ancré au fond de la vallée jusqu'au Bed Rock marneux imperméable sain après décapage de son toit généralement altéré et de la couche (couverture) alluvionnaire.

Sur les flancs droit et gauche, la digue sera fondée sur les argiles rouges a rares débris caillouteux après avoir décaper la couche végétale.

Les amonts et avals de la digue seront fondés au fond du thalweg sur les terrasses alluvionnaires au niveau des berges sur les argiles rouges a rares débris caillouteux , après décapage de la couche végétale .

➤ Evacuateur de crue :

Il sera fondé sur la rive gauche de la digue, sur les argiles rouges a rares débris caillouteux.

➤ La prise d'eau et vidange de fond :

Elle sera fondée dans la partie centrale de la digue traversant les argiles rouges a rares débris caillouteux.

II.2.8– Matériaux de construction de la retenue collinaire

➤ Matériaux d'étanchéité :

Les matériaux nécessaires à l'étanchéité de la retenue seront empruntés en quantité des argiles rouges en amont de l'axe de la digue, et sur la partie gauche de l'oued KETAMI située en aval de l'axe de la digue.

➤ Matériaux pour rip-rap :

Les matériaux rocheux nécessaires à la protection du talus amont de la digue (enrochement), seront exploités par collecte à partir des bancs calcaires situés au alentour du site.

II.2.9-Conclusions

Les résultats des données géologiques et hydrogéologiques évoquées dans ce dossier, nous permettons de faire les conclusions suivantes :

☞ Sur les berges de la digue sera fondée sur les argiles rouges à rares débris caillouteux après avoir déplacé la couche végétale ; donc, l'étanchéité du site et son assiette est totalement assurée par les marnes formant le Bed-Rock et par les argiles rouges pratiquement imperméables.

☞ Les matériaux de construction de la digue en terre homogène sont largement disponibles qualitativement et quantitativement dans la zone située en amont de la digue et sur la partie gauche de l'oued KETAMIsituée en aval de la digue.

On affirme donc, que toutes les conditions géologique et hydrogéologiques sont favorables à la réalisation d'une digue en terre homogène sur le site choisi de l'oued KETAMI, commune de SERIANA wilaya de BATNA.

II.3-ETUDE GEOTECHNIQUE :

Introduction:

Le présent dossier traite l'étude géotechnique de la retenue collinaire Oued KETAMI, basée essentiellement sur les visites de reconnaissance de terrain, durant lesquelles, ou a tracé un programme des travaux de terrain (exécution des fouilles avec prélèvements des échantillons de sol en différents endroits et à des différentes profondeurs), et de laboratoire (essais géotechniques du sol prélevé) sur échantillon

II.3.1-BUT DE L'ETUDE :

Notre étude géotechnique consiste à :

- Etablir une reconnaissance de la nature des sols et de leurs caractéristiques géologiques et géotechniques.

- Définir , d'une part , le degré d'attaque et d'autre part les mesures à prendre pour éviter l'agressivité du sol et de l'eau qu'il contient par rapport au béton .

Et enfin constater et recenser les risques naturels éventuels.

II.3.2- Travaux de reconnaissance de terrain :

Huit (08) fouilles, d'une profondeur moyenne de 05.00 mètre linéaires chacun, ont été réalisés en différents endroits de la retenue collinaire. Oued KETAMI (Zone d'emprise, suivant l'axe de la digue et zone d'emprunt) suivi de prélèvement d'échantillon de sous sol prélevé à différentes profondeurs, et ceci dans le but de connaître en structure géomécanique des terrains d'assise et de fondation de la digue et ses ouvrages annexes, et d'autre part de déterminer l'évaluation quantitative et qualitative des matériaux d'emprunt nécessaires à la construction de la dite retenue.

II.3.3- Mode opératoire des essais :

Les essais physiques d'identifications et de classification ont été réalisés selon les méthodes standards à l'échelles internationales

les essais de compressibilité ont été effectués à l'oedomètre et chaque essais est réalisé sans des charges normales les essais de cisaillements rectiligne ont été exécutés sur des échantillons de sol non consolidés et non drainés sous des contraintes normales 1.2 et 3 bars avec une vitesse de cisaillement de 1.22mm/mn, les essais de compactage ont été effectués sur des échantillons de sol selon proctor normal.

En fin les essais chimiques ont été réalisés selon les normes mondialement reconnues

II.3.4-ANALYSE DE LABORATOIRE :

Ces analyses sont réalisées dans le but de permettre une étude plus précise du sol et une meilleure identification des horizons géotechniques.

Les échantillons prélevés ont subi des essais physiques et mécaniques au laboratoire.

Les mesures des paramètres physiques permettent une identification globale du sol en place.

Les valeurs de densité caractérisant le poids du sol par unité de volume donnent une idée sur la consistance du sol ou la compacité du matériau constituant le sol.

La teneur en eau naturelle exprime le pourcentage des vides inter-granulaires occupés par l'eau de saturation.

II.3.4.1- Terrain d'assise et fondation de la digue :

II.3.4.1.1 Eboulis et alluvions actuelles récentes du fond des vallées :

Ce sont des particules constituées par des sables, cailloux, graviers et même des blocs. Elles ont été détectées au niveau du lit de l'oued par la fouille (f 3).

Ces formations alluvionnaires se caractérisent par les propriétés suivantes :

Perméabilité (K)..... 10^{-2} m/s

Cohésion (C)0.10Kpa

Angle de frottement..... 40°

Capacité portante300kpa

Ces valeurs montrent que le sol est pulvérulent et perméable donc un milieu à grand risque de pertes d'eau par infiltration au dessous du corps de la digue, donc le décapage de cette couche de plus de 0.80 mètre d'épaisseur est indispensable et l'ancrage jusqu'au substratum sain et imperméable formé par les marnes est nécessaire et ceci pour assurer l'étanchéité et la stabilité de la retenue.

II.3.4.1.2 Argile rouge rare débris caillouteux :



Essais physiques d'identification et de classification :

- Teneur en eau naturelle (W_n)..... 2.89-13.18%
- Densité sèche (γ_d)..... $1.76-2.12t/m^3$
- Densité humide (γ_h)..... $1.81-2.39t/m^3$
- Degré de saturation (S_r)..... 30.31-69.13%
- Limite de liquidité (W_L)..... 32.290-41.886
- Limite de plasticité (W_p).....15.232-19.32
- Indice de plasticité (I_p)..... 17.058-22.566

Etude Géologique et Géotechnique

- Granulométrie.

Fouille	Prof (m)	Dmax(mm)	>2(mm)	>0.100(mm)	>2 μ m
Fa2	0.20-3.50	1	100	94	-
Fa4	0.20-2.50	5	95	84	-

D'une part on a des Dmax de faible dimension et des pourcentages granulométrique élevés au niveau des tamis petites mailles, et d'autre part, les valeurs des indices de plasticité révèlent des sols peu plastiques appartenant à la classe CL « argile peu plastique ».

Les passants 2 mm sont supérieur à 70% ce qui indiquent des sols à tendance argileuse, de même que les passants à 0.100mm qui dépassent largement les 35% ce qui révèle des sols régis par leur fractions fines.



Essais mécaniques :

❖ Compression à l' oedomètre :

- Compressibilité (Pc) 1.87-2.67bars
- Coefficient de compressibilité(cp)..... 0.217-0.270
- Coefficient de gonflement (Cg)..... 0.033-0.037
- perméabilité (K)..... 2.07 10⁻⁶ – 3.32 10⁻⁶ cm/s

Les valeurs du coefficient de compressibilité (Ct) montrent des sols assez fortement compressibles, le coefficient de gonflement (g) révèle des sols non gonflante.

En fin, pression de consolidation (Pc) indiquent des sols sur consolidés et le coefficient de perméabilité donne des sols imperméables.

❖ Cisaillement rectiligne boîte casagrande type UU :

- Cohésion (Cu)..... 0.384-0.478
- Angle de frottement (ϕ_u).....1°-4°

❖ Chimie des sols :

- Teneur en carbonate (CaCo3).....48.48-49.24%
- Teneur en insolubles48.80-50.20%
- Teneur en gypses(CaSo4,2H2o).....Traces

Ces résultats et notamment ceux se rapportant aux carbonates font ressortir des sols de nature marneuse avec des trace de gypse.

II.3.4.1.3- Marnes du substratum :



Essais physiques d'identification et de classification

- Teneur en eau naturelle (W_n)..... 12.05%
- Densité sèche (γ_d)..... 1.79t/m³
- Densité humide (γ_h).....2.02t/ m³
- Degré de saturation (S_r)..... 66.42%
- Limite de liquidité (W_L)..... 55.075
- Limite de plasticité (W_p)..... 22.84
- Indice de plasticité (I_p)..... . 32.230

Ces valeurs montrent que le sol est de type marneux très plastique et appartenant selon la classification Américain U.S.C.S à la classe CH « Argile très plastique »



Essais mécaniques :

❖ Compression à l' oedomètre :

- Compressibilité (P_c) 0.40bars
- Coefficient de tassement(ct)..... 0.206
- Coefficient de gonflement (C_g)..... 0.032
- perméabilité (K)..... 9.29 10⁻¹⁰ cm/s

C'est une formation marneuse plus au moins alterné, assez fortement compressible, non gonflante, sur consolidée, et totalement imperméable.

❖ Cisaillement rectiligne boîte casagrande type UU :

- Cohésion (C_u)..... 0.40bars
- Angle de frottement (ϕ_u).....30°

❖ Chimie des sols :

- Teneur en carbonates ($CaCO_3$)..... 63.64%
- Teneur en insolubles.....34.10%
- Teneur en gypses($CaSO_4, 2H_2O$).....6.64%

Ce sont des sols de nature marneuse, contenant un taux élevé de gypse

II.3.4.2- Matériaux de construction de la digue

II.3.4.2.1-Matériaux d'étanchéité :



Essais physiques d'identification et de classification :

- Teneur en eau naturelle (W_n)..... 5.06-11.49%
- Densité sèche (γ_d)..... 1.70-1.93t/ m³
- Densité humide (γ_h).....1.78-2.15t/ m³
- Degré de saturation (S_r)..... 31.01-54.01%
- Limite de liquidité (W_L)..... 32.378-46.081
- Limite de plasticité (W_p).....16.335-19.77
- Indice de plasticité (I_p)..... . 16.043-26.311

Ce sont des matériaux argileux, peu plastiques, peu sensibles à l'eau et appartenant selon la classification américaine U.S.C.G à la classe CL « Argile peu plastique ».

- Granulométrie

Faïlle	Prof (m)	Dmax(mm)	>2(mm)	>0.100(m)	>2 μ m
ZE1	0.20-3.0	5	86	81	-
ZE2	0.20-3.0	2	99	85	-
ZE3	0.20-2.3	5	97	68	-
ZE4	0.20-3.5	2	99	95	-

Nous constatons des Dmax de faibles dimensions et des pourcentages granulométriques élevés au niveau des tamis à petites mailles, les passants à 2 mm sont supérieur à 70% ce qui indiquent des sols à tendance argileuses de même que les passants à 0.100mm qui dépassent les 35% ce qui donne des sols régis par leur fractions fins.



Essais mécaniques :

- ❖ Compression à l' oedomètre :

- Compressibilité (P_c) 0.66-1.87bars
- Coefficient de tassement(ct)..... 0.166-0.268
- Coefficient de gonflement (C_g)..... 0.024-0.034
- perméabilité (K)..... $2.63 \cdot 10^{-9}$ - $9.19 \cdot 10^{-9}$ cm/s

C'est une formation argileuse, moyennement assez fortement compressible, non gonflante imperméable et consolidée.

- ❖ Cisaillement rectiligne boîte casagrande type UU :
 - Cohésion (C_u)..... 0.01-0.42bars
 - Angle de frottement (ϕ_u).....12°-29°
- ❖ Compactage selon proctor normal :
 - Densité en eau optimale (W_n opt.).....14.20-15.00%
 - Densité sèche optimale (γ_d opt.).....1.68-1.80t/ m³
 - Densité sèche optimale à95% de saturation (δ_{dopt} 95%)..1.60-1.71t/ m³
- ❖ Chimie des sols :
 - Teneur en carbonates ($CaCO_3$)..... 42.42-46.21%
 - Teneur en insolubles.....47.40-54.80%
 - Teneur en gypses($CaSO_4,2H_2O$)..... tracé 8.66%

II.3.4.2.3 -Matériaux d'encrochement (Rip-Rap) :

Les talus d'une barrage ou d'une retenue en terre sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux de pluies, aux effets de renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation, et en ce qui concerne les parements amont à l'attaque des vagues, donc il est préférable de prévoir une protection des talus, la protection du parent amont de la retenue sur oued LAHMAR se fera par encrochement, le poids du bloc de la couche de protection doit être suffisent pour qu'il ne bouge pas la force de vague, celui-ci est déterminé en fonction de la pente du parement et de la hauteur des vagues par la formule suivantes :

$$Q = 0.11 K h_v (KN).$$

Q : Poids de la pierre

K : coefficient de pente

h_v : Hauteur des vagues

Le Diamètre moyen d'une pierre est déterminé par la formule suivante :

$$D = \left[\frac{\quad}{\quad} \right] / \quad P : \text{Poids volumique de la roche}$$

L'épaisseur de la couche d'encrochement est :

$$E = (2.50 \text{ à } 3.00) D$$

L'encrochement doit être exploité des carrières avoisinantes.

II.3.5 Caractéristique géotechniques proposées pour le calcul de la stabilité de la digue :

II.3.5.1 Terrain d'assise et fondation de la digue :

➤ **Eboulis et alluvions actuelles et récentes du fond des vallées :**

- perméabilité (k)..... 10 m/s
- Cohésion (Cu)..... 0.10bars
- Angle de frottement (Øu)..... 40°
- Capacité portante (Rdt) (Øu).....300Kpa.

➤ **Argile rouge a rare débris caillouteux :**

- Teneur en eau naturelle (Wn).....8.035%
- Densité sèche (Yd).....1.94t/m³
- Densité humide (Yh).....2.09t/m³
- Degré de saturation (Sr).....49.72%
- Limite de liquidité (WI)..... 37.088
- Limite de plasticité (Wp).....17.276
- Indice de plasticité (Ip)..... 19.812
- Compressibilité (pc)..... 2.27bars
- Coefficient de gonflement (cg).....0.035
- perméabilité (k).....2.69 10⁻⁷m/s
- Cohésion (Cu)..... 0.431bars
- Angle de frottement (Øu)..... 2.5°
- Teneur en carbonates (Caco3)..... 48.86%
- Teneur en insolubles.....49.50%
- Teneur en gypses(CaSo4,2H2o).....traces

➤ **Marnes du substratum :**

- Teneur en eau naturelle (Wn).....12.95%
- Densité sèche (Yd).....1.79t/m³
- Densité humide (Yh).....2.02t/m³
- Degré de saturation (Sr).....66.42%
- Limite de liquidité (WI)..... 55.075
- Limite de plasticité (Wp).....22.845
- Indice de plasticité (Ip)..... 19.812
- Compressibilité (pc)..... 32.030bars
- Coefficient de tassement(ct).....0.206
- Coefficient de gonflement (cg).....0.032
- perméabilité (k)..... 9.29 10 m/s

- Cohésion (C_u)..... 0.40bars
- Angle de frottement (ϕ_u)..... 30°
- Teneur en carbonates ($CaCO_3$)..... 63.64%
- Teneur en insolubles.....34.10%
- Teneur en gypses($CaSO_4,2H_2O$).....6.64%.

II.3.5.2-Matériaux de construction de la digue (Matériaux d'étanchéité)

- Teneur en eau naturelle (W_n).....8.275%
- Densité sèche (γ_d).....1.815t/m³
- Densité humide (γ_h).....1.965t/m³
- Degré de saturation (S_r).....42.51%
- Limite de liquidité (W_L)..... 39.229
- Limite de plasticité (W_p).....18.052
- Indice de plasticité (I_p)..... 21.177
- Compressibilité (p_c)..... 1.265bars
- Coefficient de tassement(c_t).....0.217
- Coefficient de gonflement (c_g).....0.029
- perméabilité (k)..... 5.91 10⁻⁶ m/s
- Cohésion (C_u)..... 0.215bars
- Angle de frottement (ϕ_u)..... 20.5°
- Teneur en eau optimale ($W_{u\ opt.}$)..... 14.60%
- Densité sèche optimale ($\gamma_d\ opt.$)..... 1.74t/ m³
- Densité sèche optimale à95% de saturation ($\delta d_{opt\ 95\%}$)..1.65t/m³
- Teneur en carbonates ($CaCO_3$)..... 44.31%
- Teneur en insolubles.....51.10%
- Teneur en gypses($CaSO_4,2H_2O$)..... traces.

II.3.6-Conclusions

Après analyse de toutes les données géotechniques de terrain et de laboratoire des différents faciès et formation, et de laboratoire des différents faciès et formation, que ce soit au endroit du site de la retenue collinaire Oued KETAMI. C'est-à-dire l'assise de fondation et la digue et ses ouvrages annexes, ou au niveau de la zone d'emprunt pour l'utilisation des matériaux d'étanchéité dans la construction de la digue, on peut faire les conclusions et les recommandations suivantes :

☞ sur les berges, la digue sera fondée sur les argiles rouges à rares débris caillouteux, après avoir décaper la couche végétale.

☞ les parements amont et aval de la retenue seront fondés au fond de la vallée sur la couche alluvionnaire et sur les argiles rouges caillouteux, et ceci bien sur après avoir décaper la couche végétale.

☞ les matériaux argileux nécessaire pour la construction de la retenue seront empruntés en quantités et en qualités des argiles rouges situés dans la partie amont de la retenue, et dans la partie aval sur la rive gauche de l'Oued KETAMI .

En conclusion on peut confirmer que toutes les conditions géotechniques sont réunies et favorable pour la projection d'une digue en terre argileuse sur oued KETAMI , commune de Seriana dans la Wilaya de BATNA .

Chapitre III:

Etude hydrologique

Introduction :

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

III.1-CARACTERISTIQUES MORPHOLOGIQUES DU BASSIN VERSANT

III.1.1- Caractéristiques morphologique:

➤ Paramètres géométriques :

- Surface du bassin versant:

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant a été donnée par planimètrage et elle est de :

$$S=21.41$$

- Périmètre du bassin versant:

Le périmètre est obtenu par curvimètrage et il est de :

$$P =22.48\text{Km}$$

- Longueur du talweg principal:

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

$$L_p =10.70 \text{ Km}$$

Paramètres de forme:

- Indice de compacité (GRAVELIUS):

Cet indice caractérise la forme du bassin versant (allongé ou ramassé).

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots(\text{III-1})$$

P: périmètre du bassin versant.

S: surface du bassin versant.

$$K_c=1.37$$

Selon la valeur de K_c on pourra dire que notre bassin est allongé.

Etude Hydrologique

- Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation : $Ca = \frac{L}{S} \dots\dots\dots(III-2)$

L : la longueur du talweg principal $L = 10.21 \text{ Km}$

S : la superficie du bassin versant. $S = 21.41$

$Ca=4.87$

- Rectangle équivalent:

C'est la transformation du bassin versant en un rectangle de longueur L et de largeur l en gardant la même surface, ceci permet la comparaison entre les bassins versant du point de vue influence de la forme sur l'écoulement. Ainsi que ces deux paramètres rentrent dans des formules par la suite.

La longueur est donnée par la formule

$$L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.12} \left[\sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} + 1 \right] \dots\dots\dots (III-3)$$

$$L = 8.92 \text{ Km}$$

La largeur est donnée par la formule: $l = \frac{S}{L} \dots\dots\dots (III-4)$

$$l = 2.32 \text{ Km}$$

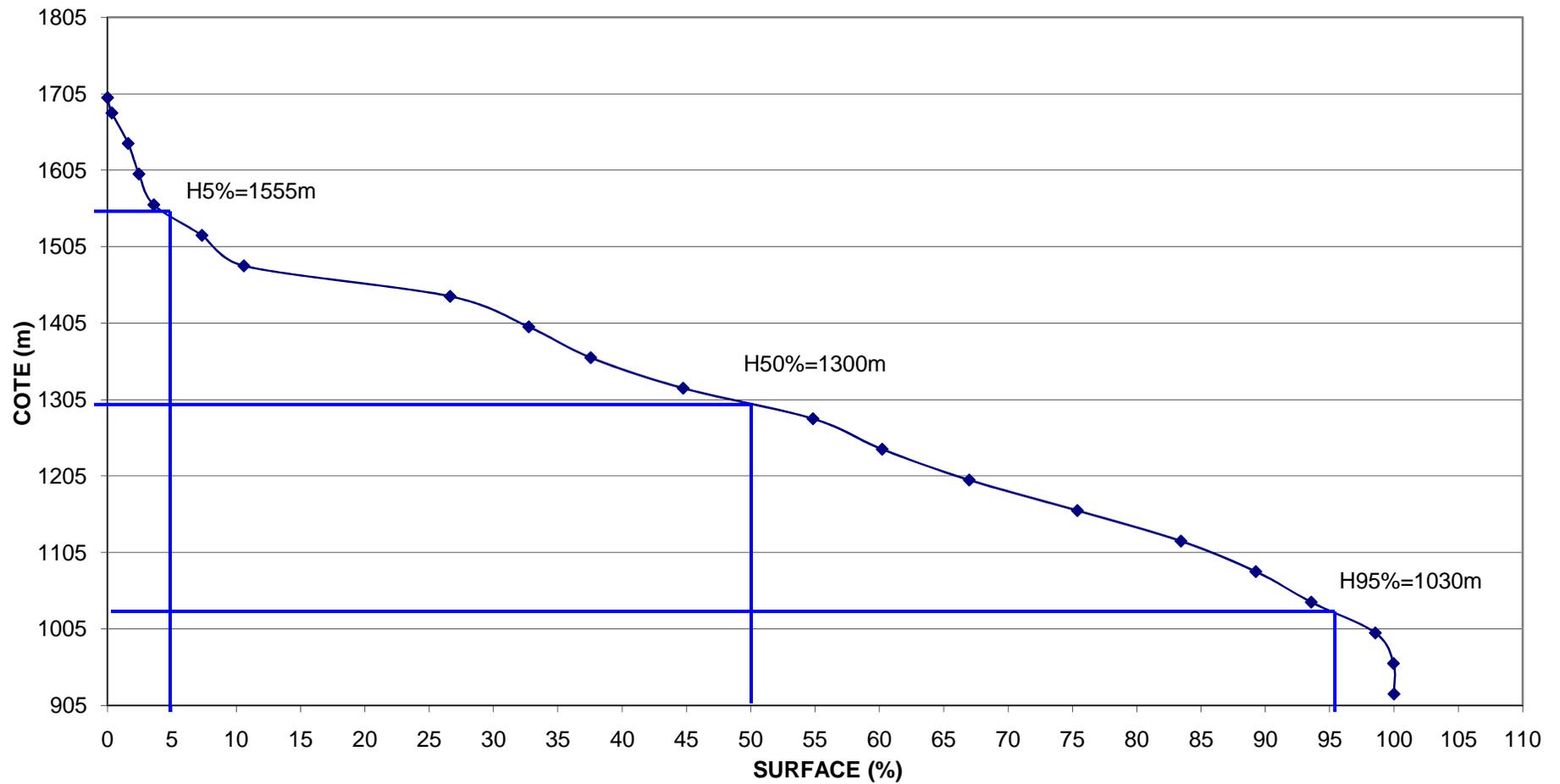
- Hypsométrie du bassin versant:

Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique après planimétrie des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses et les différentes cotes

la répartition des surfaces en fonction des cotes est représentée dans le tableau (III-1) de l'annexe (A).

COURBE HYSOMETRIQUE DU BASSIN VERSANT

FIGURE III-1



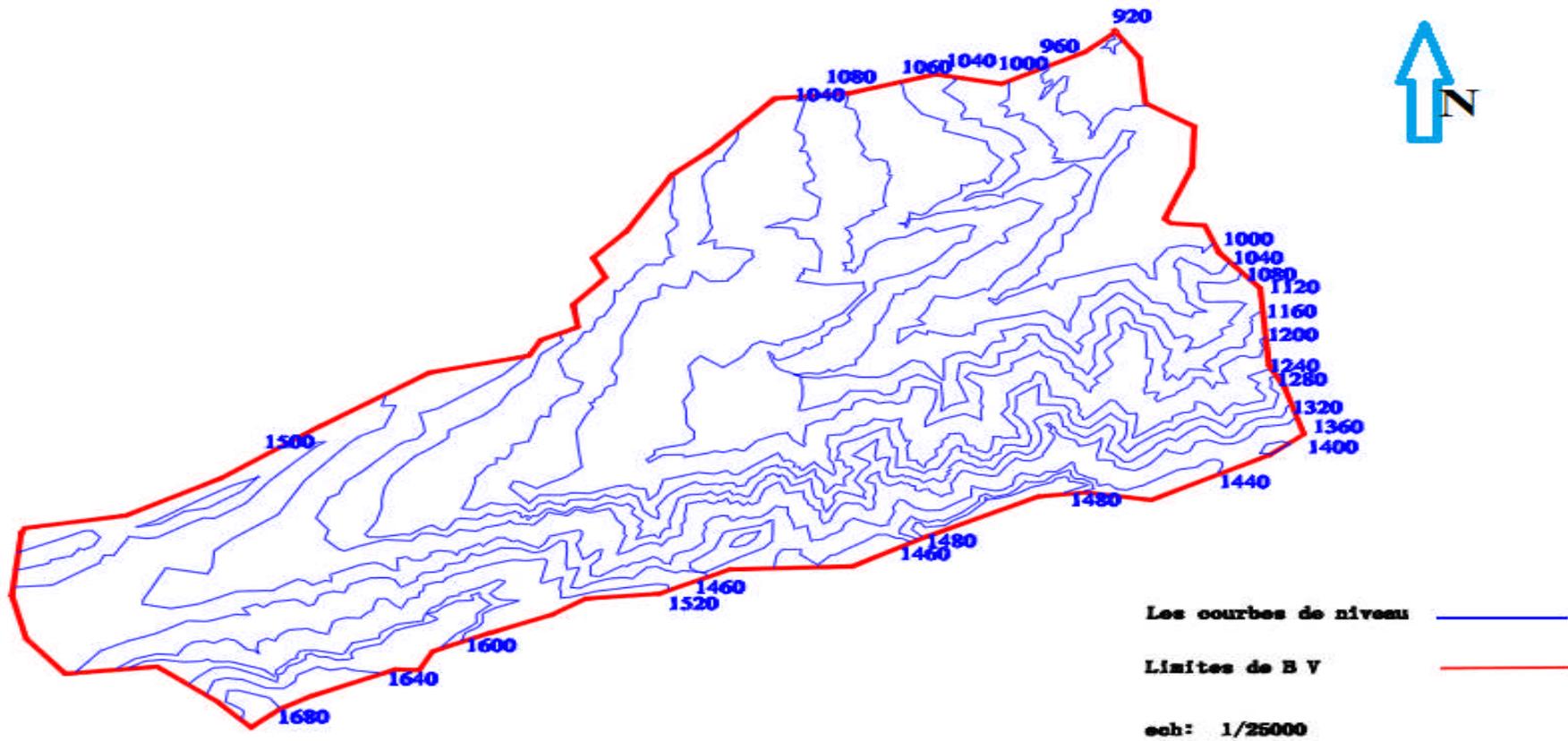


Fig III-2 Le bassin versant

Etude Hydrologique

- Altitude médiane:**

L'altitude médiane est Hmed est lue sur la courbe hypsométrique

= %

=1300m

- Altitude moyenne:**

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{\bar{S}} \dots\dots\dots(III-5)$$

S_i : surface partielle entre deux courbe de niveaux (Km²)

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

\bar{S} : Superficie du bassin versant (Km²)

=1266.60 m

- Indice de pente globale:**

Cet indice est déterminé par la formule suivante:

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots(III - 6)$$

Avec:

D =H5%-H95%

H5%=1555m

D =525m.

H95%=1030m

L: la longueur du rectangle équivalent.

Ig=5.88%

- Indice de pente moyenne Ipm :**

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

=1700m

$$Ipm = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots(III - 7)$$

=905m

Ipm= 8.91 %.

- **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 et H_{i-1} . il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \dots\dots\dots (III-8)$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

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

$I_p=8.6$

(Tableau III-1: détermination de la pente Roche I_p)

- **Dénivelée spécifique :**

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tout le bassin quelque soit sa surface. Elle est donnée par la formule :

$$D_s = I_g \sqrt{S} \dots\dots\dots (III - 9)$$

$D_s = 272,07$

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

relief		Ds (m)
1	Très faible	<10
2	Faible	25
3	Assez faible	50
4	Modéré	100
5	Assez modéré	250
6	Fort	500
7	Très fort	>500

Dans notre cas le relief est assez modéré

- **Pente moyenne du bassin versant :**

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

ΔH : dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

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

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

A.N : la pente moyenne de bassin est :

$$I_{\text{moy}} = 260.83 \text{ m/km}$$

III.1.2- Caractéristiques hydrographiques:

- **Densité de drainage:**

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

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots \dots \dots \text{(III - 11)}$$

$\sum L_i$: longueur total des talwegs d'ordre i en (Km) $\sum L_i = 56.61 \text{ Km}$.

S: surface du bassin versant en (Km^2) $S = 21.41 \text{ Km}^2$

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

$$D_d = 2.64 \text{ km/km}^2$$

- **Coefficient de torrentialité :**

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

$$C_t = D_d \cdot F \dots \dots \dots \text{(III - 12)}$$

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

$N_1 = 105$

$$F_1 = \frac{N_1}{S} = 4.9 \dots \dots \dots \text{(III - 13)}$$

$$C_t = 12.94$$

- **Longueur moyenne des versants:**

$$L_i = \frac{L}{2D_d} \dots\dots\dots(\text{III}-14)$$

Dd:densité de drainage en (km/km²).

L:longueur du rectangle équivalent en (km).

$L_i = 1.68\text{km}$

- **Temps de concentration:**

Le temps de concentration est calculé selon la formule de GIANDOTTI

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (\text{III}-15)$$

$T_c = 2,27 \text{ heure}$

S:surface du bassin versant en (Km).

Lp:longueur du talweg principale en (Km).

Hmoy , Hmin : respectivement la hauteur moyenne et minimale du bassin versant.

- **Vitesse moyenne de ruissellement :**

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_R = \frac{L_p}{T_C} \dots\dots\dots(\text{III}-16)$$

Lp : longueur du talweg principale.

TC : temps de concentration.

$V_R = 4.71 \text{ (Km/h)}$

Etude Hydrologique

Tableau III-2: des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

DESIGNATION		SYMBOLE	UNITES	VALEUR
Superficie		S	km ²	21.41
Périmètre		P	km	22.48
Longueur du thalweg principal		L _P	km	10.70
Indice de compacité		K _C	-	1.37
Coefficient d'allongement		Ca	-	4.87
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km	8.92
	largeur	l _r	Km	2.32
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1700
	moyenne	H _{moy}	m	1266.60
	médiane	H _{med}	m	1300
	minimale	H _{min}	m	905
Pente moyenne de B.V		I _{moy}	m/km	260.83
Indice de pente globale		I _g	%	5.88
Indice de pente moyenne		I _{pm}	%	8.91
Indice de pente de M Roche		I _p	%	8.91
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	2.64
Coefficient de torrentialité		C _t	-	12.94
Temps de concentration		T _c	h	2.27
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/H	4.71

III.1.3- Caractéristiques climatique du bassin versant:

❖ EVAPORATION

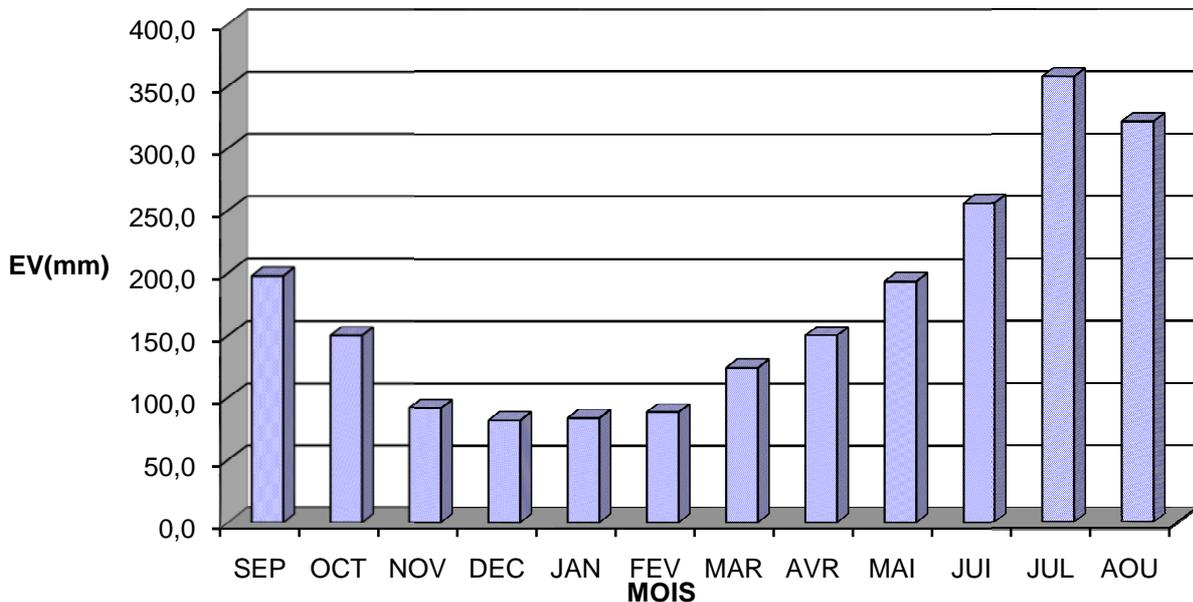
L'évaporation est mesurée à l'aide de l'évaporamètre . L'évaporation moyenne annuelle retenue est donc de 2094.9 mm, comme on le remarque dans le tableau III-3 ci-après. Elle est minimale durant les mois d'hiver (décembre, janvier et février), alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (juin, juillet et août)

Tableau III-3 : répartition mensuelle de l'évaporation.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Ev (mm)	83.7	88.3	123.8	150.00	193.4	255.9	357.4	321.3	197.7	149.9	91.7	81.8
Ev(%)	4.00	4.21	5.91	7.16	9.23	12.22	17.06	15.34	9.44	7.16	4.38	3.9

La répartition est représentée dans la figure III-3

REPARTITION MENSUELLE DE L'EVAPORATION



❖ TEMPERATURES

Les données de température de la station de Batna (1971/1972-1985/1986) ont été corrigées selon la différence d'altitude entre la station de Batna et l'altitude moyenne du bassin versant.

Nous reprenons le gradient thermique utilisé pour l'est algérien (0.5°C/100m)

Tableau III-4 : Température

station	Mois	Sep	oct	Nov	déc	Jan	fév	Mar	avr	Mai	Juin	Juill	Août	M
Station batna	Tmoy	19.8	14.0	8.9	6.1	5.0	6.2	8.1	11.0	15.8	21.6	24.9	24.2	13.8
TVB	Tmoy	21.7	15.8	10.7	7.9	6.9	8.1	9.9	12.9	17.7	23.5	26.7	26.1	15.7

Le tableau N0 3 montre la température moyenne annuelle est égale à 15.7°C ,

Le minima moyen 6.9°C en hiver (janvier) et Le maximum moyen est 26.7°C en été (Fig 04).

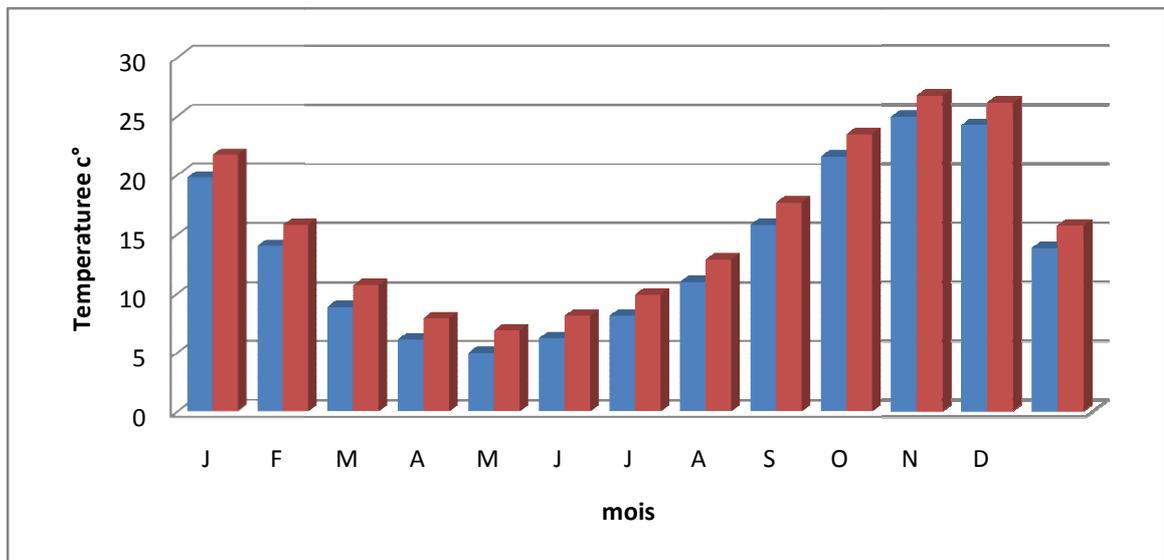


Figure04 : Repartitio mensuelle de Temperature

❖ L'HUMIDITE RELATIVE

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

Tableau III-5 Répartition mensuelle de l'humidité relative

Mois	Sep	oct	Nov	déc	Jan	fév	Mar	avr	Mai	Juin	Juill	Août	M
H(%)	60	67	73	77	76	71	67	64	59	53	44	47	63

La valeur de l'humidité moyenne annuelle est de l'ordre de 63%.

III.2- Pluviométrie:

III.2.1- Répartition mensuelle de la pluie moyenne:

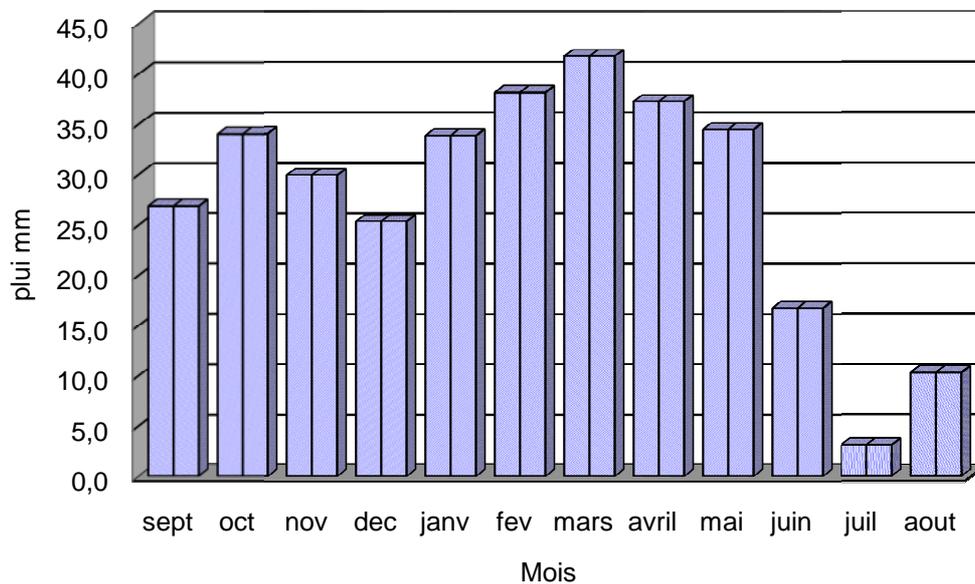
La station pluviométrique la plus proche du bassin d'Oued Ketami est la station de Oued El Ma (code 051203) qui est la plus représentative , tant pour sa période d'observation que pour sa proximité de notre zone d'étude.

Tableau III-6: Les pluies moyennes mensuelles

mois	Sep	oct	Nov	déc	Jan	fév	Mar	avr	Mai	Juin	Juill	Août	Total
P (mm)	26,9	34,0	29,9	25,3	33,8	38,1	41,7	37,2	41,7	16,7	3,1	10,3	331,3
P (%)	8,11	10,26	9,02	11,5	10,2	7,64	10,4	11,2	12,6	5,04	0,93	3,1	100,0

Le tableau N°8 montre la distribution moyenne mensuelle des pluies dans le bassin versant. (Fig N°5).

REPARTITION MENSUELLE DES PLUIES



III.2.2- Les pluies maximales journalières:

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

- **Les paramètres statistiques de l'échantillon:**

Nombre d'observations	33
Moyenne	332
Ecart-type	140
Médiane	337
Coefficient de variation	0.423
Coefficient d'assymétrie	1.02

- **Ajustement des pluies maximales journalières:**

L'ajustement a été effectué à l'aide du logiciel "HYFRAN".

- **Ajustement a la loi log normale:**

Paramètres d'ajustement à la loi Log–normale :

$$\overline{\text{Log}P_{\max j}} = \frac{\sum (\log P_{j\max} - \overline{\log P_{j\max}})^2}{N}$$

$$\sigma_{\log} = 0,127$$

$$\overline{\log P_{j\max}} = 3,498$$

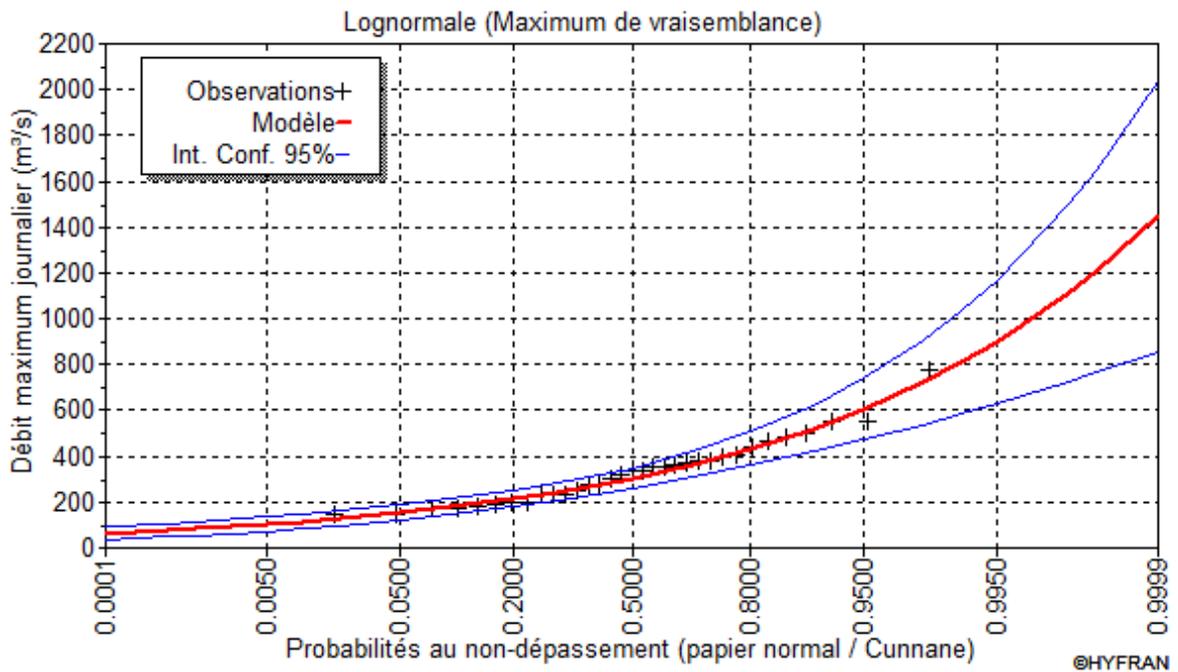
$$\text{Log}P_{j\max} = \overline{\log P_{j\max}} + \sigma_{\log} U_{P\%}$$

Avec : UP% : variable de GAUSS pour différentes fréquences.

Tableau III-7 Ajustement a la loi log normale.

Période de retour T (ans)	q	précipitation	Intervalle de confiances 95 %
1000	0.9990	137	725-1500
200	0.9950	114	627-1170
100	0.9900	93.5	583-1030
50	0.9800	68.4	537-904
10	0.9500	51.6	473-741

Fig III-6 Ajustement a la loi log normale



III.2.3- 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:

$$P_{tc} = P_{\max j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots(III-19)$$

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.

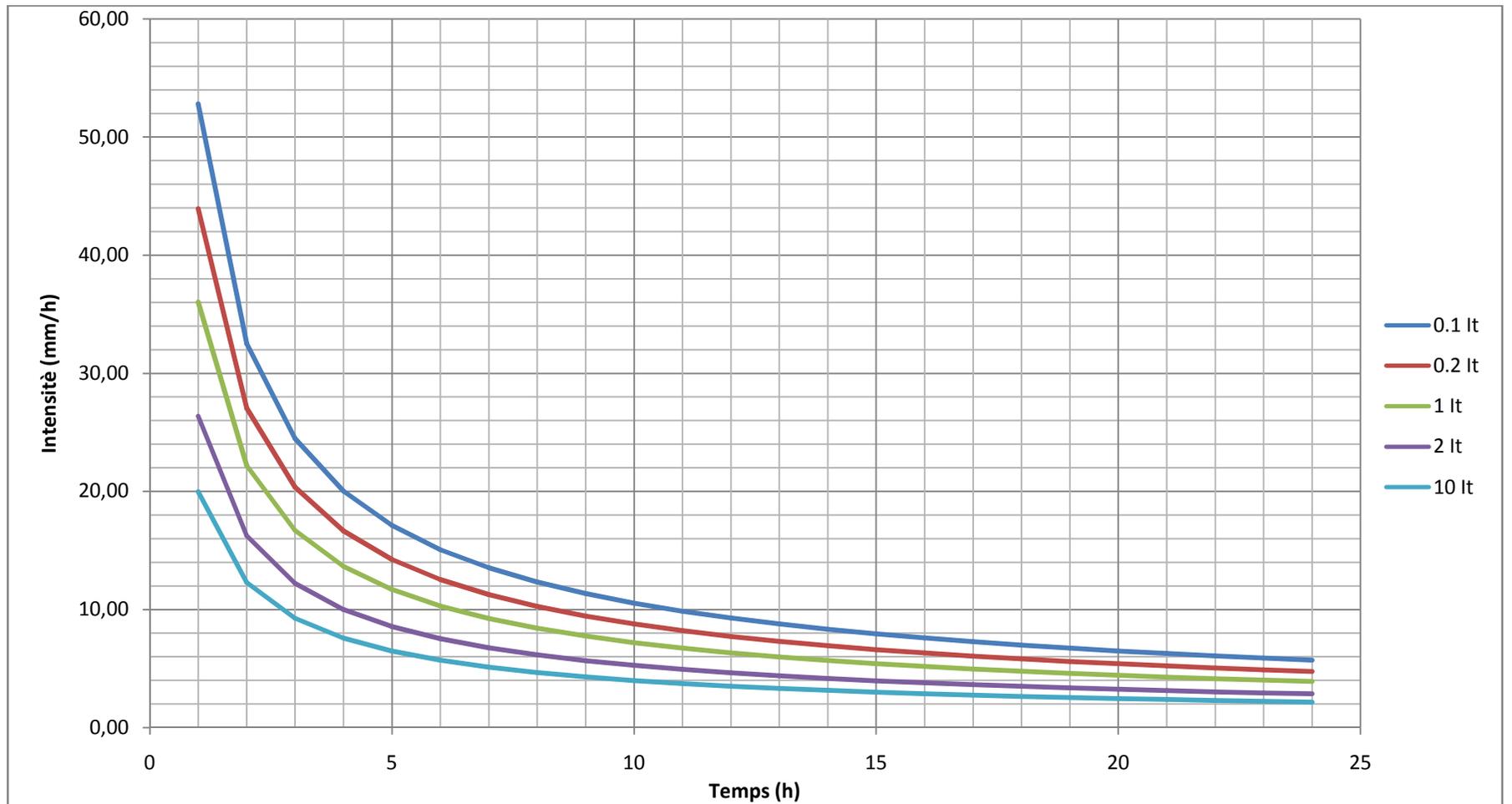
b : exposant climatique ($b = 0.30$).

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

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots(III-20)$$

Les résultats de calcul est représentée dans le tableau (III-8) de l'annexe (A).

Figure III.7: COURBES DES INTENSITES POUR DIFFERENTES FREQUENTES



III.3- APPORTS LIQUIDES

III.3.1- Apports moyens interannuels:

En raison de l'absence des stations hydrométriques sur l'Oued, l'estimation de l'apport moyen annuel est faite moyennant les formules empiriques:

❖ Formule DE SAMIE

$$Le = 720 * \left(\frac{P - 150}{1000} \right)^{1,85} \dots\dots\dots(III-21)$$

$$A = Le * S * 10^{-3} \dots\dots\dots(III-22)$$

Le: Lamme d'eau écoulée

P: pluie moyenne annuelle, m.

A: Apport moyen annuel, Hm³

S : surface du bassin versant Km²

❖ Formule de MALLET et GAUTHIER

$$Le = 0.6 * P * \left(1 - 10^{-0.36p2} \right) * 10^3 \dots\dots\dots(III-23)$$

$$A = Le * S * 10^{-3}$$

P : pluie annuelle, exprimée en m.

❖ Formule de SOGREAH

$$Le = 720 \left(\frac{P - 150}{1000} \right)^{1,85} \dots\dots\dots(III-24)$$

$$A = Le * S * 10^{-3}$$

P : précipitation (mm).

❖ Formule ANRH

$$A_0 = 0.915 \cdot \bar{P}^{-2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots(III-25)$$

P: pluie en (m)

Dd : densité de drainage

S : surface du bassin versant (Km²)

Etude Hydrologique

Les résultats sont portés sur le tableau suivant:

FORMULES	SAMIE	MALLETET GAUTHIER	SOGREAH	ANRH
Lame d'eau écoulée Le (mm)	31.04	17.29	30.58	26.51
Apport moyen annuel (m³)	664615	370121	654614	567610

Après analyse des résultats des différentes formules nous considérons que la valeur de la lame d'eau ruisselée est de **26.51mm** engendrant un apport liquide moyen de

0,567610 Hm³ / an.

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:

$$Q_m = P_m \cdot C_e \cdot S \dots\dots\dots (III - 26)$$

C_e:coefficient d'écoulement.

P_m:pluie mensuelle.

Le: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 : TABLEAU III-9

Mois	Sept	octo	nov	Déc	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juil	Août	ΣA (mm)
A (mm)	0,046	0,058	0,051	0,065	0,058	0,043	0,059	0,064	0,071	0,029	0,005	0,018	0,568

III.3.3 -Calcul du coefficient de variation:

La variabilité de l'apport annuel est caractérisée par le coefficient de variation C_v , estimé dans notre cas ,a défaut d'information hydrométriques,par des formules empiriques:

- **Formule de Padoun:**

$$C_v = K \cdot \frac{0.93}{M_0^{0.23}} \quad \text{Avec: } 0.25 < K < 1, \text{ on prend } K=0.7.$$

M_0 : débit ou module spécifique (l/s/Km²).

- **Formule de Sokolovsky-Chevelev:**

$$C_v = 0.78 - 0.291 \text{ Log } (M_0) - 0.063 \text{ Log } (S + 1) \dots\dots\dots\text{(III-28)}$$

S: superficie du bassin versant.

M_0 : débit ou module spécifique (en l/s/Km²).

- **Formule de Ugiprovodkhoz:**

$$C_v = \frac{0.7}{M_0^{0.125}} \dots\dots\dots\text{(III-29)}$$

M_0 : débit ou module spécifique (en l/s/Km²).

- **Formule d'Antonov:**

$$C_v = \frac{0.78}{(S + 1000)^{0.097}} \dots\dots\dots\text{(III-30)}$$

Les différentes valeurs de C_v sont données par le tableau suivant:

Formules	Cv
PADOUN	0.71
SOKOLOVSKY-CHEVELEV	0.71
UGIPROVODKHOZ	0.7
ANTONOV	0.4
Moyenne	0.63

La valeur de $C_v = 0.71$ obtenue par la formule de PADOUN ou SOKOLOVSKY est finalement adoptée.

III.3.4- Les apports fréquents:

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

$$A_{(A\%)} = \frac{A}{(C_v^2 + 1)^{1/2}} \cdot e^{U(\log(C_v+1))^{1/2}} \dots\dots\dots(III-28)$$

A%:apport de fréquence donnée.

U:variable réduite de Gauss.

Les calculs des apports fréquents a conduit au tableau suivant:

FREQUENCE %	80	10	5	2
PERIODE DE RETOUR	5	10	20	50
U	-0.84	1.28	1.64	2.05
LIQUIDE (hm³) APPORT	0.271	1.056	1.32	1.71

III.4- Les apports solides:

a). Formule de Tixeront:

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

$$E_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \dots\dots\dots(III-29)$$

Ou:

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

Le: lame d'eau écoulée. (Le =26.5 mm)

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

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

$$A_s = E_s \cdot S \dots\dots\dots(III-30)$$

S: superficie du bassin versant en Km².

Le volume des solides est égal à:

$$V_s = A_s / \gamma_s \dots\dots\dots(III-31)$$

$$\gamma_s = 1.5 \text{ t/m}^3.$$

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).

Formule	Es	As	Vs
<i>Tixeront</i> :	572.24	12251.69	8167.80
<i>Sogreah</i> :	464.09	9936.20	6624.60

Les valeurs finalement adoptées sont celle obtenue par la formule de Tixeront.

III.5 -Etude des crues:

L'étude des crues a pour but l'estimation des débits de pointe fréquents et la définition de la forme de l'hydrogramme.

A cause de l'inexistence de station hydrométrique dans le bassin versant de l'oued KETAMI, des formulations empiriques ont été utilisées pour la prédétermination des débits de crues maximales.

a). Formule de Giandotti:

$$Q_{\max \%} = \frac{170 \cdot S \cdot (H_{\text{moy}} - H_{\text{min}})^{1/2}}{4(S)^{1/2} + 1.5L} \cdot P_{tc} \dots\dots\dots \text{(III-32)}$$

Qmax (%): débit maximum de crue en m³/s de même fréquence que celle de la pluie de courte durée.

S: superficie du bassin versant.

L: longueur du talweg principal.

Hmoy, Hmin: altitudes moyennes et minimales (en m).

Ptc: pluies de courte durée.

Etude Hydrologique

b). Formule de Turazza:

$$Q_{\max \%} = \frac{C.S.I_t}{3.6.T_c} \dots\dots\dots(III-33)$$

S: superficie du bassin versant (Km²).

Tc: temps de concentration.

It: intensité des pluies fréquentielles (en mm/h).

C : coefficient de ruissellement de la crue considérée (0.8-0.6)

c). Formule d'Alexeev:

$$Q_{\max \%} = 0.34P_{tc}^{4/3} \dots\dots\dots(III-34)$$

Ptc: pluies de courte durée.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant:

FREQUENCE (%)	0,1	0,2	1	2	10
Formule de TURAZZA	113,66	93,73	85,41	58,19	43,01
Formule de GIANTOTTI	50,43	41,33	37,66	34,21	25,29
Formule d'Alexeev	382.24	298.07	263.37	231.78	154.98

Sur la base de ces résultats, les valeurs adoptées sont celle de TURAZZA car elle est la plus proche de la moyenne

PERIODE DE RETOUR (années)	1000	200	100	50	10
Fréquence (%)	0.1	0.2	1	2	10
Qmax (m3/s)	113.66	93.73	85.41	58.19	43.01

III.6- Hydrogramme de crue:

Etude Hydrologique

La forme des crues (temps de montée et de décrue) est déterminée à l'aide de la méthode de Sokolovsky, qui assimile l'hydrogramme de crue à 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:

$$Q_t = Q_{\max} \% \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots(III - 35)$$

Qmax (%): débit maximum de fréquence donnée.

Qt: débit instantané au moment (t).

tm,td: temps de montée et de décrue.

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

Temps de base:

$$t_b = t_m + t_d$$

On considère généralement que: $t_d = 2.5 t_m$, et $t_m = t_c$ (pour des petits bassins).

On a donc:

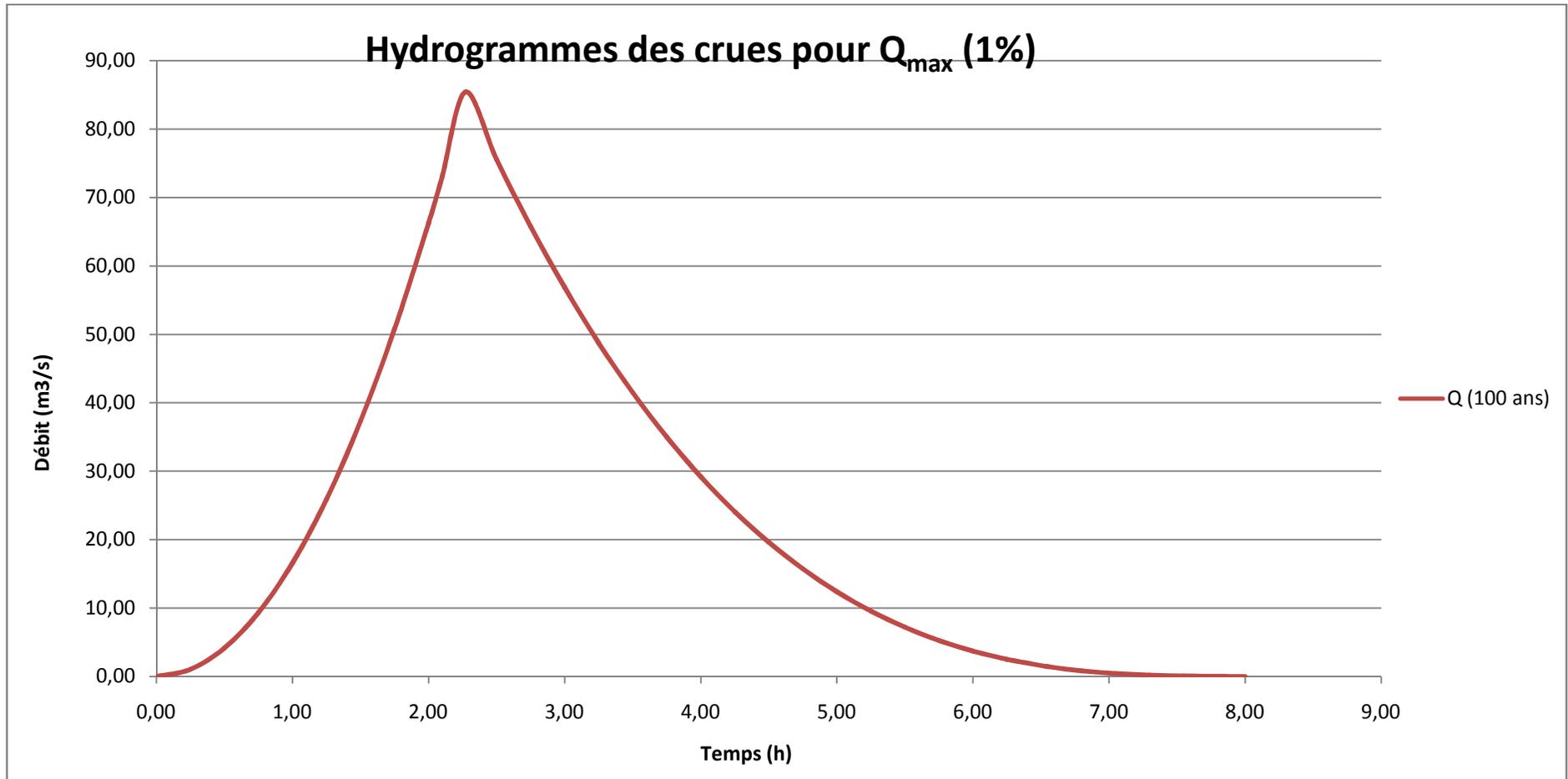
$$t_m = t_c = 2.27 \text{ h}$$

$$t_d = 2.5 t_m = 5.75 \text{ h}$$

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

pour construire l'hydrogramme des crues de oued Chouiret, on a utilisé les valeurs des débits de crues de fréquence 10%, 2%, 1%, 0.2%, 0.1%, les résultats obtenus sont représentés dans le tableau (III-10) de l'annexe (A).

Les hydrogrammes de crues sont représentés dans la fig III-8.



III.6.1-choix de la crue de projet

Tableau (III.11) : Récapitulation pour le 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 $Q_{max}(0.2\%)$	$Q_{max}(0.1\%)$

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'emménagement relativement faible),

donc on accepte un risque moyen ($I_g = 2$) et on opte pour la crue centennale

$$Q_{crue} = 85.41 \text{ m}^3/\text{s}$$

III-7 Régularisation:

III.7.1- Objectifs et méthodologie

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

La méthode utilisée est celle du bilan hydrique qui est basée sur les données suivantes:

- Répartition mensuelle de l'évaporation.
- Répartition mensuelle de l'infiltration
- Répartition mensuelle des apports moyens mensuels.
- Besoin en eau.

III.7.2- Apports liquides mensuels

Le calcul se fait par la formule suivante:

$$Q_m = P_m \cdot C_e \cdot S \dots\dots\dots(III-36)$$

Q_m :apport liquide mensuel en hm³.

p_m :pluie mensuelle (mm).

S :surface du bassin versant (Km²).

C_e :coefficient d'écoulement.

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

Le :lame écoulée.

P :pluie moyenne annuelle.

Les résultats de calculs sont donnée par le tableau suivant:

Tableau III-11: Répartition annuelle de l'apport 80%.

Mois	A 80% (%)	A 80% (m ³)
Janvier	8.11	32520
Février	10.26	27497
Mars	9.02	24174
Avril	11.50	30820
Mai	10.20	27336
Juin	7.64	20475
Juillet	10.40	27872
Août	11.20	30016
Septembre	12.60	33768
Octobre	5.04	13507
Novembre	0.93	2492
Décembre	3.10	8308
Total	100	271000

III.9.2- Courbes«Hauteurs-Capacités-Surfaces»:

La cote minimale relevée sur l'axe du barrage est 903.00m et la cote maximale est 921.00m,soit une hauteur de 18.00m.

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

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

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 .

ΔH :différence d'altitude entre les deux courbes de niveaux successives.

ΔV :volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en m^3 .

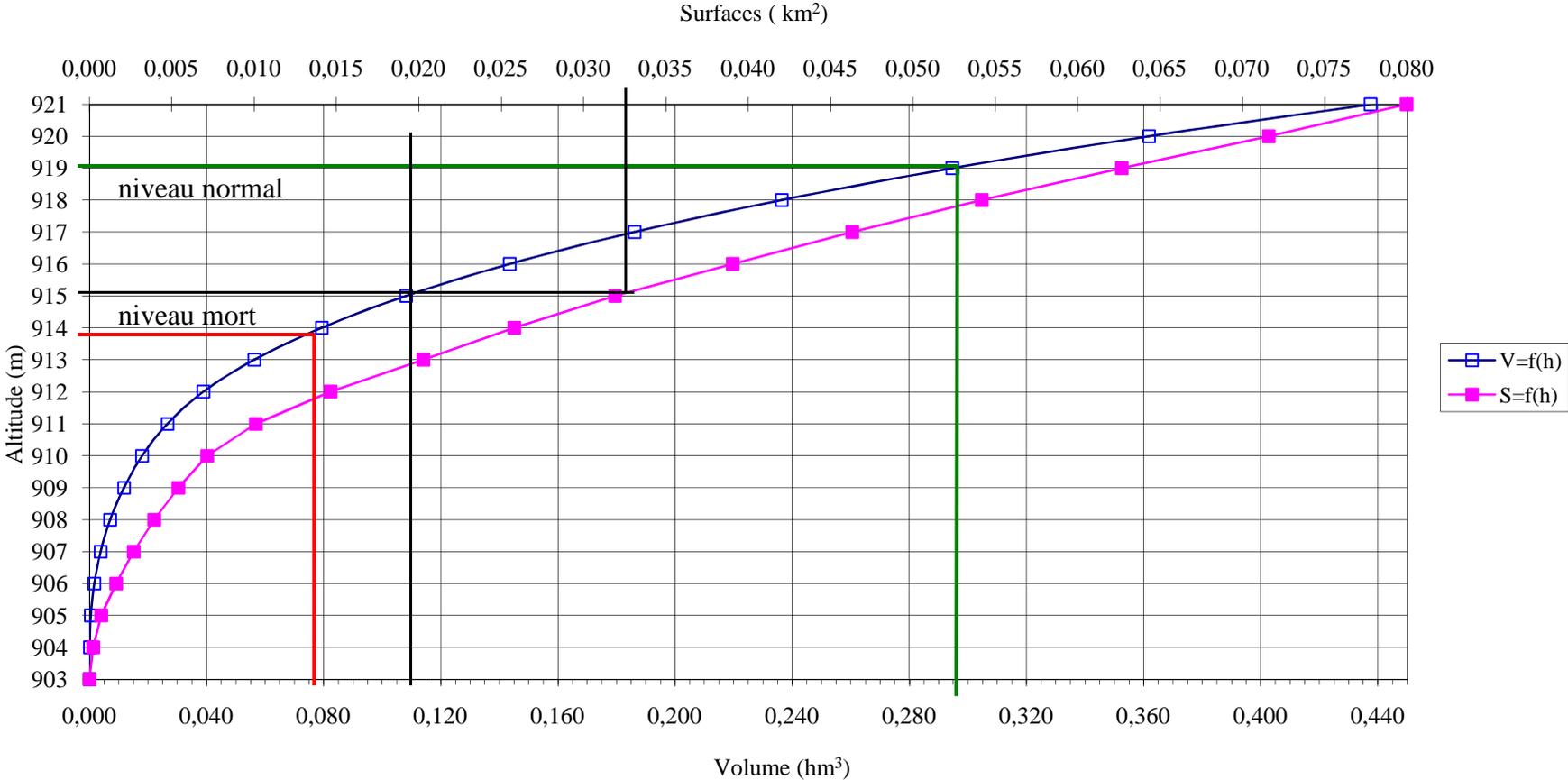
Le tableau suivant donne les coordonnées des courbes Hauteur-Capacité-Surface.

Tableau III-12 Courbes topographiques et volumétriques.

côte (m)	H (m)	S (m ²)	S moy (m ²)	DH (m)	ΔV (m ³)	Vh (m ³)	hm (m)
903	0	0	5.04	1	5.04	0	0
904	1	10.08	120.43	1	120.425	5.04	1
905	2	230.77	475.39	1	475.385	125.47	1.042
906	3	720	1175.00	1	1175	600.85	1.264
907	4	1630	2165.00	1	2165	1775.85	1.511
908	5	2700	3320.00	1	3320	3940.85	1.820
909	6	3940	4670.00	1	4670	7260.85	2.187
910	7	5400	6275.00	1	6275	11930.85	2.555
911	8	7150	8630.00	1	8630	18205.85	2.901
912	9	10110	12385.00	1	12385	26835.85	3.110
913	10	14660	17470.00	1	17470	39220.85	3.167
914	11	20280	23040.83	1	23040.825	56690.85	3.245
915	12	25801.65	28856.11	1	28856.11	79731.68	3.460
916	13	31910.57	35485.84	1	35485.835	108587.79	3.763
917	14	39061.1	42689.35	1	42689.35	144073.62	4.060
918	15	46317.6	50251.30	1	50251.3	186762.97	4.375
919	16	54185	58425.00	1	58425	237014.27	4.717
920	17	62665	71322.01	1	71322.01	295439.27	5.057
921	18	79979.02				366761.28	5.142

Les courbes sont représentées dans la fig III-9

figure III-9



III.9.3- Volume mort:

Les valeurs finalement adoptée pour le debit solide déposé au niveau de l'exutoire est de 816.78 (t /Km²/An) soit un taux d'envasement égal à 8167.80(t/An) et un envasement annuel égal à 4667.31m³/An.le volume mort est déterminé pour une durée de 15 Ans par:

$$V_m = 15.V_s$$

Vs: l'envasement annuel en m³/An

$$V_m = 0,07 \text{ hm}^3$$

III.9.4- Calcul du volume utile sans tenir compte des pertes:

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

Tableau III-28 Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Année
Bi%	6,10	1,39	0	0	0	0	0	4,74	12,94	21,07	29,73	23,72	100%

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:

Le volume utile est donc: $V_u = V_d = 201125.00\text{m}^3$.

Le volume au niveau normale de la retenue est: $V_{NNR} = V_m + V_u = 278782.00\text{m}^3$

III.9.5- Calcul du volume utile en tenant compte des pertes:

1). Calcul des pertes:

- Perte par infiltrations:

Le volume mensuel des pertes par infiltrations est:

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots\dots\dots(III-37)$$

δ : coefficient dépendant des conditions hydrologiques de la cuvette $\delta = (0.5 \div 1.5)$.

$$V_{moy} = \frac{V_{ri} + V_{ri+1}}{2} \dots\dots\dots(III-38)$$

- Pertes par évaporation:

Le volume mensuel des pertes par évaporation est:

$$V_{evp} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots(III-39)$$

Es:évaporation mensuelle.

Smoy:surface du plan d'eau correspondant au volume moyen.

La représentation des deux consignes d'exploitations est représentée dans le tableau (III-10) de l'annexe (A).

Les résultats de calculs:

-Le volume utile: $V_U = 218197.00 \text{ m}^3$.

-Le volume au niveau normal de la retenue: $V_{NNR} = 294770.00 \text{ m}^3$.

Evaluation de l'erreur:

$$E = \frac{V'_u - V_u}{V'_u} \cdot 100 \dots\dots\dots(III-40)$$

$E = 1.67 \% \square 2\%$.

III.10- laminage des crues :

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots(III.41)$$

D'où

Q : le débit entrant de la crue ;

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

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

Le débit cumule à l'instant t est :

$$Q - q = S \cdot dh/dt \dots\dots\dots(III.42)$$

D'où :

dh /dt : la vitesse de remplissage (ou de montée) de la retenue .

Il existe plusieurs procédés de laminage (SORENSEN, BLACKMORE, KOTCHERIN, PATAPOV et une autre méthode graphique), nous retenons la méthode de KOTCHERIN car l'information qu'elle utilise est facilement accessible,

- **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 concéderait comme nulles au moment de la crue.

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

$$Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots(\text{III-43})$$

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.

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \dots\dots\dots(\text{III-44})$$

H₀:charge globale.

V₀:vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule:

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

Tous les résultats sont rassemblés dans le tableau ci après:

Données de départ: (m=0.49) ; (p=1).

Etude Hydrologique

Tableau III-10 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE

donnees		largeur	hauteur	debit	surface	vitesse	Wd
G	9.81	14	0.4	7.6871	19.6	0.3922	115331
α	1	16	0.8	24.849	28.8	0.8628	137552
2*g	19.62	18	1.2	51.356	39.6	1.2969	167517
2.g ^{0.5}	4.42945	20	1.4	71.906	48	1.4981	185297
Q _{1%}	85.41	22	1.6	96.638	57.2	1.6895	203648
W _{1%}	1199156	24	1.8	125.8	67.2	1.872	222584
m=	0.49						

On fait le calcul en variant la largeur b de 14m à 24m selon la formule:

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

Les résultats sont donnés par les tableaux(III-11,III-12)

Tableau III-11 : Détermination de H₀ et Q en fonction de b

hauteur	vitesse	hauteur tot	debit m3/s					
			14	16	18	20	22	24
M	m/s	m						
0.4	0.3922	0.4	7.68712	8.7853	9.8834387	10.982	12.0798	13.1779
0.8	0.8628	0.837942	23.3074	26.637	29.966693	33.296	36.626	39.9556
1.2	1.29687	1.285722	44.299	50.627	56.955874	63.284	69.6127	75.9412
1.4	1.49805	1.514381	56.6274	64.717	72.806609	80.896	88.9859	97.0755
1.6	1.68948	1.745481	70.0723	80.083	90.092921	100.1	110.114	120.124
1.8	1.87196	1.978605	84.5692	96.651	108.73184	120.81	132.894	144.976

Tableau III-12 : Débits déversants en fonction de h et b et le volume de crue

h	Vch	q	14	16	18	20	22	24
0.4	115331	77.19552	7.68712	8.7853	9.8834387	10.982	12.0798	13.1779
0.8	137552	75.61283	23.3074	26.637	29.966693	33.296	36.626	39.9556
1.2	167517	73.47857	44.299	50.627	56.955874	63.284	69.6127	75.9412
1.4	185297	72.2122	56.6274	64.717	72.806609	80.896	88.9859	97.0755
1.6	203648	70.90515	70.0723	80.083	90.092921	100.1	110.114	120.124
1.8	222584	69.55643	84.5692	96.651	108.73184	120.81	132.894	144.976

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

$$Q_{lam} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}}\right) \dots\dots\dots(III-45)$$

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

Vch:volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

V_{cr}: volume de la crue correspondant au Q% en m³.

$$V_{cr} = \frac{1}{2} q_{\%} T_b \dots\dots\dots(\text{III-46})$$

T_b: temps global de la crue.

D'après le tableau, on trace des courbes croissantes représentées dans la fig III-10 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-11).

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.

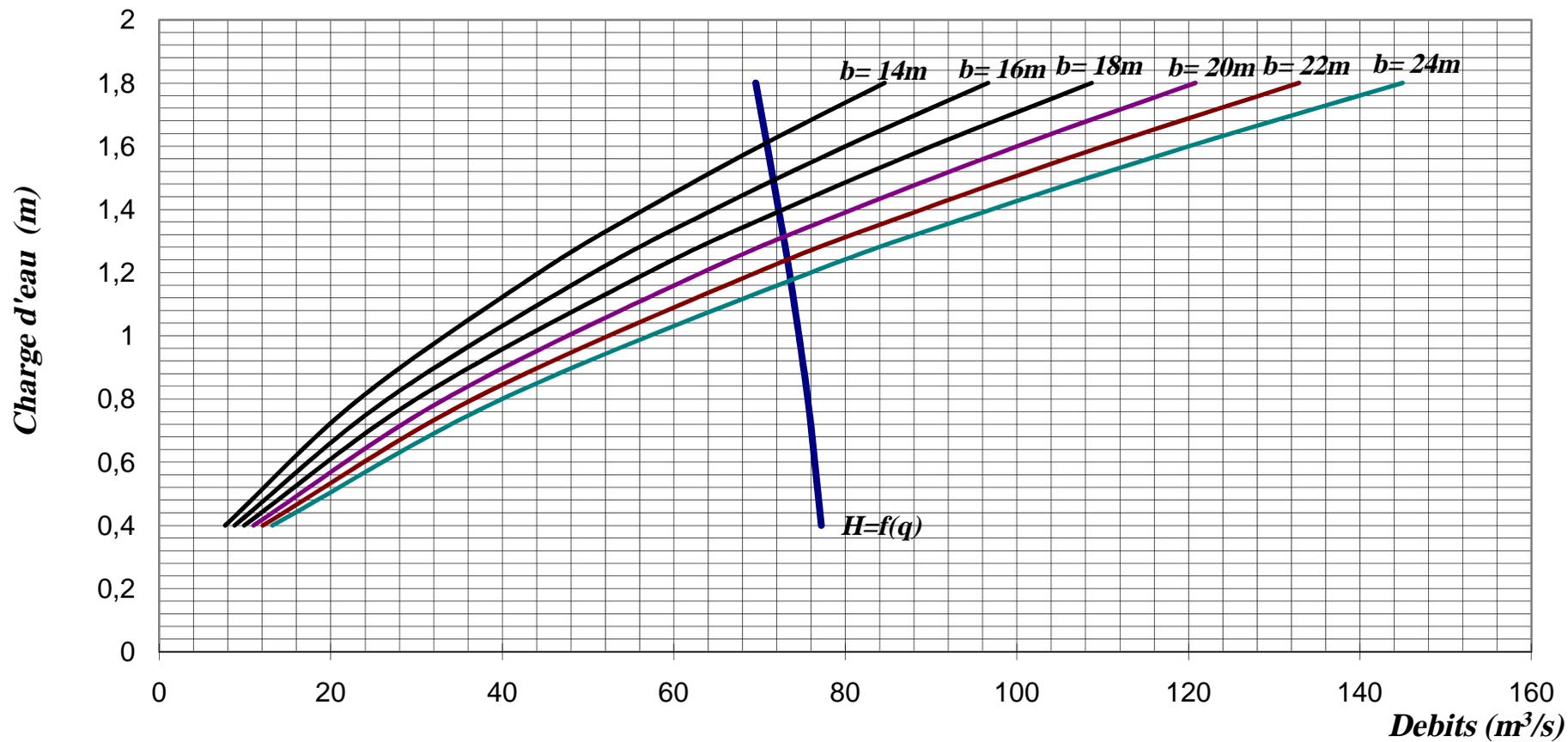


Fig III-10 COURBES $H=f(Q,q)$

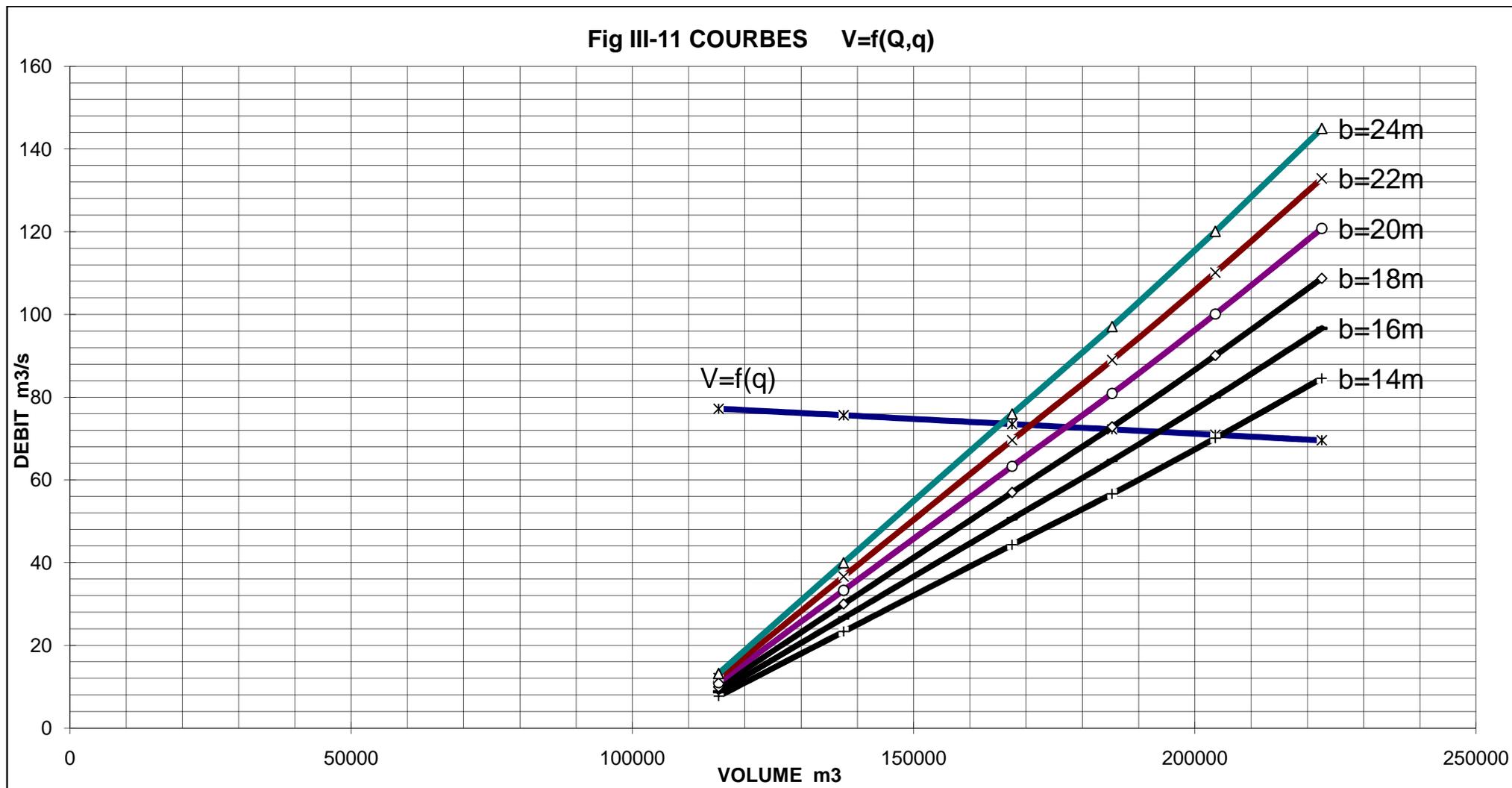


Fig III-11 COURBES $V=f(Q,q)$

III.11-Etude d'optimisation :

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

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

III.11.1- Calcul du coût approximatif de la digue :

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

$$V_B = \Sigma V_i \quad \text{Avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \dots\dots\dots(III.46)$$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

$$S_i : \text{Section transversale correspondante à la coupe } i \left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right] \dots\dots\dots(III.47)$$

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

m_1, m_2 : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

$$[H_i = NNR - Cf + R + h_{dév} + t] \dots\dots\dots(III.48)$$

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

III.11.2 La revanche :

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

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(III.49)$$

Etude Hydrologique

La hauteur des vagues H est estimée à l'aide des formules suivantes :

- *Formule de Stevenson*

$$H = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25} \dots\dots\dots(III-50)$$

F : le fetch $F = 0.61 \text{ Km} \dots\dots\dots(III-3)$

- *Formule de Molitor*

$$H = 0.75 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \dots\dots\dots(III-51)$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; $U=100 \text{ Km/h}$.

- *Formule de Mallet-paquant*

$$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5} \dots\dots\dots(V-52)$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III-13 : hauteurs des vagues.

Formule	H (m)
<i>Stevenson</i>	0.78
<i>Molitor</i>	0.78
<i>Mallet-paquant</i>	0.75

On adopte donc la valeur de $H=0.78 \text{ m}$ car c'est la valeur la plus proche de la moyenne.

La vitesse de propagation des vagues est donnée par la relation de Gaillard :

$$V = 1.5 + 2H \dots\dots\dots(V-53)$$

H : hauteur des vagues (en m).

$V = 3.06 \text{ m/s}$ Donc la revanche minimale sera : $R = 1.25 \text{ m}$

III.11.3- Largeur en crête :

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

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 $b = 1.65 H_b^{0.5} \dots\dots\dots(III-55)$
- Formule E.F.PREECE $b = 1.1 H^{0.5} + 1 \dots\dots\dots(III-56)$
- Formule PRATIQUE $b = (5/3) \cdot H^{0.5} \dots\dots\dots(III-57)$
- Formule SIMPLIFIEE $b = 3.6 \cdot H^{1/3} - 3 \dots\dots\dots(III-58)$

Etude Hydrologique

H_b est la hauteur du barrage prise de 12 m

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

Tableau III-14: calcul de la largeur en crête:

Formules	b (m)
T.KNAPPEN	5.72
E.F.PREECE	4.21
PRATIQUE	5.77
SIMPLIFIEE	5.24

Suivant les caractéristiques techniques de la Retenue Collinaire, nous avons adopté une largeur = 6,0 m. Pour faciliter une bonne circulation sur la crête de la digue.

Les pentes des talus amont et aval sont respectivement 3 et 2.5

III-11-4 Calcul des coûts :

Le calcul des coûts de travaux est effectué après détermination des volumes de remblais et du béton armé les résultats sont représentés dans le tableau III-15

		<i>Etude d'optimisation</i>					
		14	16	18	20	22	24
b (m)		14	16	18	20	22	24
q max (m ³ /s)		72.5	73	74	75	75.4	34.6
h (m)		1.26	1.35	1.4	1.5	1.6	1.74
H barrage (m)		12.4	12.32	12.18	12.07	12	11.5
H arrondie (m)		12.4	12.3	12.2	12.1	12	11.5
cote de crete (m)		920.4	920.3	920.2	920.1	920	919.8
les terres	1 er surface (m2)	25.87	22.81	20.8	18.36	16.93	15.56
	2 em surface (m2)	833.44	824.91	813.42	800	791.62	781.31
	3 em surface (m2)	542.75	536.03	527.36	519.74	514.19	507.93
	1er distance (m)	62.98	60.15	58.15	56.11	50.96	47.22
	2em distance (m)	41.47	41.47	41.47	41.47	41.47	41.47
	3em distance (m)	41.47	41.47	41.47	41.47	41.47	41.47
	4em distance (m)	36.24	35.84	35.61	35.35	35.1	34.8
	volume (m3)	57002.3688	56088.2335	55093.0298	54034.9978	53296.6655	52460.8445
	cout (DA)	19950829.1	19630881.7	19282560.4	18912249.2	18653832.9	18361295.6
Béton	section du C.A (m2)	5.3	5.3	5.3	5.3	5.3	5.3
	volume du C.A (m3)	74.2	84.8	95.4	106	116.6	127.2
	section du dév (m2)	3.09	3.09	3.09	3.09	3.09	3.09
	volume du dév (m3)	43.26	49.44	55.62	61.8	67.98	74.16
	volume (m3)	117.46	134.24	151.02	167.8	184.58	201.36
	cout (DA)	2114280	2416320	2718360	3020400	3322440	3624480
total	cout total (DA)	22065109.1	22047201.7	22000920.4	21932649.2	21924567.3	21985775.6

D'après ses résultats on prend une largeur du déversoir de 22m correspondant à un débit laminé de 75.4m³/s et une charge de 1.6m.

Fig III-12 Optimisation

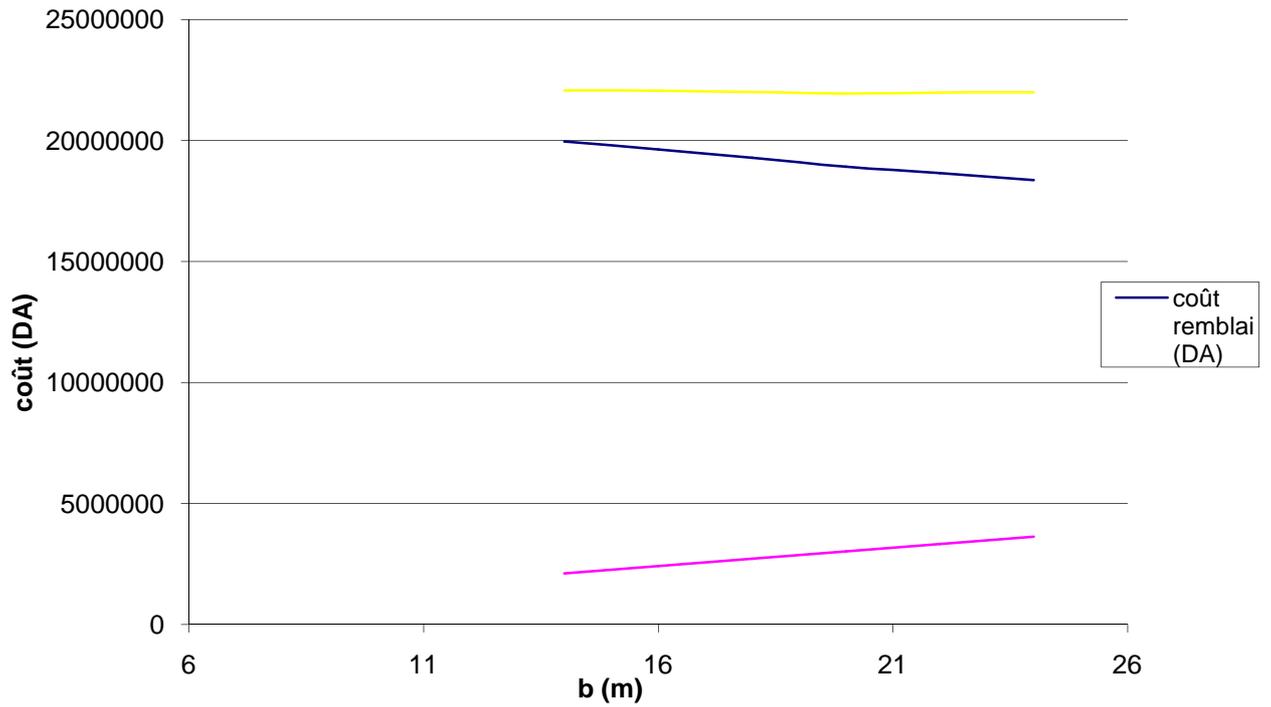


Tableau récapitulatif:

Tableau III-16 : Tableau récapitulatif

Dénomination	Unités	Valeurs
Cote NVM	m	914
Cote NNR	m	919
Cote NPHE	m	920.36
Cote du fond	m	903
Volume au NNR	m ³	294770
Volume utile	m ³	218197
Volume mort	m ³	76573

Chapitre IV:

Etude des variantes

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.

En fait, quelques critères succincts permettent de classer les barrages en deux catégories :

- Les barrages en remblai de terre, capable de s'adapter à d'éventuels mouvements de leur substratum, cette catégorie est souvent la mieux adaptée.
- Les barrages rigides en béton, leur capacité de déformation est relativement faible. Ils ne s'accommodent sauf aux fondations saines qui sont peu déformable.

IV.1- choix du site du barrage :

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

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

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

IV.2- choix du type de barrage :

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

➤ **La topographie du site:**

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

➤ **La morphologie de la vallée :**

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

➤ **Les conditions géologiques et géotechniques :**

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

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

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

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

➤ **Les matériaux de construction :**

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

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

IV.3- Les variantes à choisir :

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

1. Barrage en terre homogène :

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

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

2. Barrage zoné :

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

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

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

3. Barrage en enrochement avec masque en béton :

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que manque de matériaux convenable, difficulté de mise en oeuvre,....

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

Le masque en béton présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique.....etc.

IV.4 FIXATION DU CHOIX DEFINITIF DU TYPE DE BARRAGE :

L'assiette destinée à recevoir la retenue collinaire est caractérisée par des formations géologiques qui sont des marnes et argiles marneuses avec passage de grés et calcaire; cette formation présente une bonne assise pour la réalisation d'une digue en terre homogène.

La variante d'une digue homogène s'impose pour les raisons de simplicité et de disponibilités de matériaux imperméables en quantité suffisante à proximité du site.

Chapitre V:

Etude de la variante choisie

V.1 Définition de profil général de la retenue :

V.1.1 -Hauteur de barrage :

1. La revanche :

La revanche a été calculée préalablement dans l'étude d'optimisation et elle est de 1.25m

2. Calcul le tassement du barrage :

Pour les barrages dont la hauteur ne dépasse pas 20 m on peut préalablement prendre le tassement égale à (0,50 à 1,50) % de la hauteur du barrage.

Pour les petits barrages on calcule le tassement d'après la formule:

$$T = 0,015 H_b \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec T : Tassement de la crête du barrage;

H_b : Hauteur du barrage.

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t$$

D'où : $H_b = 919 - 910 + 1.6 + 1.2 + 0,2$

$$H_b = 12m$$

V.1.2 - Largeur en crête :

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

V.1.3- Longueur en crête:

La longueur en crête par rapport à l'axe défini de la digue est L= 278m

V.1.4 Pentas des talus :

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

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

- Tableau V.01: Valeurs indicatives des pentes des talus

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
$H < 05$	- Homogène	2,5	2,0
	- A zones	2,0	2,0
$05 < H < 10$	- Homogène granulométrie étendue	2,0	2,0
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2,0	2,5
$10 < H < 20$	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0
$H \geq 20$	- Homogène granulométrie étendue	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0

Pour les calculs préliminaires, nous adoptant les valeurs suivantes; valeurs que nous retiendrons si toutefois la stabilité est assurée.

- ✗ talus amont 1: 3,00
- ✗ talus aval 1: 2,50

V.1.5- 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 : $V_i = \frac{[w_i - w_{i+1}]}{2} L_i \dots \dots \dots (V.2)$

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

$$w_i = \frac{[b + B_{pi}]}{2} H_{bi} \dots\dots\dots (V.3)$$

b : largeur du couronnement;

$$B_{pi} = b + (m_1 + m_2) H_{bi} \dots\dots\dots (V.4)$$

M₁ : pente du talus amont;

M₂: pente du talus aval.

• **Evaluation du prix total des différents matériaux:**

1^{ère} variante:

Pour un barrage homogène en d'une hauteur de 12m en prend les pentes des talus: m₁=3,0 et m₂=2,5, le volume du corps de la digue est calculé avec :

$$V_b = 34627.68 \text{ m}^3.$$

2^{ème} variante:

Pour un barrage à zones d'une hauteur de 12 m on prend les pentes des talus amont et aval: m₁= m₂= 2,5, le volume du noyau et des recharges sont respectivement :

$$V_n = 67832 \text{ m}^3 \text{ et } V_r = 28709.8 \text{ m}^3.$$

3^{ème} variante:

Pour un barrage en enrochements d'une hauteur de 12 m on prend les pentes des talus amont et aval: m₁=m₂=2,5. ainsi que l'épaisseur du masque est prise égale à 0,5m, le volume du remblai et du masque en béton sont respectivement :

$$V_{m.b} = 210 \text{ m}^3 \text{ et } V_r = 32567.23 \text{ m}^3.$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

- Tableau V.02: Etude comparative de différentes variantes

Type de barrage	Destination	Volume	Le coût	Le coût total
		m ³	(10 ⁶ DA)	(10 ⁶ DA)
Barrage homogène	Recharges	34627.68	11.08	11.08
Barrage zoné	Recharges	28709.8	9.19	12.45
	Noyau	6783	3.26	
Barrage en enrochements avec masque en béton	Recharges	32567.23	13.67	16.05
	Masque en béton	210	2.39	

- **Conclusion:**

Après 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 les deux variantes sont également faisables. Toutefois si on doit choisir entre les deux variantes étudiées la première s'impose pour la raison de 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.

V.1.6 - Protection des talus:

Les talus de la digue doivent nécessairement être protégés contre toute action pouvant contribuer à leur altération.

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

➤ **le talus aval :**

On doit concevoir le revêtement pour éviter la possible érosion à cause des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau.

Pour sa protection, l'utilisation d'une (pierre) avec des épaisseurs entre 0,20 et 0,3 m est très commune.

la projection d'une rigole après le dispositif de drainage a pour fonction de véhiculer les eaux d'infiltration et les eaux superficielles vers le lit de l'oued.

➤ **Le talus amont:**

L'emplacement du revêtement s'étend depuis la crête de la digue jusqu'à une profondeur minimale, Pour cela, on utilise communément un enrochement sur la couche de filtre dont l'épaisseur peut être calculée par les méthodes suivantes :

- **1^{ere} méthode :**

$$e = cv^2$$

e: épaisseur de l'enrochement en (m).

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

C: coefficient dépendant de la pente des talus et du poids spécifique

($\gamma_p = 2.5 \text{ g / cm}^2$) de l'enrochement.

Tableau (V.3): Valeurs de c pour différents poids spécifiques

Pente du talus	Valeurs de c pour différents poids spécifiques		
	$\gamma = 2.5$	$\gamma = 2.65$	$\gamma = 2.80$
1/4	0.027	0.024	0.022
1/3	0.028	0.025	0.023
1/2	0.031	0.028	0.026
1/1.5	0.036	0.032	0.030
1/1	0.047	0.041	0.038

Pour une digue homogène $c = 0.025$.

$e = 0.23m$

En analysant les résultats obtenus, on peut conclure que l'épaisseur à retenir pour la suite du dimensionnement de la digue est $e=30\text{ cm}$.

Donc on retient une protection d'une épaisseur de 30cm d'enrochements, 50% de l'enrochement doit avoir un poids unitaire "P" tel que:

$$P \geq 0,52 * e^2 * G_s \dots\dots\dots (V.5)$$

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

$$D_P = \sqrt[3]{\frac{Q_p}{0,524 \cdot \gamma_p}} \dots\dots\dots (V.6)$$

Avec D_p : Diamètre moyen de la pierre en (m);

γ_p : Poids volumique de la pierre ($\gamma_p=24\text{ KN/m}^3$);

Q_p : Poids d'une pierre, calculé par la formule suivante :

$$Q_p = \frac{0,025 \cdot \gamma_p \cdot h^2 \cdot \lambda}{\left(\frac{\gamma_p}{\gamma_w} - 1\right)^3 \sqrt{1 + (m_1)^3}}$$

Où m_1 : Pente du talus amont;

γ_w : Poids volumique de l'eau en (KN/m^3);

h : Hauteur des vagues ($h = \beta \cdot h_0$);

λ : Longueur d'onde de la vague en (m).

Selon LABOZOVSKY :

$$\lambda = \alpha \cdot \lambda_0 \dots\dots\dots (V.7)$$

Avec λ_0 et h_0 : Valeurs calculées en eau profonde ;

Etude de variante choisie

α et β : Coefficients en fonction de la hauteur maximale d'eau dans la retenue.

$$h_0 = 0,073 \cdot K \cdot V \cdot \sqrt{F \cdot \varepsilon} \quad \text{Et} \quad \lambda_0 = 0,073 \cdot K \cdot V \cdot \sqrt{\frac{F}{\varepsilon}} \dots\dots\dots (V.8)$$

Ou K : Coefficient caractérisant l'intensité et l'accroissement de la vague :

$$K = 1 + e^{0,40 \cdot \frac{F}{V}} \dots\dots\dots (V.9)$$

ε : Cambrure de la vague donnée par :

$$\varepsilon = \frac{1}{9 + 19e^{-\frac{14}{V}}} \dots\dots\dots (V - 10)$$

F : Longueur de l'élan ou longueur du fetch qui devra vérifier la condition suivante :

$$(F < F_{cr} = 30 V^2 \varepsilon).$$

V : Vitesse des vagues en m/s.

- Tableau V.04: Résultats de calcul

Indices	ε	K	λ_0	h_0	h_0/λ_0	α	β	h	λ
Valeurs	00,11	02,02	00,45	00,05	00,11	00,44	00,56	00,06	00,46

$$\text{Ainsi : } Q_p = \frac{0,025 \cdot 24 \cdot 0,03^2 \cdot 0,20}{\left(\frac{24}{10} - 1\right)^3 \sqrt{1 + 3^3}}$$

$$Q_p = 0,0177$$

Le diamètre moyen résulte :

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{0,0177}{0,524 \cdot 2,4}}$$

$$D_p = 0,24 \text{ m}$$

• 2^{ème} méthode:

On peut établir la procédure suivante, en considèrent dans le calcul le poids du bloc de la roche nécessaire pour supporter les forces appliquées produites par la pression statique et dynamique de la vague, ainsi que l'action érosive des vagues dans le calcul de la stabilité dont les facteurs sont le poids spécifique de la roche, la hauteur de la vague et le talus à protéger.

La formule recommandée pour le calcul du poids maximal des roches isolées est :

$$Q = \frac{0,35 \gamma_m h^3}{\left(\frac{\gamma_m}{\gamma} - 1\right)^3 \sqrt{1 + m^3}} \dots\dots\dots (V.11)$$

- Où γ_m : poids volumique de la pierre varie entre (2,2 et 2,6 t/m³);
 h : hauteur de la vague pour une probabilité déjà constatée;
 γ : poids volumique de l'eau (1,0 t/m³);
 m : talus à protéger.

AN : $Q=0,053 t.$

Le diamètre maximal exprimé en mètre du bloc à placer dans le talus porté à une sphère de diamètre équivalent « D_{sph} » est calculé par la formule suivante:

$$D_{sph} = \sqrt[3]{\frac{Q}{0,524 \gamma_m}} \dots\dots\dots (V.12)$$

Où Q : poids maximal de calcul du bloc.

AN : $D_{sph}=0,30m.$

Le 50 % des blocs doit avoir une taille égale ou supérieure à $D_{50\%} = K * D_{sph}$, ou K est un Coefficient qui dépend de la catégorie de l'ouvrage à partir du *tableau V.05*.

- *Tableau VI.05: Le coefficient K en fonction de la catégorie de l'ouvrage*

<i>Coefficient</i>	IV	III	II	I
K	0,50	0,55	0,60	0,65

AN : $D_{50\%} = 0,15 \text{ m}$

Donc L'épaisseur du revêtement est déterminée selon la formule suivante:

$$e = D_{50\%} (2 - 2,5) \dots\dots\dots (V.13)$$

Avec 2,0 est employé en présence d'un bloc classé;

2,5 est employé en présence d'un bloc non classé.

AN : $e = 30 \text{ cm.}$

Conclusion

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

Pour éviter que le talus aval soit exploité comme pâturage, et afin d'éviter le phénomène de surpâturage, il est plus raisonnable de concevoir la protection de ce talus en enrochement d'une épaisseur de 20cm .

V.1.7 -Les bermes:

Sur le talus amont on peut prévoir une berme pour permettre d'effectuer des contrôles sur la digue et de procéder à d'éventuelles réparations sur le talus et d'augmenter la stabilité du parement, aussi pour protéger le talus aval contre l'érosion due au ruissellement des eaux pluviales et du fond de la neige.

A-Talus amont :

Une berme est projetée au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, donc nous aurons une berme de largeur 2 m à la cote 913m NGA .

B-Talus aval :

les bermes au talus aval sert a l'évacuation des eaux de ruissellement, il y a une berme au talus aval , la cote 912m NGA avec une largeur de 3m .

V.1.7-Clé d'étanchéité :

D'après les résultats obtenus au laboratoire, on peut dire que le fond de la vallée d'Oued **KETAMI** est constitué généralement d'une couche alluvionnaire, où la présence d'un grand risque de pertes d'eau par infiltrations au dessous du corps de la digue.

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer l'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions perméables.

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui de la digue. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 04 m . Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit $0,30\text{ m}$. La largeur en base est de 04 m , indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m=01$.

V.2- DRAINAGES :

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

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

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

V.2.1- tapis de drainage :

C'est le type de drainage le plus efficace pour la digue, car d'une part, on utilise moins de matériaux saturés, et d'autre part, il contrôle les filtrations de la retenue, la sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur, pour son dimensionnement il est recommandé d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0,50\text{ m}$; par rapport aux matériaux à employer et du remblai on peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre.

Un tapis filtrant horizontal est proposé, il sera disposé sur le tiers aval du sol de fondation, les éléments les plus fins constituant la première couche horizontale de ce filtre, cependant la granulométrie des couches disposées augmente progressivement.

- **dimensionnement du drain tapis :**

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

$$L_d = L_{br} / 3 \dots\dots\dots (V.14)$$

Avec L_d : Longueur du drain tapis (m);

L_b : Longueur transversale du barrage (m).

AN : $L_d = 72/3$

$$L_d = 24 \text{ m.}$$

V.2.2-Prisme de drainage :

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation. Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued. Sa hauteur minimale est fonction du niveau d'eau dans le talus en aval et sa stabilité dépend des critères du concepteur. On peut calculer sa hauteur selon $0.2 H$ où H est l'hauteur du barrage.

♦ **Dimensionnement du prisme aval :**

↳ *fruits des talus :*

$m_1 = (1,00 \div 1,75)$ on prend $m_1 = 1,5$;

$m_2 = (1,50 \div 2,50)$ on prend $m_2 = 2,5$.

↳ *la hauteur du drain :*

$h_{dr} = (0,15 \div 0,20) * H_{bcr} \dots\dots\dots (V.15)$

Avec H_{bcr} : Hauteur du barrage ;

AN: $h_{dr} = 0,20 * 12$

$$h_{dr} = 2.4 \text{ m.}$$

Dans notre cas puisque le drain va servir la stabilité du barrage on opte pour un drain de 3m avec une crête callée à la côte 912m.NGA.

↳ *la largeur en sommet :*

Elle est donnée par :

$$b_{dr} = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4} \right) h_{dr} \dots\dots\dots (V.16)$$

AN : $b_{dr} = \frac{1}{3} * 2.4$

$$b_{dr} = 0.8 \text{ m.}$$

Mais nous opterons pour une largeur en crête de 3,00 m disant que notre drain prisme va jouer le rôle d'une berme.

↳ largeur en base du drain :

Elle est exprimée par :

$$B = b_{dr} + (m_1 + m_2) * h_{dr} \dots \dots \dots (V.17)$$

AN : $B = 3,00 + (1,5 + 2,5) * 3$

$B = 15,00 \text{ m.}$

V.3-Calcul d'infiltration :

V.3.1- Objectif de calcul d'infiltration :

L'objectif de cette partie est de déterminer :

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

V.3.2-Hypothèses de calcul de la ligne de saturation :

- Il s'agit tout d'abord de déterminer la ligne de saturation dont le calcul supposé 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:

$$Y^2 - Y_0^2 - 2XY_0 = 0 \Rightarrow Y = \sqrt{Y_0^2 + 2XY_0} \dots \dots \dots (V-18)$$

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots \dots \dots (V-19)$$

Avec :

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0.7b (d =39.87m).

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont b=32.45m

(Déterminé graphiquement).

h : La hauteur d'eau en amont (h=8m).

On trouve $Y_0 = 0.79\text{m}$.

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 :

$$Y = \sqrt{0.62 + 1.58X}$$

Tableau V-6: Coordonnées de la ligne de saturation :

X	Y
M	M
-0.397	0.00
0	0.79
1	1.49
5	2.93
9	3.86
13	4.61
17	5.26
21	5.83
25	6.35
29	6.84
33	7.29
37	7.71
39.87	8.00

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

$$c = \frac{\Delta l}{l + \Delta l} \dots\dots\dots(V-19)$$

$$l + \Delta l = \frac{Y_0}{1 - \cos\alpha} \dots\dots\dots(V-20)$$

α : C'est l'angle de face amont du drain cheminé avec l'horizontale.

A partir de l'abaque de Cazagrande on détermine « c ».

$$\alpha = 90 \quad \text{et} \quad c = 0.25$$

$$l + \Delta l = 0.79\text{m} \quad \text{d'ou :} \quad \Delta l = 0.19 \text{ m.} \quad \text{et} \quad l = 0.6\text{m.}$$

V.3.4-Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite) :

Le débit de fuite à travers le barrage est déterminé par la formule suivante :

$$q_n = K \cdot I \cdot A \dots\dots\dots(V.21)$$

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

I : gradient hydraulique;

K : Coefficient de perméabilité;

A : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I = \frac{dy}{dx}$

La section d'infiltration est: $A = y \cdot I$

Donc $q_n = K \cdot y \cdot \frac{dy}{dx}$ Avec $y \frac{dy}{dx} = y_0$

D'où $q_n = K \cdot y_0 \cdot m^3/s/ml$.

Sachant que : $K = 10^{-8} \text{ m/s}$

$$q_n = 3.72 \cdot 10^{-8} \text{ l/s/ml}$$

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

$$Q = 76,12 \cdot 10^{-8} \text{ l/s}$$

V.3.5- Calcul des fuites à travers la fondation :

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

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots(V-22)$$

Avec I_{cr} : Gradient d'infiltration critique donné par le *tableau V.07*.

K_s : Coefficient de sécurité déterminée d'après le *tableau V.8*.

- *Tableau V.07: Le gradient d'infiltration critique*

<i>Sol de fondation</i>	Argile	Limon	Sable gros	Sable moyen	Sable fin
<i>I_{cr}</i>	1,20	0,65	0,45	0,38	0,29

- *Tableau V.8: Le coefficient de sécurité en fonction de la classe de l'ouvrage*

<i>La classe de l'ouvrage</i>	<i>I</i>	<i>II</i>	<i>III</i>	<i>IV</i>
K_s	1,25	1,20	1,15	1,10

Avec I_f : Gradient d'infiltration dans la fondation donné par

$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88T_c} \dots\dots\dots (V.23)$$

T_c : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation.

H : charge d'eau (8m).

L : longueur à la base du barrage.

AN : $I_f = \frac{8}{76 + 4.4} = 0,14$

$$\frac{I_{cr}}{K_s} = \frac{1,20}{1,1}$$

La résistance d'infiltration de la fondation est vérifiée.

$$\frac{I_{cr}}{K_s} = 1,04 \geq I_f$$

V.6.3 Calcul des filtres :

V.6.3.1 Règles des filtres :

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

*** Condition 01 :**

$$\frac{D_{50}}{D_{10}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0,05 \eta) \cdot \frac{n}{1 - n} \dots\dots\dots (V.24)$$

Avec η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre;

$$\eta = D_{60} / D_{10} \dots\dots\dots (V.25)$$

n : Porosité du sol en fonction d'unité;

$$n = n_0 - (0,1 \cdot \text{Log } \eta) \dots\dots\dots (V.26)$$

☞ $n_0 = 0,40$ pour les sols caillouteux;

☞ $n_0 = 0,45$ pour les sols argileux;

*** Condition 02 :**

Vérification des suffisances de perméabilité:

$$K_F = (2 + \sqrt[6]{\eta} \cdot K) \text{ m/s} \dots\dots\dots (V.27)$$

Avec K : Coefficient d'infiltration du sol protégé (m/s);

K_F : Coefficient de perméabilité du filtre (m/s).

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

V.6.3.2 Détermination de la courbe granulométrique des filtres :

En tenant compte des règles suivantes :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \dots\dots\dots (V.28)$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \dots\dots\dots (V.29)$$

Avec D_{50} : Diamètre de filtre ;

d_{15} : Diamètre du sol à protéger.

↳ Granulométrie de sol à protéger :

$$d_{15} = 0,94 \mu.$$

$$d_{50} = 6.20\mu$$

$$d_{85} = 0,088 \text{ mm};$$

- * La première couche de filtre est entre le corps du barrage et la première couche de drain
La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0,02 \text{ mm}.$$

$$D_{50} = 0.16 \text{ mm}.$$

- * La deuxième couche

D'après la courbe granulométrique moyenne a les dimensions suivantes :

$$D_{50} = 4,15 \text{ mm};$$

$$D_{15} = 0,32 \text{ mm}.$$

↳ Filtre N° 01 :

◆ Vérification de l'absence de RENARD dans le sol des filtres :

Pour qu'il n'y a pas le phénomène du RENARD il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt{\eta}(1+0,05\eta)\frac{n}{1-n} \dots\dots\dots (V.30)$$

D'après la courbe granulométrique de F₁ :

$$d_{05} = 0,010 \text{ mm}; d_{10} = 0,015 \text{ mm};$$

$$d_{17} = 0,022 \text{ mm}; d_{60} = 0,29 \text{ mm};$$

AN : $\eta = D_{60} / D_{10}$

$\eta = 20$ Coefficient d'hétérogénéité;

$n_o = 0,45$ d'où $n = 0,32$;

$$D_5 / D_{17} = 0,45 > 0,25.$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de phénomène de RENARD dans ce cas.

♦ **Vérification de La condition de TERZAGUI (zone de transition) :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,02}{0,088} = 0,23 < 4 \dots\dots\dots (V.31)$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

↳ *Filtre N° 02 :*

♦ **Vérification de l'absence de RENARD dans le sol des filtres :**

Pour qu'il n'y ait pas le phénomène du RENARD il faut que :

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

Avec $D_5 / D_{17} = 0,38 > 0,40$ Pour $n = 0,30$; $\eta = 25$.

La condition est vérifiée donc le phénomène de RENARD n'existe pas.

♦ **Vérification de La condition de TERZAGUI (zone de transition) :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,32}{0,088} = 3,36 < 4 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

♦ **Conclusion:**

On prévoit:

Une première couche de filtre en sable d'épaisseur 20 cm;

La deuxième couche est en gravier d'épaisseur 20 cm;

L'enrochement d'épaisseur 30 cm.

V.5 VOLUME DES TRAVAUX :

Les volumes totaux des différents matériaux constituant le corps de barrage s'obtiennent par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$Vb = \sum_i^n Vi \dots\dots\dots (V.32)$$

Avec :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} .d \dots\dots\dots (V.33)$$

Avec

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

En effectuant le même calcul on aura le volume de chaque matériau de construction. Les volumes de différents matériaux utilisés dans le corps de la digue résumé dans les tableaux de l'annexe (C).

V.6-Calcul de stabilité

Introduction:

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.

Pour l'appréciation de la stabilité du remblai compacté de la retenue collinaire de Oued KETAMI, 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 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.

V.6.1- Principe de la méthode :

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, recommande de disposer le centre du cercle du glissement dont les limites définis par deux

cercles de rayons, R_{min} et R_{max} donnés par le tableau suivant :

Tableau (V.12): détermination des rayons max et min.

Pente des parements	1/1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6
R _{min} /H _b	0,75	0,75	1,0	1,50	2,2	3,0
R _{max} /H _b	1,50	1,75	2,3	3,75	4,8	5,50

La ligne de glissement éventuelle est un arc de cercle a 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 : $K_S = \frac{M_{resis}}{M_{mot}}$

M_{resist}: les moments résistants.

M_{mot}: les moments moteurs.

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

Tableau (V.13): 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, l'abaissement rapide du plan d'eau entraîne un écoulement en

régime transitoire dans la digue. L'état critique se situant juste après vidange, les pressions hydrostatiques internes ne s'étant pas dissipées, dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

• Sans séisme
$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots\dots\dots (V34)$$

• Avec séisme
$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots (V35)$$

Où:

C: Cohésion.

dL: Longueur déployée de la surface de rupture.

a : Coefficient d'intensité sismique de la zone a = 0,15.

d_n: Bras de levier (en m).

R : Rayon du cercle de glissement.

N: Contrainte normale.

$$N_n = G_n \cdot \operatorname{Cos} \alpha_n$$

α_i: angle vertical de la tranche.

$$G_n = b_n (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3)$$

Avec :

b_n : Largeur de la tranche.

γ₁ : Densité humide utilisée au dessus de la ligne phréatique.

γ₂ : Densité saturée utilisée au dessous de la ligne de saturation.

γ₃ : 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.

$$T_n = G_n \cdot \operatorname{Sin} \alpha_n$$

φ: Angle de frottement interne.

P: Pression interstitielle.

$$P = \gamma_w \cdot h_n \cdot l_n$$

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 :

$$l_n = \frac{b_n}{\cos \alpha_n}$$

b). Fin de construction (talus aval)

L'étape la plus critique se situe juste a 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
$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \text{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n}$$
- Avec séisme
$$K_{as} = \frac{\sum N_n \text{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n}$$

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 a 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
$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P) \text{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n}$$
- Avec séisme
$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - P) \text{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n}$$

Tableau (V.14) : Les caractéristiques géotechniques

Paramètres	Valeurs
γ_d (t/m ³)	1.97
γ_v (t/m ³)	1.5
γ_{sat} (t/m ³)	2.5
φ°	20.50°
C (t/m ²)	2.15

Les coefficients admissibles de stabilité :

$$K_{adm} = (1.5 - 1.1) \text{ (sans séisme).}$$

$$K_{adm} = 1.05 \text{ (avec séisme).}$$

Les résultats de calcul de stabilité sont donnés par les tableaux de l'annexe (D).

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableaux suivant :

Tableau V-15 : coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		Sans séisme	Avec séisme
Fin de construction	Talus aval		
	R=24.22 m	1.57	1.53
	R=27.14 m	3.05	2.54
	R=28.13m	3.38	2.95
Retenue normale	Talus aval		
	R=24.22 m	1.9	1.88
	R=27.14m	3.07	2.56
	R=28.13m	3.43	3
Vidange rapide	Talus amont		
	R=27.58 m	1.4	1.31
	R=30.17 m	1.67	1.56
	R=32.17m	1.43	1.33

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.

Chapitre VI:

Les ouvrages annexes

VI.1 - INTRODUCTION :

Pendant d'élaboration d'un projet de la retenue formée par un barrage fixe, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenants à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour le retenu seront.

- L'ouvrage de l'évacuateur de crues;
- L'ouvrage de vidange de fond;
- L'ouvrage de prise d'eau;

Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre retenue.

VI.2 -OUVRAGE D'EVACUATEUR DE CRUES :

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans crée d'érosion en aval risquant d'être dommageable pou la digue.

VI.2.1-Choix de l'évacuateur de crue:

L'évacuateur de crue est le complexe des ouvrages qui assurent l'évacuation des eaux de crue du bief amont au bief aval, il existe plusieurs types d'évacuateur de crues qui conviennent chacun à des conditions topographiques, géologiques, de construction, techniques, géotechniques et économique. L'objet de cette étude est choisir le type qui conviInt à notre cas. Pour le faire il nous faut savoir toutes les caractéristiques de tous les types de ces ouvrages.

- a) topographie : l'oued présente des rives avec une pente plus ou moins douce alors que ce dernier se dirige vers la rive droite en aval ainsi qu'il y a un talweg qui véhicule les eaux déversées vers ce dernier ce qui favorise l'implantation de l'axe de l'évacuateur de crues sur la rive gauche ceci va diminuer les travaux d'excavation ainsi que ces conditions nous permettent d'implanter un évacuateur latérale à entonnement frontale.
- b) Géologie : d'après les sondages implantés sur l'axe de la digue notamment sur la rive droite de l'oued on remarque que la formation géologique de la dite rive pourra supporter un ouvrage en béton aussi qu'on remarque la présence des alluviens 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 ce lui qui a été choisie vue la grandeur du projet ainsi que l'aspect économique et de même très important.

VI.2.2-Type d'évacuateur de crue :

Les types d'évacuateurs de crue qui sont normalement associés aux barrages en remblai sont énumérés dans le tableau suivant :

- Tableau VI.01: Sélection des types d'évacuateurs de crue

Type d'évacuateur de crue	Commentaires
Déversoir latéral avec un déversement en dos d'âne	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Pour des versants à fortes pentes. ▪ Volume des déblais importants
Déversoir frontal avec seuil déversant en dos d'âne.	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Pour des versants à faibles pentes. ▪ Volume des terrassements faible. ▪ La meilleure disposition du point de vue hydraulique.
Déversoir frontal avec seuil déversant en labyrinthe	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Réduira la largeur du coursier d'évacuateur, mais pas autant que de l'évacuateur latéral.
Evacuateur en puits	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Utilisé où il n'existe pas d'options d'évacuateur à surface libre en raison de facteurs géologiques ou topographiques.
Siphon	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Peut être obstrué aisément par des corps flottants. D'autres successions d'amorçage et de désamorçage entraînent un débit irrégulier à l'aval.

Outre les conditions citées ci-dessus, le choix de l'évacuateur de crue considère d'autres facteurs à savoir, le type de barrage, le débit à évacuer et la sécurité de l'ouvrage. Ainsi les préférences doivent, pour des raisons de sécurité, aller à des évacuateurs à seuils libres sans organes mécaniques de contrôle.

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles pouvant arracher les arbres du site boisé ; la faible charge sur l'entonnement circulaire, et l'évacuation au pied de la digue pouvant causer l'érosion régressive. Donc cette variante peut être rejetée.

L'évacuateur de crue latéral s'adapte au site du faite que les excavations seront réduites, mais le problème de saturation pour une crue de débit qui peut dépasser celui de la crue de projet rend celle-ci peu fiable.

On a la pente du versant est faible, ce qui diminue le volume des terrassements. Il s'adapte aussi au site, puisque la largeur déversante n'est pas très importante et la topographie permet son implantation.

Alors on élimine la première variante. On peut alors réaliser un entonnement frontal qui est la meilleure disposition du point de vue hydraulique.

Conclusion :

Le type d'évacuateur choisi est évacuateur latérale à entonnement frontal.

VI.2.3-Choix du tracé de l'axe :

Pour un tracé judicieux, l'axe de l'évacuateur de crue doit être :

- Le plus court possible;
- Suffisamment éloigné du pied aval de la digue;
- Rectiligne (si possible);
- Plus aux mois orthogonal à l'axe de la digue.

VI.2.4- ETUDE DE LA VARIANTE RETENUE :

Les évacuateurs de crue à surface libre, se composent principalement, de l'amont en aval, des ouvrages suivants :

- Canal d'approche;
- Seuil déversant;
- Chenal d'écoulement;
- Coursier;
- Dissipateur d'énergie;
- Canal de fuite.

Nous avons optés pour un coursier à une seule pente.

VI.2.5- Caractéristiques de l'évacuateur de crue :

- × Niveau normal de la retenue $NNR = 919 \text{ m NGA}$;
- × Niveau le plus haut eaux $NPHE = 922 \text{ m NGA}$;
- × Charge à évacuer : $H = 1.6\text{m}$;
- × Débit de pointe à évacuer $Q_{\text{évacuer}} = 75.40 \text{ m}^3/\text{s}$;
- × Largeur déversante $L = 22\text{m}$.

VI.2.6-Dimensionnement de l'évacuateur de crue:

L'évacuateur de crues est constituée des éléments suivants :

- Un canal d'approche.
- Un déversoir.
- Un chenal.
- Un convergent.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un canal de restitution.

VI.2.6.1-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=1m).

H: la charge d'eau sur le déversoir h=1.2m.

H+ P =2.76m

Vitesse d'approche:

La vitesse est donnée par la relation suivante:

$$V = \frac{Q}{(P + H)b} \dots\dots\dots(VI.1)$$

b: largeur du déversoir (b=22m).

Q: débit évacue (Q=75.40m³/s).

On trouve: V=1.24m/s.

$V_{ap} \leq V_{adm}$ tel que V_{adm} compris entre 1,8 et 2,20 m/s donc pas de risque de l'érosion.

•Hauteur du mur du canal d'approche :

La hauteur de mur est :

$$H_m = H + P + R \dots\dots\dots(VI.02)$$

Avec R : la revanche

On adopte une valeur de : $H_m = 3.85m$

- **Longueur du canal d'approche:**

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 21m

VI.2.6.2-Le déversoir:

Le profil du seuil déversant est de type Creager, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression égal a 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:

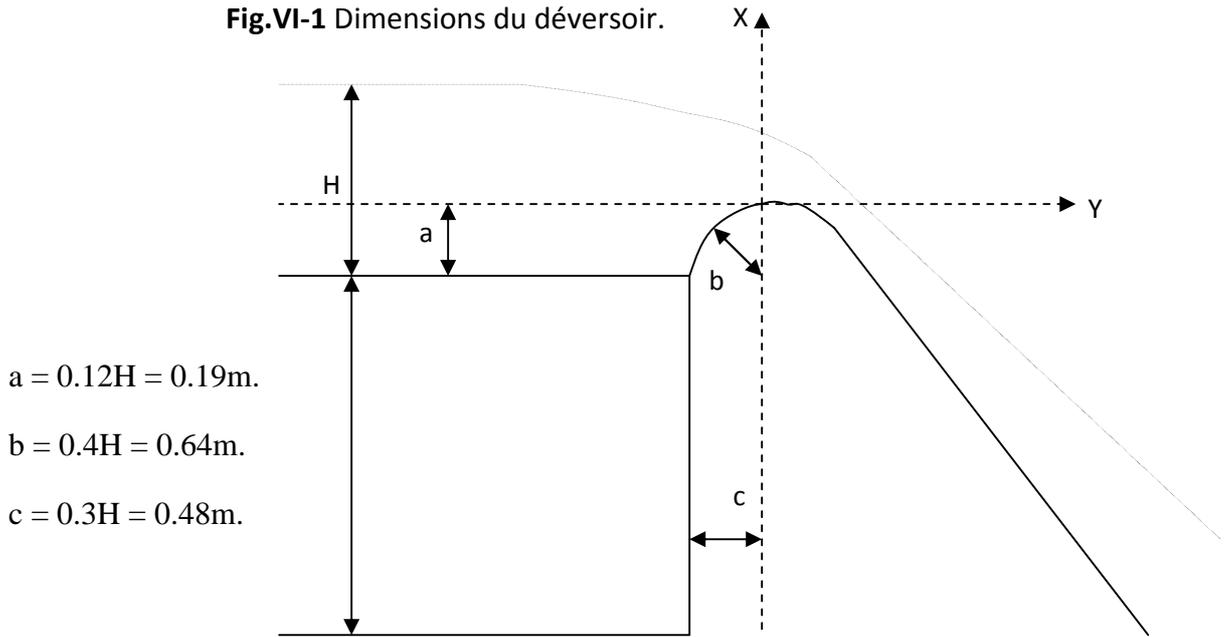
$$y = \frac{(x^{1.85})}{(2H^{0.85})} \dots\dots\dots(VI.3)$$

H: la charge sur le déversoir.

Tableau (VI.2): Coordonnées du seuil déversant.

X	Y
0	0
0.2	0.017
0.4	0.061
0.6	0.130
0.8	0.221
1	0.333
1.2	0.467
1.4	0.621
1.6	0.795
1.8	0.989
2	1.202

Fig.VI-1 Dimensions du déversoir.



VI.2.6.3-Chenal d'écoulement:

Le chenal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface, sa pente est suffisamment faible (inférieure a la pente critique) pour que le régime soit fluviale. 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 10m. On détermine la profondeur critique y_c pour un canal de forme rectangulaire:

$$y_c = 3 \sqrt{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b} \right)^2} \dots\dots\dots(VI.4)$$

Avec:

Q: débit a évacuer (Q=75.40m).

b: largeur du canal (b=22m).

g: l'accélération de pesanteur (g=9.81m²/s).

$y_c=1.06\text{m.}$

La profondeur d'eau dans le chenal est $H_c=1.5y_c=1.59\text{m.}$

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour ($h=h_{cr}$).

$$Q = K.S.R^{2/3} . I^{1/2}$$

Avec:

R: rayon hydraulique (en m) $R_h=0.72m$.

I: la pente en (m/m).

S: section mouillée $S=34.98m^2$.

K: coefficient de Manning-Strickler ($K=73$).

$I=0.1\%$.

Pour une section rectangulaire:

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + y_c)^{2/3}}{K \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots(VI.5)$$

$I_{cr}=0.2\%$.

$(0.13\% < 0.2\% \Rightarrow I < I_{cr})$, donc le régime devient fluvial, et donc pas de formation de ressaut hydraulique.

VI.2.6.3.1-Calcul de mur de chenal:

A la section de contrôle la hauteur d'eau est égale à la hauteur critique.

$$y_1 = y_c = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g b'^2}} \dots\dots\dots(VI.6)$$

Avec:

b' : la largeur du coursier ($b'=6m$).

α : le coefficient de Coriolis ($\alpha =1$).

$Y_1=2.52m$.

La vitesse au niveau de la section de contrôle est :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{b' \cdot y_1}$$

D'où: $V=4.98m/s$

La revanche est calculée par l'expression suivante:

$$R = 0.6 + 0.05 \cdot V \cdot (y_1)^{1/3}$$

$R=0.94\text{m}$.

D'où la hauteur du mure H du chenal est égal a:

$$H = H_c + R$$

$H=2.53\text{m}$.

On prend $H=3\text{m}$ en raison de sécurité.

VI.2.6.54-Le convergent:

A l'extrémité du chenal la ou s'amorce le coursier on projette un convergent pour marquer le passage en régime torrentiel.

La longueur du convergent est déterminée par la formule suivante :

$$L=2,5. (L_1-L_2)$$

Où:

L_1 : est la largeur au plafond du bief amont $L_1=b_2=22\text{m}$.

L_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle $L_2=b=6\text{m}$.

$$L= 40\text{m}$$

Donc : $L=40\text{m}$.

VI.2.6.5-Le coursier :

Le coursier est un ouvrage de raccordement, il fait suite au chenal d'écoulement, sa fonction est de conduire l'eau au dissipateur d'énergie. Pour assurer de bonnes conditions de l'écoulement il est conseillé de lui donner une section rectangulaire.

01- Largeur du coursier :

Elle est donnée par :

$$B = Q^{0.4} \text{ (m)} \dots \dots \dots \text{(VI.7)}$$

A.N:

$$B = 75.4^{0.4} = 6 \text{ m}$$

02- Longueur du coursier :

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 84 mètres.

03- La profondeur critique :

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} = 1.$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}} \dots\dots\dots(VI.8)$$

B : est la largeur du coursier égale a 6 m.

A.N :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{75.4^2}{g \cdot 6^2}} = 2,5m$$

04- Pente critique :

$$I_{cr} = \left(\frac{Q}{C_{cr} \cdot S_{cr} \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2 \dots\dots\dots(VI.9)$$

S_{cr} : Section critique (m²).

R_{cr} : Rayon critique (m).

C_{cr} : Coefficient de CHEZY

$$C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6}$$

A.N :

$$S_{cr} = B \cdot h_{cr} = 6 \cdot 2,5 = 15 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = B + 2 \cdot h_{cr} = 6 + 2 \cdot 2,5 = 11 \text{ m}$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = \frac{25,4}{15,08} = 1,364 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{0,014} 1,364^{1/6} = 75$$

Donc :

$$I_{cr} = \left(\frac{75.4}{75 \cdot 15 \cdot 1,364^{1/2}} \right)^2 \cdot 100\% = 0,33\%$$

$$I_{\text{coursier}} > I_{cr}$$

05- Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :

Le calcul de la ligne d'eau est effectué par moyen informatique ; avec logiciel CANALP.

Tableau VI.3: Calcul de la ligne d'eau

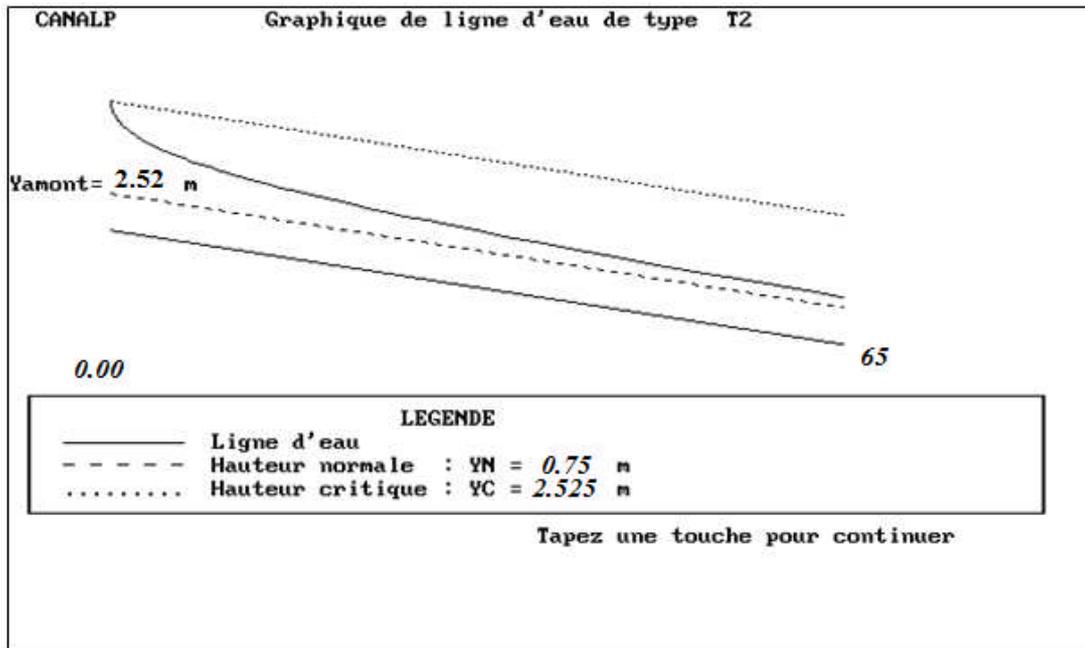
Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	Y _N	Y _C	Régime	L bief (m)
75.4	71.42	0,11	0.75	2.525	NT	65

Tableau VI.4: Calcul de la ligne d'eau

Section	Abscisse	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)
Amont	0	0	2.52	1.00	3.787
1	10	10	1.58	2.02	4.804
2	20	10	1.35	2.55	5.766
3	30	10	1.22	2.97	6.628
4	40	10	1.13	3.34	7.434
5	50	10	1.06	3.67	8.224
6	60	10	1.01	3.95	8.9
Aval	65	10	0.99	4.07	9.202

D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est :

$$Y_1 = 0.99$$



FigVI.2 Laligne d'eau

On a :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g h_c}}$$

Où :

F_r : nombre de froude;

V : Vitesse de sortie du coursier tel que $V = \frac{Q}{S}$.

AN :

$$V = \frac{75.4}{6 \cdot 0.99} = 12.69 \text{ m/s}$$

Donc :

$$Fr = \frac{12.69}{\sqrt{9.81 \cdot 0.99}} = 4.07$$

VI.2.6.6- Dissipateur d'énergie :

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

$1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.

$1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.

$2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant.

$4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

$Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

vitesse à l'entrée du bassin, $V=12.69\text{m/s} < 15\text{m/s}$ et $2,5 < Fr < 4,5$

donc nous avons un bassin type I.

a) Calcul de la profondeur conjuguée Y_2

$F=2,94$ d'après le graphe qui donne le rapport $\frac{Y_2}{Y_1}$;

$$\frac{y_2}{y_1} = 5.277 \Rightarrow y_2 = 5.28 \cdot y_1 = 5.27\text{m}$$

Pour mieux stabiliser le ressaut nous prenons $Y_2 = 1,03y_2$ $Y_2 = 5.43\text{m}$.

b) Calcul de la longueur du bassin de dissipation

Elle est déterminée d'après le graphe qui donne le rapport $\frac{L}{Y_2}$ en fonction du nombre de FROUDE.

$F = 4.07$ et $\frac{L}{Y_2} = 5,8$; $L = 31.5\text{m}$.On prend $L = 30\text{m}$;

VI.2.6.7-Canal de restitution :

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1 et une pente $I_c = 0,6 \%$ a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

La hauteur critique :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \cdot \sigma_{cr}^2 \right) \cdot K$$

$$\text{Avec: } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} \quad \text{et: } \sigma = \frac{K \cdot m}{b} \quad [m = 1].$$

$$\text{Donc: } K = \sqrt[3]{\frac{75,4^2}{g \cdot 6^2}} = 2,52 \quad \text{et} \quad \sigma = \frac{2,52 \cdot 1}{6} = 0,42$$

D'où :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{0,42}{3} + 0.015 \cdot 0,42^2 \right) \cdot 2,52 = 2,86 \text{ m}$$

a-Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}}$$

$$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr} \quad \text{donc: } S_{cr} = 25,34 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2} \quad \text{donc: } P_{cr} = 10,04 \text{ m}$$

$$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr} \quad \text{donc: } R_{cr} = 2,52 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6} \quad \text{donc: } C_{cr} = 83$$

$$I_{cr} = \frac{75,4^2}{25,34^2 \cdot 83^2 \cdot 2,52} \cdot 100\% = 0,05\%$$

b-La profondeur normale :

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le « CANALP » et on a :

$$h_n = 1,28 \text{ m}$$

c-La vitesse de l'écoulement :

$$V = Q/S = C\sqrt{RI}$$

A.N :

$$V = 83 \cdot \sqrt{2,52 \cdot 0,006} = 10.21 \text{ m/s}$$

$V \geq V_{adm}$ (1,8 à 2,2) m/s ; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

VI.2.6.8- Conception de l'évacuateur de crues :

Après le dimensionnement hydraulique des éléments de l'évacuateur de crues, et le calcul de la ligne d'eau ; on doit vérifier l'apparition des phénomènes hydrauliques pour prévoir la hauteur finale des bajoyers.

➤ **Hauteur des murs bajoyers :**

1. Hauteur des murs à l'entrée du déversoir :

On a :

$$h_m = h_e + r$$

h_m : Hauteur des murs bajoyers en [m].

h_e : Lamme d'eau sur le déversoir [m].

r : Revanche de sécurité (m) donnée par [$r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$].

A.N:

$$V = 75.4 / (22.1, 60) = 2, 14 \text{ m/s} \quad \text{donc:} \quad r = 0.80 \text{ m.}$$

$$h_m = 1,60 + 0,80 = 2.4 \text{ m}$$

2. Hauteur des murs du chenal :

Sur le long du chenal d'écoulement, la hauteur des bajoyers doit atteindre la crête de la retenue.

3. Hauteur des murs au début du coursier :

$$\text{On a : } h_m = h_e + r \quad \text{et} \quad r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$$

$$V = 75.4 / (6.2,5) = 5,02 \text{ m/s}$$

$$h_m = 2,5 + 0,84 = 3,34 \text{ m}$$

4. Hauteur des murs a la fin du coursier :

$$h_m = 0,99 + 0,84 = 1,83 \text{ m.}$$

5. Hauteur des murs dans le bassin de dissipation :

$$R = 0,61 + 0,14 \cdot V^{1/3}$$

$$V = 75,4 / (6 \cdot 5,43) = 2,31 \text{ m/s}$$

$$h_m = 5,43 + 0,79 = 6,23 \text{ m.}$$

Remarque :

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d'une épaisseur de 0.2m le long de tous les éléments de l'évacuateur de crues. Ces murs assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

➤ **Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :**

1. Vérification de l'apparition des vagues roulantes :

Les vagues roulantes apparaissent si les deux conditions sont vérifiées :

$$\frac{b}{h} \geq (10 \div 12) \quad \text{et} \quad Fr^2 \geq 40 .$$

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier.

Donc :

$$\frac{b}{h} = 6,34 \leq (10 \div 12) \quad \text{et} \quad Fr^2 = 16,56 \leq 40$$

Les vagues roulantes n'apparaissent pas sur tout le long du coursier.

VI.3 -OUVRAGE DE VIDANGE :

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

- ✗ D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus aval).
- ✗ De vider la tranche morte en fin saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire...).
- ✗ De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

↳ *Conduite de vidange en charge :*

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

↳ *Conduites à écoulement libre :*

Deux types de conduites peuvent être employées pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier;
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (01 à 02) m de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes.

VI.3.1- Choix de la variante :

- ✗ L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en terre), donc on ne peut retenir que la conduite de vidange.
- ✗ La conduite avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie) et les accessoires supplémentaires (Reniflard) nécessitant beaucoup d'entretien.
- ✗ La conduite en charge est plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque.
- ✗ La variante de l'ouvrage à retenir est celle d'une conduite en charge.

- *Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange :*

- Il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (colmatage), et d'autre part prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements.

VI.3.2-DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE DE VIDANGE :

VI.3.2.1-Calcul du débit de vidange :

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots\dots\dots(VI.37)$$

Avec V_u : volume utile en (m³);

T : temps de vidange égal 10 jours = 864000secondes

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

A.N :

$$Q_{vf} = \frac{218197}{864000} + \frac{5676100}{31,53 * 10^6}$$

$$Q_{vf} = 0,43m^3/s$$

VI.3.2.2-Calcul hydraulique :

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, on utilise la formule de l'écoulement en charge:

$$Q = \mu S \sqrt{2gz}$$

Q : débit de vidange en m³/s

μ : coefficient de débit

S : section de la conduite en m²

Z : différence de niveau d'eau entre le bief amont et le bief aval en m.

$$S = \frac{Q}{\mu \cdot \sqrt{2gZ}} = \pi \frac{d^2}{4}$$

Avec Z= 8 m

$\mu \in [0,8 - 0,85]$.

Préalablement on prend $\mu=0.80$

On trouve : S= 0,043 m²

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

D'où $d = 0.234$ m

On prend un diamètre normalise $d=300$ mm, une conduite en acier d'une rugosité $n=0.014$

- Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}}$$

$\sum \xi_s$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{vanne} + \xi_{sortie} + \xi_{Gril} = 1.9$$

$$\xi_{ent} = 0.5$$

$$\xi_{vanne} = 0.1$$

$$\xi_{sortie} = 1$$

$$\xi_{Gril} = 0.3$$

$\sum \xi_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda L}{d} = 10.59$$

L : longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 88 m

d : diamètre de la conduite de vidange en mètre.

λ : Coefficient de débit calculé par la formule de MANNING

$$\lambda = \frac{124.6n^2}{d^{1/3}}$$

n : rugosité de la conduite en acier ($n=0.014$)

On trouve $\lambda = 0.036$

Ce qui donne $\mu = 0.272$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à $d=412$ mm, on adopte la valeur de **$d= 500$ m**

VI.3-Dimensionnement de la prise d'eau :

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande aval (consommation maximale en aval).

La consommation maximale est en mois de juillet: $V_{\max}=83200\text{m}^3$.

Donc : $Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T}$ avec :

T : temps de prise (T=31 jours à raison de 12 heures par jour).

D'où : **$Q_{\max}=0.048 \text{ m}^3/\text{s}$** .

$$Q = \mu S \sqrt{2gH} \quad (\text{m}^3/\text{s}).$$

μ : coefficient de débit $\mu=0,3$.

S : section de la conduite en m^2 .

On trouve : $S=0,013 \text{ m}^2$. Donc **$d=0,113 \text{ m}$** .

On prend $d=125 \text{ mm}$

- Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}}$$

$\sum \xi_s$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières et elles sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

$$\sum \xi_s = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot L}{D} \quad \text{avec } \lambda = 0.042$$

$$\text{AN : } \sum \xi = 34\text{m.}$$

$\mu=0,169$. Donc : $S=0,022 \text{ m}^2$. et on trouve : **$d=0,169 \text{ m}$** .

on prend ;

$d=200 \text{ mm}$

Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

On a: $V=Q/S$

$V=2.18 \text{ m/s}$.

Conclusion:

La conduite de prise d'eau a un diamètre de 200 mm.

Le prélèvement des eaux se fait à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort (913.9 m. NGA). Les organes de commande seront regroupés avec ceux de la vidange (500 mm) au pied aval de la digue.

VI.4 Description détaillée :

VI.4.1.1 Puisard d'entrée

C'est un ouvrage qui sert à acheminer les eaux stockées vers la conduite de prise et de vidange de fond.

Calcul de la grille principale du puisard d'entrée;

$$S_{NGP} = \frac{Q_{max}}{V_{adm}}$$

Q_{max}: Débit maximum de la vidange Q_{max} = 1.22 m³/s.

V_{adm}: Vitesse admissible de l'écoulement de l'eau.

V_{adm} = (0,5-1,0) m/s

On prend une valeur de 0,8 m/s

$$S_{NGP} = \frac{1.22}{0,8} = 1,52m^2$$

La surface brute de la grille principale

$$S_{bGP} = S_{NGP}/K \quad \text{Ou} \quad K = \frac{a}{a+t}$$

a : écartement des barreaux a = 5 cm

t : épaisseur des barreaux t = 3cm

D'où : K= 0,62

$$S_{bGP} = 2.45m^2$$

Le puisard d'entrée est un ouvrage qui aura la triple fonction de l'évacuation des débits de constructions la vidange de fond et la prise d'eau par l'unique conduite en acier d'un diamètre nominal $\Phi = 500$ mm.

L'implantation du regard de prise d'eau est déterminée compte tenu du niveau du volume mort à la côte 913.9 m NGA et du niveau du fond de la cuvette.

Ce regard est muni d'une grille en acier pour faciliter l'exploitation et assurer la protection contre les débris flottants.

VI.4.1.2-Conduite de vidange de fond :

Elle sert à chasser la vase du lac artificiel d'un diamètre nominal de $\Phi = 500$ mm pour un temps de vidange maximum de 15 jours.

Cette conduite est en acier, enrobée par du béton armé.

Les connections entre chaque partie de la conduite de vidange sont prévues pour permettre aux phénomènes de dilatation et autres mouvements de s'opérer sans dommage.

Ces joints doivent donc être à la fois étanches et flexibles et seront remplie avec du mastic bitumineux ou d'autres matières plastiques.

Sur toutes les faces enterrées et imposées à la pression d'eau de la conduite de fond, la protection superficielle et l'amélioration de l'étanchéité des parois seront assurées par un enduit bitumineux.

VI.4.1.3-Chambre de vannes :

Le regard de la chambre de vanne est un lieu de branchement de la conduite de service et celle de vidange ainsi que les robinets vannes.

En aval de l'emprise du barrage sur l'axe de la vidange se trouve la chambre de vannes en béton armé, équipée d'un robinet vannes papillon afin de pouvoir maîtriser le contrôle d'exploitation des eaux

VI.4.1.4-Canal de fuite de la vidange de fond :

Situé en aval de la chambre des vannes (le régime d'écoulement est fluvial) le bassin de sortie consiste minimiser les risques de destruction que peut causer le saut d'envol du jet d'eau après la conduite.

Le rejet du canal de fuite vers le lit de l'oued sera effectuée par un canal en terre de forme triangulaire.

Chapitre VII:

organisation de chantier

VII.1 Introduction:

L'objectif de l'organisation de chantier est de réaliser l'ouvrage au moins dans les délais et avec le moindre coût.

Donc la bonne connaissance du site et la conception judicieuse de l'ouvrage ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage, il faut porter soin à l'exécution et les moyens qui y sont consacrés pour la réussite de l'opération.

La réalisation des barrages nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques (modernes et rentables) destinés à excaver transporter, niveler et compacter les matériaux.

Donc, il est important de s'assurer que le chantier soit confié à une entreprise compétente et expérimentée et disposant de tous les moyens nécessaires pour l'exécution de tous les travaux dans de bonnes conditions.

Le délai de construction de l'aménagement hydraulique peut être change et cela en fonction des moyens de l'entreprise de construction.

Il est préférable de réaliser la digue pendant la période sèche de l'année, c'est pour cette raison que l'on n'a pas prévu un ouvrage de dérivation.

Le passage des crues de chantier a été prévu à travers la vidange de fond.

VII.2 Travaux préparatoires:

- Installation du chantier, parc à matériel, dépôts pour les matériaux de construction, base de vie pour les ouvriers.
- Mise en place des pistes et accès au site.
- Implantation des axes (digue, ouvrage annexes)
- Préparation des zones d'emprunts.
- Préparation de la fondation de la réalisation de la digue
- Déboisement de la cuvette, décapage de la couche végétale du site du barrage

VII.3 Réalisation de la vidange de fond et la prise d'eau:

La vidange de fond est une conduite en acier enrobée de béton, de diamètre 300mm, munie de redans antirenards, prise d'eau est une conduite en acier de diamètre 100mm, la prise est faite par simple piquage à l'aval. Il est préférable en premier lieu de construire la vidange de fond pour évacuer les débits de chantier, elle doit être terminée avant le début de la réalisation du corps de la digue.

Etapes de réalisation :

- Excavation de la tranchée le long de la trace de la vidange de fond à l'aide d'une pelle mécanique.
- Préparation et mise du béton de propreté pour les conduites le long de la trace.
- Pose des conduites (montage).
- Réalisation du remblai déverse en argile.
- Exécution de la prise d'eau.
- Exécution du cambre des vannes et montage des vannes.
- Réalisation du bassin d'amortissement et en fin le canal de restitution.

VII.4 Réalisation de l'évacuateur de crue:

On réalise l'évacuateur de crue avant la digue ou bien en même temps, à condition que l'évacuateur soit prêt avant que les travaux de la digue n'atteignent pas le niveau normal.

Etapas de réalisation:

- Exécution de la fouille de l'évacuateur le long de la trace 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.

VII.5 Réalisation du corps de la digue :

- Remblaiement de la clé d'encrage et des fondations jusqu'au terrain naturel;
- Mise en place de la conduite de prise d'eau et celle de vidange de fond;
- Approvisionnement des matériaux filtrants;
- Exécution du remblai du barrage, et mise en place du prisme de drainage (drain de pied).
- Mise en place de revêtement des talus;
- Mise en place des équipements hydromécaniques;
- Travaux de finition, revêtement de la crête de la digue et de route d'accès....

VII.6 Recommandation pour l'exécution de la digue:

La digue homogène en argile doit être compacte en plusieurs couches avec soins afin d'assurer des couches homogènes et continues.

La mise en place de la terre argileuse comprend les opérations suivantes :

- Le nivellement, le déchargement, l'épandage, l'humectage jusqu'à la teneur en eau optimale et le compactage successives.
- Le compactage doit être effectué par couches dont l'épaisseur varie entre 15 à 20 cm sous l'action de compacteur pneumatique ou bien mixte.
- Avec la baisse de l'humidité naturelle pendant la saison d'été, il faut Augmenter la quantité d'eau pour l'humidification par arrosage du remblai.
- Aussi durant la construction, il faut veiller à un bon ancrage de la partie inférieur de la digue dans le substratum pour éviter les risques d'infiltration.

VII.7 Contrôle de compactage:

Le contrôle consistera à s'assurer que les caractéristiques des matériaux sont respectes conformément aux essais préliminaires notamment de maintenir la teneur en eau optimale, la densité sèche optimale, type d'engin à utiliser nombre de passes de rouleaux etc ...

Il portera sur les points suivants:

- Contrôle de l'homogénéité en teneur en eau des matériaux répandu avant le compactage.
- Contrôle de la vitesse et du nombre de passage au rouleau compacteur.
- Mesure et contrôle de la densité sèche après compactage.

VII.8 Les engins utilisés:

- Pour l'exécution des déblais et des remblais nous utilisons des bulldozers.
- Pour l'extraction des alluvions nous utilisons des pelles rétro.
- Pour le transport des terres nous utilisons des camions à benne.
- Pour les travaux de finition (régalage et compactage) nous utilisons des niveleuses et des compacteurs à pneus.

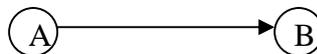
VII.9 Planification :

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

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, simultanées, convergentes, et la durée de réalisation.

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.9.1 Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes
Etablissement d'une liste des tâches :

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

- Détermination des tâches antérieures :

Après avoir dressé la liste des tâches a effectué, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aise de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- Construction des graphes partiels ;
- Regroupement des graphes partiels ;
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;
- Construction du réseau.

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).

VII.9.2 Les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \end{cases}$$

VII.9.3 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.9.4 Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau (VII.1) : symboles des opérations

Phases des Travaux	Opérations	Duré (mois)
<i>Phase 01</i> : Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier;	A	3
<i>Phase 02</i> : décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange ;	B	4
<i>Phase 03</i> : décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage ;	C	2
<i>Phase 04</i> : préparation des zones d'emprunt ;	D	5
<i>Phase 05</i> : déboisement de la cuvette ;	E	6
<i>Phase 06</i> : remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	F	3
<i>Phase 07</i> : approvisionnement du filtre	G	10
<i>Phase 08</i> : mise en place un système de drainage	H	3
<i>Phase 09</i> : remblai compacté	I	9
<i>Phase 10</i> : excavations de l'évacuateur de crues	J	3
<i>Phase 11</i> : génie civil de l'évacuateur de crues	K	1
<i>Phase 12</i> : revêtements de talus	L	1
<i>Phase 13</i> : équipements hydraulique	M	3
<i>Phase 14</i> : travaux des finitions	N	4

Le schéma du réseau à noeuds de l'organigramme des opérations est donné par la figure (VII.1).

Organisation de chantier

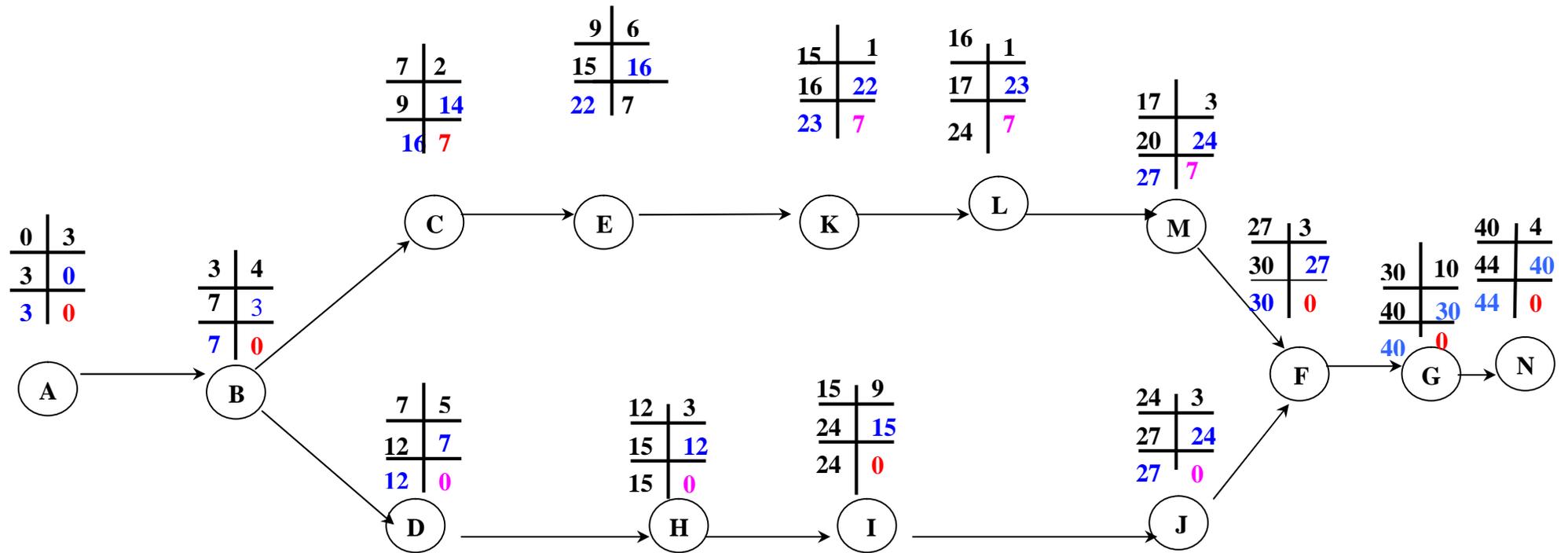


Figure VII.1 : Réseau à nœuds

Organisation de chantier

VII.10- Détermination des chemins critiques :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2 : Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	3	0	3	0	3	0
B	4	3	7	3	7	0
C	2	7	9	14	16	7
D	5	7	12	7	12	0
E	6	9	15	16	22	7
F	3	27	30	24	27	3
G	10	30	40	30	40	0
H	3	12	15	12	15	0
I	9	15	24	15	24	0
J	3	24	27	24	27	0
K	1	15	16	22	23	7
L	1	16	17	23	24	7
M	3	17	20	24	27	7
N	4	40	44	40	44	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation égale à **44** mois.

VII.11- Devis estimatif du barrage et 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.

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages (Tableau VII.3)

VII.12- Planning des travaux :

Le plan de travail à suivre est dit (au plutôt), toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, le diagramme de GANT réalisé dans ce travail donne le programme de construction à suivre. (Voire Tableau VII.4)

Organisation de chantier

Tableau (VII.2) : devis estimatif

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix (DA)	Montant (DA)
Digue					
1	Décapage de la couche de terre végétale	m3	4881.39	240	1171533.6
2	Enrochement	m3	12019	3000	36057000
3	Alluvions	m3	720	320	230400
4	Transitions des drains et filtres	m3	1760	800	2104000
5	Remblai en argile compacte	m3	80520	480	38649600
6	Fouille	m3	2175	240	522000
7	Bitume -gravier	m3	242	3000	726000
Evacuateur de crue					
1	Déblai	m3	1989	250	497250
2	Remblai	m3	148	120	17760
3	Béton de propreté 150kg/m3	m3	10	11000	110000
4	Béton armé 350Kg/m3	m3	360	15000	5400000
5	Sable	m3	105	300	31500
6	Recharges alluvionnaires	m3	15	250	3750
7	Joints waterstop	ml	10	300	3000
8	Joints de dilatation	ml	106	500	53000
Vidange de fond et prise d'eau					
1	Déblai	m3	326	240	78240
2	Remblai	m3	79	140	11060
3	Béton 350 kg/m3	m3	8	15000	120000
4	Béton de propreté 150 kg/m3	m3	2	11000	22000
5	Béton de fondation 250 kg/m3	m3	3	13000	39000
6	Enrochement	m3	10	250	2500
7	Conduite F500	ml	130	40000	5200000
8	Conduite F200	ml	10	30000	300000
9	Vanne F200	U	2	50000	100000
10	Vanne F100	U	2	30000	60000
11	Isolation hydrofuge des conduites	m2	80	100	8000
12	Isolation hydrofuge pour béton	m2	60	100	6000
13	Armatures	Kg	725	100	72500
14	Diaphragme	U	5	1000	5000
15	Grille	U	1	3000	3000
Montant global (DA)					5604093.6

Organisation de chantier

TRAVAUX		CALENDRIER																
		1 ^{ère} année				2 ^{ème} année				3 ^{ème} année								
		T1	T2	T3	T4	T1	T2	T3	T4	T1	T2	T3	T4					
Travaux routiers	Ordre de déroulement des travaux	3																
Installation de chantier			4															
Pré batardeau				2														
Tunnel de dérivation				5														
Batardeau					6													
Excavation du barrage												3						
Recharges du barrage																		
Excavation de l'évacuateur de crue						3												
Construction de l'évacuateur de crue																		
Bassin d'amortissement de E.C																		
Puits des vannes																		
Embouchure vidange																		
Prise d'eau et conduite																		
<i>Travaux de finition</i>																		4

Tableau VII.4 : programme des travaux pour la réalisation du retenue sur Oued KETAMI

Chapitre VIII:

Protection et sécurité de travail

VIII.1- Introduction :

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 :

VIII.3.1- 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.

VIII.3.2- 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.

VIII.4. Contrôle et entretien du matériel :

Les engins ne peuvent être utilisés sur le site qu'avec le bon de mise en service qui sera émis à la suite du contrôle mécanique les engins utilisés doivent passer le contrôle journalier et son résultat sera enregistré dans le rapport journalier.

Les engins doivent être au contrôle période et son résultats sera enregistré dans le carnet d'entretien.

Les échafaudages, plate forme, passerelle, boisage, cintre, coffrage, soutènement, et toute autre installation les gardes corps, rampes, filets, ceintures de sécurité et toute autre dispositif de sécurité, les chaînes câbles au cordages, les échelles ainsi que matériel et engins de toute nature mis par les chefs d'établissement à la disposition des travailleurs à effectués et aux risques auxquels les travailleurs sont exposés.

Les installation, les dispositifs les matériels ou les engins utilisés doivent avoir notamment une résistance suffisante pour supporté les charges et les efforts auxquels ils sont soumis.

En outre, la stabilité des installations et des engins de toute nature mis en œuvres sur des chantiers doit être assuré d'une manière efficace.

VIII.5- Organisation du service de la sécurité d'ouvrage :

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes.

VIII.6- Principes fonctions du service de sécurité :

a) 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.

b) Exécution :

Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).

Réalisations pratiques des suggestions et des études.

c) Contrôle :

Enquêtes à la suite des accidents.

Inspections des installations.

Visites périodiques effectuées par les organismes.

Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

d) Animation :

Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.

Equipes de secours.

Formation spéciale concernant certaines professions.

VIII.7- Causes des accidents de travail :

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

a) Causes humaines :

Ces causes peuvent être :

1. La négligence des travailleurs.
2. La fatigue.
3. La distraction.
4. Les gestes néfastes.
5. Inaptitude mentale ou physique.
6. Adoption de la solution de facilité.

b) Causes techniques :

1. Les mauvaises conditions de travail.
2. Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
3. Le manque d'éclairage.

VIII.7.1- Conditions dangereuses dans le chantier :

1. Installation non protégée ou mal protégée.
2. Outillages, engins et équipements en mauvais état.
3. Matière défectueuse, stockage irrationnel.
4. Protection individuelle inexistante.
5. Défauts dans la construction.
6. Eclairage défectueux.
7. Facteur d'ambiance impropre.
8. Conditions climatiques défavorables.

VIII.7.2- Actions dangereuses :

1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
2. Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
3. Agir sans prévenir ou sans autorisation.
4. Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
5. Imprudence durant le travail.
6. Suivre un rythme de travail inadapté.

VIII.7.3- Mesures préventives :

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

1. Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
2. Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
3. Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tous danger.
4. Les abris doivent être aérés et chauffés.

Remarque :

Dans notre cas puisque la galerie n'est pas visitable, on a pas besoin de calculer le débit d'air ni l'éclairage dans cette dernière.

Conclusion :

La sécurité du travail est examinée clairement et simplement afin de palier aux difficultés qui entravent le bon fonctionnement des travaux, et afin d'assurer l'économie à attendre d'une construction pareille.

CONCLUSION

CONCLUSION

La région Seriana est dotée d'un régime agricole nécessitant des besoins en eau importants en matière d'irrigation.

Ainsi, notre travail a consisté en l'étude de faisabilité d'une retenue collinaire sur OUED KETAMI

En effet, des campagnes de reconnaissance de terrain ont fait l'objet de plusieurs visites du terrain en guise de prospection.

Aussi, comme le travail l'exige, les conditions géologiques, hydrogéologiques, hydrologiques et technico-économiques, ont été examinées et discutées minutieusement.

Nous sommes parvenus aux résultats suivants :

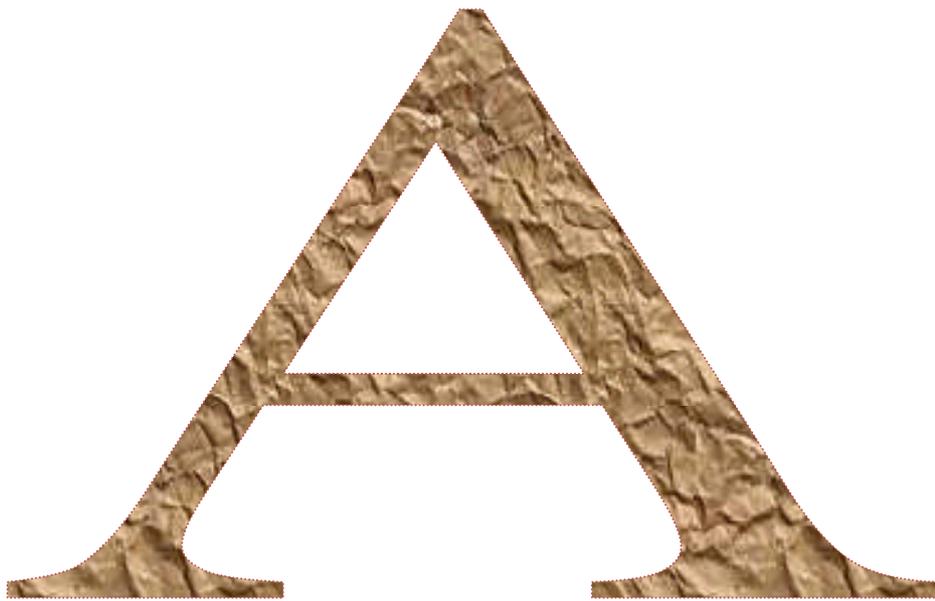
- Le site étudié présente de bonnes conditions géologiques, hydrologiques avec un apport liquide appréciable.
- La digue de la retenue collinaire sur OUED KETAMI est une digue dite homogène et sera construite uniquement avec des argiles.
- Evacuateur de crue latéral a sera réalisé sur la rive gauche.
- La stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tout les cas de sollicitation..

Les résultats obtenus par le biais de ce travail sont satisfaisants. Donc, le site proposé pour la réalisation de cet ouvrage est favorable tant sur le plan technique que sur le plan économique.

Référence bibliographique

- [1] BELKONOV.J, 1981 Barrage en matériaux locaux .Tipaza .Algérie
- [2] B.TOUAIBIA (Cours T.D. D'hydrologie) Blida 1998
- [3] B.TOUAIBIA (Régularisation des débits) polycopie de cours
École National supérieur de l'hydraulique Blida 1995
- [4] B.TOUAIBIA et B.BEENLAOUKLI (introduction au dimensionnement des Retenues collinaires)
- [5] C.I.G.B (évacuateur onde de choc et entraînement d'air)
- [6] G.REMENIERAS (hydrologie de l'ingénieur) édition Eyrolles 1986
- [7] G.POST et DE Londe ((barrage en taire compacté pratique américaine)
Édition Gantier –Villars parie
- [8] M. Hassan (Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de
Crue a entonnement frontal) ENSH 1995
- [9] M.DUNGLAS «cours d'ouvrage d'art 1^{ere} 2^{eme} 3^{eme} partie»
- [10] M.CARLIER « Hydraulique générale et appliquée »
- [11] P.DEBREIL « Initiation d'analyse Hydrologique »
Édition Masson et Cie orston Paris 1974´
- [12] PADAUX «Technique de barrages en aménagement rural »
Édition Eyrolles 1985´
- [13] VOLKOV «Guide de la thèse de fin d'étude »Blida1986
- [14] J-M DURAND «Technique de petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale»

ANNEXES



Altitude (m)	Hi (m)	S _i [Km ²]	S _i .Hi	S _i [%]	S _i cum [%]
1680-1700	1690	0.07	48,41	0.327	0.33
1640-1680	1660	0.27	134,39	1.261	1.59
1600-1640	1620	0.18	221,35	0.841	2.43
1560-1600	1580	0.25	281,98	1.168	3.60
1520-1560	1540	0.8	285,91	3.737	7.33
1480-1520	1400	0.7	373,09	3.270	10.60
1440-1480	1460	3.43	476,17	16.021	26.62
1400-1360	1380	1.31	343,98	6.119	32.74
1360-1320	1340	1.03	184,15	4.811	37.55
1320-1280	1300	1.54	132,54	7.193	44.75
1280-1240	1260	2.16	94,35	10.089	54.83
1240-1200	1220	1.15	108,59	5.371	60.21
1200-1160	1180	1.45	102,12	6.773	66.98
1160-1120	1140	1.8	124,96	8.407	75.39
1120-1080	1100	1.72	128,28	8.034	83.42
1080-1040	1060	1.25	102,00	5.838	89.26
1040-1000	1020	0.92	108,61	4.297	93.55
1000-960	980	1.07	100,63	4.998	98.55
960-920	950	0.3	79,25	1.401	99.9533
920-905	0.01	0.047	912.5	21.41	100.0000

TABLEAU III-1 : REPARATION DE LA SURFACE EN FONCTION DE L'ALTITUDE

fréquence (%)	0.1		0.2		1		2		10	
	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It
1	52.80	52.80	43.94	43.94	36.04	36.04	26.36	26.36	19.96	19.96
2	65.01	32.50	54.09	27.05	44.37	22.18	32.46	16.23	24.58	12.29
3	73.42	24.47	61.09	20.36	50.11	16.70	36.65	12.22	27.76	9.25
4	80.03	20.01	66.60	16.65	54.62	13.66	39.96	9.99	30.26	7.57
5	85.58	17.12	71.21	14.24	58.40	11.68	42.73	8.55	32.36	6.47
6	90.39	15.06	75.21	12.54	61.69	10.28	45.13	7.52	34.18	5.70
7	94.66	13.52	78.77	11.25	64.61	9.23	47.26	6.75	35.79	5.11
8	98.53	12.32	81.99	10.25	67.25	8.41	49.19	6.15	37.26	4.66
9	102.08	11.34	84.94	9.44	69.67	7.74	50.96	5.66	38.60	4.29
10	105.36	10.54	87.67	8.77	71.90	7.19	52.60	5.26	39.84	3.98
11	108.41	9.86	90.21	8.20	73.99	6.73	54.13	4.92	40.99	3.73
12	111.28	9.27	92.60	7.72	75.95	6.33	55.56	4.63	42.07	3.51
13	113.98	8.77	94.85	7.30	77.79	5.98	56.91	4.38	43.10	3.32
14	116.55	8.32	96.98	6.93	79.54	5.68	58.19	4.16	44.07	3.15
15	118.98	7.93	99.01	6.60	81.20	5.41	59.40	3.96	44.99	3.00
16	121.31	7.58	100.94	6.31	82.79	5.17	60.57	3.79	45.87	2.87
17	123.54	7.27	102.80	6.05	84.31	4.96	61.68	3.63	46.71	2.75
18	125.67	6.98	104.57	5.81	85.77	4.76	62.74	3.49	47.52	2.64
19	127.73	6.72	106.28	5.59	87.17	4.59	63.77	3.36	48.29	2.54
20	129.71	6.49	107.93	5.40	88.52	4.43	64.76	3.24	49.04	2.45
21	131.62	6.27	109.52	5.22	89.83	4.28	65.71	3.13	49.77	2.37
22	133.47	6.07	111.06	5.05	91.09	4.14	66.64	3.03	50.47	2.29
23	135.26	5.88	112.55	4.89	92.31	4.01	67.53	2.94	51.14	2.22
24	137.00	5.71	114.00	4.75	93.50	3.90	68.40	2.85	51.80	2.16

TABLEAU III.8 : PLUIES DE COURTE DUREE (mm)

débits de crues des périodes de retour					
temps	Q (10 ans)	Q (50ans)	Q (100ans)	Q (200ans)	Q (1000 ans)
(h)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.25	0.52	0.71	1.04	1.14	1.38
0.50	2.09	2.82	4.14	4.55	5.51
0.75	4.70	6.35	9.32	10.23	12.41
1.00	8.35	11.29	16.58	18.19	22.06
1.25	13.04	17.64	25.90	28.42	34.46
1.50	18.78	25.41	37.29	40.93	49.63
1.75	25.56	34.58	50.76	55.71	67.55
2.00	33.39	45.17	66.30	72.76	88.23
2.10	36.81	49.80	73.10	80.22	97.27
2.27	43.01	58.19	85.41	93.73	113.66
2.50	38.05	51.48	75.57	82.93	100.56
2.75	33.11	44.80	65.76	72.16	87.51
3.00	28.62	38.72	56.84	62.37	75.63
3.25	24.55	33.22	48.76	53.51	64.89
3.50	20.89	28.27	41.49	45.53	55.21
3.75	17.61	23.83	34.98	38.38	
4.00	14.70	19.88	29.19	32.03	38.84
4.25	12.12	16.40	24.07	26.42	32.04
4.50	9.87	13.35	19.59	21.50	26.08
4.75	7.91	10.70	15.71	17.24	20.90
5.00	6.23	8.43	12.37	13.58	16.47
5.25	4.81	6.51	9.55	10.48	12.71
5.50	3.62	4.90	7.19	7.89	9.57
5.75	2.65	3.58	5.26	5.77	6.99
6.00	1.86	2.52	3.70	4.06	4.93
6.25	1.25	1.70	2.49	2.73	3.32
6.30	1.15	1.56	2.29	2.51	3.04
6.55	0.72	0.97	1.43	1.57	1.90
6.80	0.41	0.56	0.82	0.90	1.09
7.05	0.21	0.28	0.41	0.45	0.55
7.30	0.08	0.11	0.17	0.18	0.22
7.55	0.02	0.03	0.05	0.05	0.06
7.80	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tableau 10.1 : Régularisation saisonnière suivant la 1^{ère} et 2^{ème} consigne d'exploitation sans tenir compte des pertes

Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes									
Mois	W (m3)	U (m3)	W-U (m3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)	Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)
				76573	76573		75673	75673	
septembre	32520	16120	16400	92973	92973		59273	75673	16400
octobre	27497	3640	23857	116830	116830		73288	75673	2385
nov	24174	0	24174	141004	141004		97145	97145	
dec	30820	0	30820	171824	171824		121319	121319	
jan	27336	0	27336	199160	199160		152139	152139	
fev	20475	0	20475	219635	219635		179475	179475	
mars	27872	0	27872	247507	247507		199950	199950	
avr	30016	12480	17536	278782	278782	3737	227822	227822	
mai	33768	18720	15048	278782	278782	15048	245358	245358	
juin	13507	60320	-46813	213593	213593		260406	260406	
juil	2492	83200	-80708	132885	132885		213593	213593	
aut	8308	65520	-57212	75673	75673		132885	132885	
Total	271000	240000	31000			18785		75673	18785

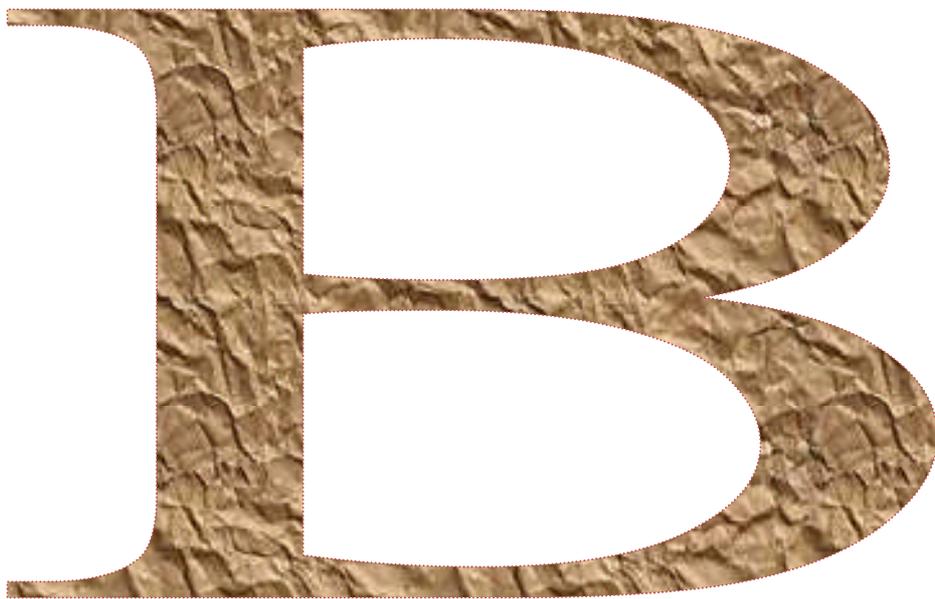
Tableau 10.2 : Régularisation saisonnière en tenir compte les pertes.

Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (1er approximation)									
Mois	W (m3)	U+P (m3)	W-(U-P) (m3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)	Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)
				76573	76573		76573	76573	
Octobre	32520	7496	35040	111613	111613		69282.0025	76573	7291.4
Novembre	27497	3026.32	32273.68	143886.68	143886.68		104322.003	104322.003	
Décembre	24174	2830.23	25272.77	169159.45	169159.45		136595.683	136595.683	
Janvier	30820	2008.5	28811.5	197970.95	197970.95		161868.453	161868.453	
Février	27336	3265.32	24070.68	252041.63	252041.63		190679.953	190679.953	
Mars	20475	3403.23	17071.77	279113.4	279113.4		234750.633	234750.633	
Avril	27872	17680	10192	294770	294770	2225.4	261822.403	261822.403	
Mai	30016	24950	5066	294770	294770	5066	294770	294770	
Juin	33768	61120.2475	-27352.2475	219727.753	219727.753		294770	294770	
Juillet	13507	84853.795	-71346.795	148380.958	148380.958		219728.155	219728.155	
Août	2492	66761.395	-64269.395	84111.5625	84111.5625		148381.36	148381.36	
Septembre	8308	15846.965	-7538.965	76572.5975	76573		84111.965	84111.965	
Total	271000	262352	25503.9025			7291.4		76573	7291.4

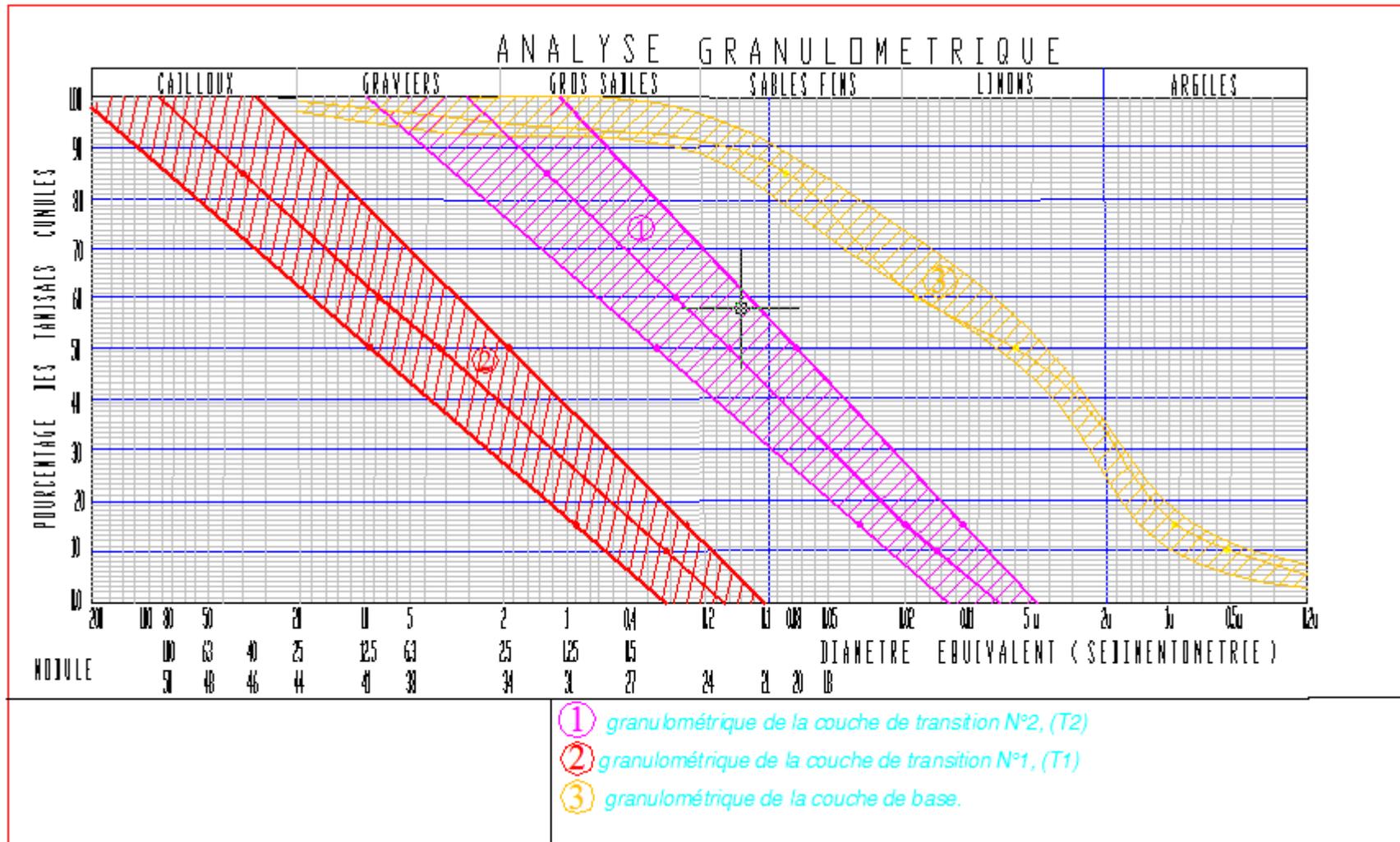
Pertes par évaporation et infiltration (1er approximation)						
Mois	V moy (m3)	S moy (m2)	E vp (mm)	V evp (m3)	V inf (m3)	P (m3)
Octobre	106141.5	2620	0.138	361.56	530.7075	3856
Novembre	130157	2870	0.105	301.35	650.785	3026.32
Décembre	157654	3510	0.064	224.64	788.27	2830.23
Janvier	186732	4050	0.057	230.85	933.66	2008.5
Février	210637	4380	0.058	254.04	1053.185	3265.32
Mars	234811	4580	0.062	283.96	1174.055	3403.23
Avril	254576.5	4880	0.094	458.72	1272.8825	5200
Mai	260406	5200	0.105	546	1302.03	6230
Juin	23699.5	5050	0.135	681.75	118.4975	800.2475
Juillet	173239	4400	0.179	787.6	866.195	1653.795
Août	104279	2880	0.25	720	521.395	1241.395
Septembre	85393	2400	0.225	540	426.965	966.965
Total			1.472	5390.47	9638.6275	15029.0975

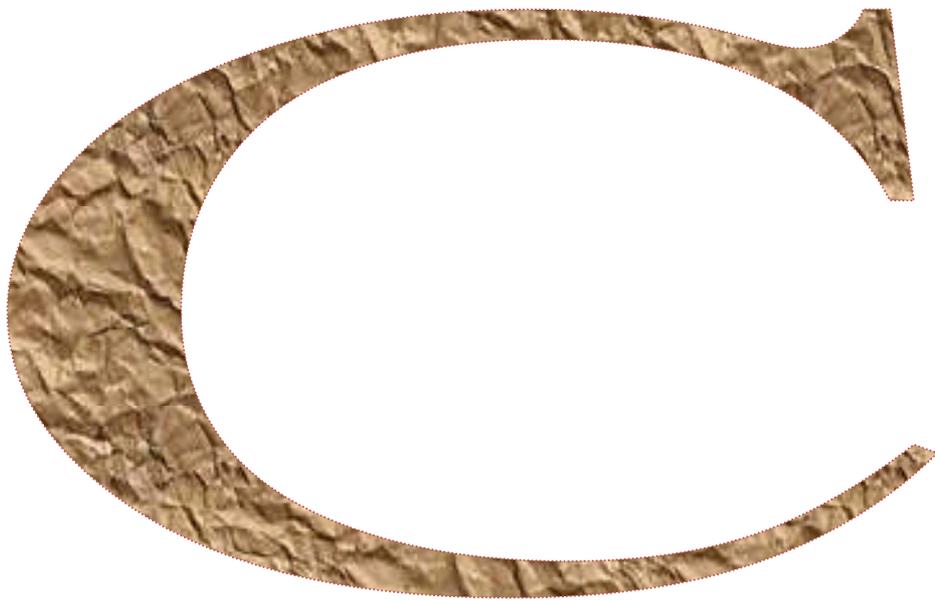
Tableau des donnes pluviométriques

<i>N</i>	<i>Annes</i>	<i>Sept</i>	<i>Octb</i>	<i>Nov</i>	<i>Déc</i>	<i>Jan</i>	<i>Fév</i>	<i>Mars</i>	<i>Avril</i>	<i>Mais</i>	<i>Juin</i>	<i>Juil</i>	<i>Out</i>	<i>PMax journalieres</i>
1	1976	309	576	105	500	83	304	155	235	9	296	0	9	33
2	1977	517	89	121	213	556	0	58	0	388	39	252	56	59
3	1978	131	247	292	191	580	8	314	843	513	147	0	0	20
4	1979	60	0	415	619	250	205	200	636	53	2	293	114	34
5	1980	349	149	126	437	511	261	246	362	432	873	9	0	34.4
6	1981	107	721	80	268	854	471	782	673	439	102	0	0	30
7	1982	0		190	845	520	205	135	620	105	20	0	280	30
8	1983	810	540		315		395	230	40	800	50	110	80	57
9	1984	370	825	400	695	460	300	280	550	985	220	320	130	32
10	1985	715	55	360	200	295	290	670	100	460	390	30	0	20.3
11	1986	85	360	370	225	335	255	825	1060	300	135	40	0	35.8
12	1987	60	170	305	230	467	358	259	845	540	138	0	123	29
13	1988	508	370	116	355	358	349	725	539	402	0	0	45	32
14	1987	41	272	360	166	323	0	272	455	741	423	56	52	32.2
15	1989	402	1555	900	810	1032	85	165	297	45	85	0	112	26.2
16	1990	185	220	482	200	390	0	13	520	625	0	0	120	34.7
17	1991	0	1	429	94	52	164	0	483	0	0	0	240	16.1
18	1992	0	297	14	48	225	376	219	858	195	63	0	0	38.8
19	1993	12	161	0	5	79	404		290	410	51	0	16	28
20	1994	5	0		961	0	178	289	186	13	188	0	55	42.5
21	1995	85	338	0	22	310	260	354	714	154	242	0	0	55
22	1996	233	545	896	97	0	190	80	0	0	0	0	0	71.5
23	1997		144	68	496	145	98	536	211	645	0	0	0	32.5
24	1998	104	526	160	159	127	40	416	259	0	0	0	0	41
25	1999	523	315	206	376	279	442	287	177	276	22	126	0	24.5
26	2000	51	280	378	744	115	95	195	292	270	215	0	145	37.5
27	2001	45	120	275	910	110	322	300	615	290	361	45	625	41.5
28	2002	592	110	125	150	860	0	622	1000	1310		0	30	19.5
29	2003	250	0	395	460	248	760	1490	54	133	715	30	135	81
30	2004	219	920	170	130	305	217	748	155	853	3	21	21	22.5
31	2005	414	170	920	675	328	465	150	21	512	17	7	42	17
32	2006	140	155	108	255	419	413	186	79	12	0	95	140	46.7
33	2007	607	696	81	215	888	187	223	291	3	331	0	61	45



COURBE GRANULOMETRIQUE





Tableau(v.9):volume des matériaux (la digue)

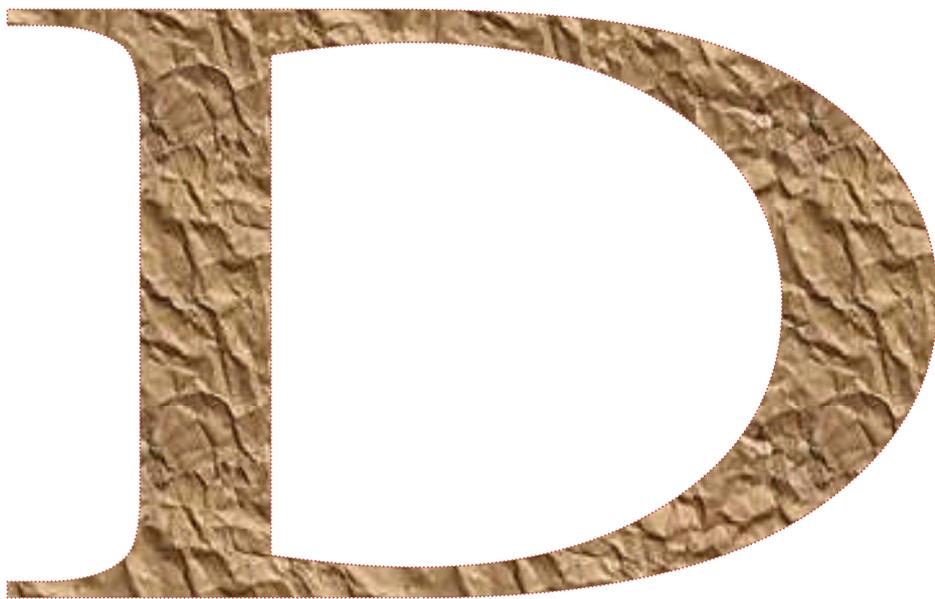
N°	Terre vigetal	argile	clé d'ancrage	terre vigetal	argile	clé d'ancrage	di(m)	terre vigetal	argile	clé d'ancrage
	Si (m ²)	Si (m ²)	Si (m ²)	smoy(m ²)	smoy(m ²)	smoy(m ²)		Vi(m ³)	Vi(m ³)	Vi(m ³)
0	0	0	0	6.171	57.85635	0	37.07	228.75897	2144.73489	0
1	12.342	115.7127	0							
				13.571	161.30135	0	16.44	223.10724	2651.79419	0
2	14.8	206.89	0							
				14.47	321.8534	14.41	23.44	339.1768	7544.2437	337.7704
3	14.14	436.8168	28.82							
				29.0775	556.4469	16.25	17.64	512.9271	9815.72332	286.65
4	44.015	676.077	3.68							
				31.2025	600.44635	18.3	46.17	1440.61943	27722.608	844.911
5	18.39	524.8157	32.92							
				19.90575	438.80785	16.46	50.85	1012.20739	22313.3792	836.991
6	21.4215	352.8	0							
				17.61075	267.23	0	44.62	785.791665	11923.8026	0
7	13.8	181.66	0							
				11.25	107.98	0	22.769	256.15125	2458.59662	0
8	8.7	34.3	0							
				4.35	17.15	0	19	82.65	325.85	0
0	0	0	0	volume total				4881.38984	86900.7325	2306.3224

Tableau (v.10): volume des matériaux (protection amont et aval)

²N°	Surface (m²)			Surface moyenne (m²)			Longueur (m)	Volume (m3)		
	Rip-Rap	gravier	Sable	roche	gravier	Sable		roche	gravier	Sable
0	0	0	0							
				4.835	1.75	3.175	37.07	179.23345	64.8725	117.69725
1	9.67	3.5	6.35							
				11.105	4.15	7.785	16.44	182.5662	68.226	127.9854
2	12.54	4.8	9.22							
				13.985	5.1	11.155	23.44	327.8084	119.544	261.4732
3	15.43	5.4	13.09							
				18.21	5.4	16.275	17.64	321.2244	95.256	287.091
4	20.99	5.4	19.46							
				20.255	5.4	18.485	46.17	935.17335	249.318	853.45245
5	19.52	5.4	17.51							
				17.96	5.4	16.07	50.85	913.266	274.59	817.1595
6	16.4	5.4	14.63							
				13.895	4.96	11.15	44.62	619.9949	221.3152	497.513
7	11.39	4.52	7.67							
				7.965	3.15	5.31	22.77	181.36305	71.7255	120.9087
8	4.54	1.78	2.95							
				2.27	0.89	1.475	20.01	45.4227	17.8089	29.51475
0	0	0	0		Volume total			3706.05245	1182.6561	3112.79525

Tableau (v.11): volume des matériaux (prisme de drainage) *et tapis de drainage*

N°	Surface	Surface			Longueur			Volume		
	(m ²)	gravier	Sable	roche	gravier	Sable	(m)	roche	gravier	Sable
0	0	0	0	0	0	0	37.07	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	16.44	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	23.44	0	0	0
3	0	0	0	13.461	2.754	1.371	17.64	237.45204	48.58056	24.18444
4	26,922	5,507	2,741	50.02	5.319	2.386	46.17	2309.4234	245.57823	110.16162
5	73,127	5,130	2,534	72.25	5.126	2.493	50.85	3673.9125	260.6571	126.76905
6	72,118	5,121	2,452	43.24	5.342	2.67	44.62	1929.3688	238.36004	119.1354
7	14,361	5,782	2,884	7.181	2.89	1.442	22.769	163.504189	65.80241	32.832898
8	0	0	0	0	0	0	19	0	0	0
0	0	0	0	Volume				8313.66093	858.97834	413.083408



Calcul de stabilité pour R = 24.22 m talus aval fin de construction

Nt	b	h1	h2	h3	g1	g2	g3	c	f	sin a	cos a	G	N	T	c.l	tan fi	N tan fi
-2	0.42	0.25	0	0	1.97	1.97	2.5	0.215	20.5	-0.2	0.98	0.20685	0.202713	-0.04137	0.09214286	0.37	0.07500381
-1	2.4	0.68	0	0	1.97	1.97	2.5	0.215	20.5	-0.1	0.99	3.21504	3.1828896	-0.321504	0.52121212	0.37	1.17766915
0	2.4	1.93	0	0	1.97	1.97	2.5	0.215	20.5	0	1	9.12504	9.12504	0	0.516	0.37	3.3762648
1	2.4	2.76	0	0	1.97	1.97	2.5	0.215	20.5	0.1	0.99	13.04928	12.9187872	1.304928	0.52121212	0.37	4.77995126
2	2.4	3.35	0	0	1.97	1.97	2.5	0.215	20.5	0.2	0.98	15.8388	15.522024	3.16776	0.52653061	0.37	5.74314888
3	2.4	3.68	0	0	1.97	1.97	2.5	0.215	20.5	0.3	0.95	17.39904	16.529088	5.219712	0.54315789	0.37	6.11576256
4	2.4	3.74	0	0	1.97	1.97	2.5	0.215	20.5	0.4	0.92	17.68272	16.2681024	7.073088	0.56086957	0.37	6.01919789
5	2.4	3.5	0	0	1.97	1.97	2.5	0.215	20.5	0.5	0.87	16.548	14.39676	8.274	0.59310345	0.37	5.3268012
6	2.4	2.88	0	0	1.97	1.97	2.5	0.215	20.5	0.6	0.8	13.61664	10.893312	8.169984	0.645	0.37	4.03052544
7	2.4	1.8	0	0	1.97	1.97	2.5	0.215	20.5	0.7	0.71	8.5104	6.042384	5.95728	0.72676056	0.37	2.23568208
8	1.28	0.68	0	0	1.97	1.97	2.5	0.215	20.5	0.8	0.6	1.714688	1.0288128	1.3717504	0.45866667	0.37	0.38066074
														40.1756284	5.70465585		39.2606678

Fs=	1.57
Fs seism=	1.53

Calcul de stabilité pour R = 24.22 m talus aval fonctionnemnt normal

Nt	b	h1	h2	h3	g1	g2	g3	c	f	sin a	cos a	G	N	T	c.l	tan fi	N tan fi
-2	0.42	0.25	0	0	1.97	2.5	2.5	0.215	20.5	-0.2	0.98	0.20685	0.202713	-0.04137	0.09214286	0.37	0.07500381
-1	2.4	0.68	0	0	1.97	2.5	2.5	0.215	20.5	-0.1	0.99	3.21504	3.1828896	-0.321504	0.52121212	0.37	1.17766915
0	2.4	1.93	0	0	1.97	2.5	2.5	0.215	20.5	0	1	9.12504	9.12504	0	0.516	0.37	3.3762648
1	2.4	2.76	0	0	1.97	2.5	2.5	0.215	20.5	0.1	0.99	13.04928	12.9187872	1.304928	0.52121212	0.37	4.77995126
2	2.4	3.35	0	0	1.97	2.5	2.5	0.215	20.5	0.2	0.98	15.8388	15.522024	3.16776	0.52653061	0.37	5.74314888
3	2.4	3.68	0	0	1.97	2.5	2.5	0.215	20.5	0.3	0.95	17.39904	16.529088	5.219712	0.54315789	0.37	6.11576256
4	2.4	3.74	0	0	1.97	2.5	2.5	0.215	20.5	0.4	0.92	17.68272	16.2681024	7.073088	0.56086957	0.37	6.01919789
5	2.4	3.5	0	0	1.97	2.5	2.5	0.215	20.5	0.5	0.87	16.548	14.39676	8.274	0.59310345	0.37	5.3268012
6	2.4	2.88	0	0	1.97	2.5	2.5	0.215	20.5	0.6	0.8	13.61664	10.893312	8.169984	0.645	0.37	4.03052544
7	2.4	1.8	0	0	1.97	2.5	2.5	0.215	20.5	0.7	0.71	8.5104	6.042384	5.95728	0.72676056	0.37	2.23568208
8	1.28	0.68	0	0	1.97	2.5	2.5	0.215	20.5	0.8	0.6	1.714688	1.0288128	1.3717504	0.45866667	0.37	0.38066074
														40.1756284	5.70465585		39.2606678

Fs=	1.9
Fs seism=	1.88

Calcul de stabilité pour R = 27.58m talus amont vidange rapide

Nt	b	h1	h2	h3	g1	g2	g3	c	f	sin a	cos a	G	N	T	c.l	tan fi	N tan fi
-3	3.31	0	1.3	0	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	-0.3	0.95	6.4545	6.131775	-1.93635	0.74910526	0.37	2.26875675
-2	2.8	0	2.92	0	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	-0.2	0.98	12.264	12.01872	-2.4528	0.61428571	0.37	4.4469264
-1	2.8	0	4.24	0	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	-0.1	0.99	17.808	17.62992	-1.7808	0.60808081	0.37	6.5230704
0	2.8	0	5.27	0	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	0	1	22.134	22.134	0	0.602	0.37	8.18958
1	2.8	0	6.02	0	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	0.1	0.99	25.284	25.03116	2.5284	0.60808081	0.37	9.2615292
2	2.8	0	6.47	0	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	0.2	0.98	27.174	26.63052	5.4348	0.61428571	0.37	9.8532924
3	2.8	0	6.63	0	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	0.3	0.95	27.846	26.4537	8.3538	0.63368421	0.37	9.787869
4	2.8	0	6.45	0	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	0.4	0.92	27.09	24.9228	10.836	0.65434783	0.37	9.221436
5	2.8	0	5.88	0	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	0.5	0.87	24.696	21.48552	12.348	0.69195402	0.37	7.9496424
6	2.8	0	4.89	0	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	0.6	0.8	20.538	16.4304	12.3228	0.7525	0.37	6.079248
7	2.8	2.5	0.82	0	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	0.7	0.71	17.234	12.23614	12.0638	0.84788732	0.37	4.5273718
8	2.17	1.39	0	0	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	0.8	0.6	5.942111	3.5652666	4.7536888	0.77758333	0.37	1.31914864
														62.4713388	8.15379502		79.427871

Fs=	1.41
Fs seism=	1.31

Calcul de stabilité pour R =27.14 m talus aval fin de construction

Nt	b	h1	h2	h3	g1	g2	g3	c	f	sin a	cos a	G	N	T	c.l	tan fi	N tan fi	
2-	1.09	0.54	0	0	1.97	1.97	2.5	0.215	20.5	-0.4	0.92	1.159542	1.06677864	-0.4638168	0.25472826	0.37	0.3947081	
-1	2.8	1.38	0	0	1.97	1.97	2.5	0.215	20.5	-0.3	0.95	7.61208	7.231476	-2.283624	0.63368421	0.37	2.67564612	
0	2.8	2.62	0	0	1.97	1.97	2.5	0.215	20.5	-0.2	0.98	14.45192	14.1628816	-2.890384	0.61428571	0.37	5.24026619	
1	2.8	3.59	0	0	1.97	1.97	2.5	0.215	20.5	-0.1	0.99	19.80244	19.6044156	-1.980244	0.60808081	0.37	7.25363377	
2	2.8	4.26	0	0	1.97	1.97	2.5	0.215	20.5	0	1	23.49816	23.49816	0	0.602	0.37	8.6943192	
3	2.8	3.92	0	0	1.97	1.97	2.5	0.215	20.5	0.1	0.99	21.62272	21.4064928	2.162272	0.60808081	0.37	7.92040234	
4	2.8	3.95	0.69	0	1.97	1.97	2.5	0.215	20.5	0.2	0.98	25.59424	25.0823552	5.118848	0.61428571	0.37	9.28047142	
5	2.8	4.21	0.67	0	1.97	1.97	2.5	0.215	20.5	0.3	0.95	26.91808	25.572176	8.075424	0.63368421	0.37	9.46170512	
6	2.8	3.5	0.08	0	1.97	1.97	2.5	0.215	20.5	0.4	0.92	19.74728	18.1674976	7.898912	0.65434783	0.37	6.72197411	
7	2.8	2.12	0	0	1.97	1.97	2.5	0.215	20.5	0.5	0.87	11.69392	10.1737104	5.84696	0.69195402	0.37	3.76427285	
8	1.08	0.61	0	0	1.97	1.97	2.5	0.215	20.5	0.6	0.8	1.297836	1.0382688	0.7787016	0.29025	0.37	0.38415946	
															22.2630488	6.20538158		61.7915587

Fs=	3.05425105
Fs seism=	2.54450534

Calcul de stabilité pour R = 27.14m talus aval fonctionnement normal

Nt	b	h1	h2	h3	g1	g2	g3	c	f	sin a	cos a	G	N	T	c.l	tan fi	N tan fi
-2	1.09	0.54	0	0	1.97	2.5	2.5	0.215	20.5	-0.4	0.92	1.159542	1.06677864	-0.4638168	0.25472826	0.37	0.3947081
-1	2.8	1.38	0	0	1.97	2.5	2.5	0.215	20.5	-0.3	0.95	7.61208	7.231476	-2.283624	0.63368421	0.37	2.67564612
0	2.8	2.62	0	0	1.97	2.5	2.5	0.215	20.5	-0.2	0.98	14.45192	14.1628816	-2.890384	0.61428571	0.37	5.24026619
1	2.8	3.59	0	0	1.97	2.5	2.5	0.215	20.5	-0.1	0.99	19.80244	19.6044156	-1.980244	0.60808081	0.37	7.25363377
2	2.8	4.26	0	0	1.97	2.5	2.5	0.215	20.5	0	1	23.49816	23.49816	0	0.602	0.37	8.6943192
3	2.8	3.95	0	0	1.97	2.5	2.5	0.215	20.5	0.1	0.99	21.7882	21.570318	2.17882	0.60808081	0.37	7.98101766
4	2.8	3.92	0.69	0	1.97	2.5	2.5	0.215	20.5	0.2	0.98	26.45272	25.9236656	5.290544	0.61428571	0.37	9.59175627
5	2.8	4.21	0.67	0	1.97	2.5	2.5	0.215	20.5	0.3	0.95	27.91236	26.516742	8.373708	0.63368421	0.37	9.81119454
6	2.8	3.5	0.08	0	1.97	2.5	2.5	0.215	20.5	0.4	0.92	19.866	18.27672	7.9464	0.65434783	0.37	6.7623864
7	2.8	2.12	0	0	1.97	2.5	2.5	0.215	20.5	0.5	0.87	11.69392	10.1737104	5.84696	0.69195402	0.37	3.76427285
8	1.08	0.21	0	0	1.97	2.5	2.5	0.215	20.5	0.6	0.8	0.446796	0.3574368	0.2680776	0.29025	0.37	0.13225162
														22.2864408	6.20538158		62.3014527

Fs=	3.07392441
Fs seism=	2.56134395

Calcul de stabilité pour R = 30.17 m talus amont vidange rapide

Nt	b	h1	h2	h3	g1	g2	g3	c	f	sin a	cos a	G	N	T	c.l	tan fi	N tan fi
-4	1.83	0	1.34	0	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	-0.5	0.87	3.6783	3.200121	-1.83915	0.45224138	0.37	1.18404477
-3	3	0	2.32	0	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	-0.4	0.92	10.44	9.6048	-4.176	0.70108696	0.37	3.553776
-2	3	0	4	0	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	-0.3	0.95	18	17.1	-5.4	0.67894737	0.37	6.327
-1	3	0	4.12	1.18	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	-0.2	0.98	27.39	26.8422	-5.478	0.65816327	0.37	9.931614
0	3	0	4.1	1.34	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	-0.1	0.99	28.5	28.215	-2.85	0.65151515	0.37	10.43955
1	3	0	5.34	1.2	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	0	1	33.03	33.03	0	0.645	0.37	12.2211
2	3	0	6.59	0.75	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	0.1	0.99	35.28	34.9272	3.528	0.65151515	0.37	12.923064
3	3	0	7.84	0	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	0.2	0.98	35.28	34.5744	7.056	0.65816327	0.37	12.792528
4	3	0	8.03	0	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	0.3	0.95	36.135	34.32825	10.8405	0.67894737	0.37	12.7014525
5	3	0	7.8	0	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	0.4	0.92	35.1	32.292	14.04	0.70108696	0.37	11.94804
6	3	0	7.33	0	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	0.5	0.87	32.985	28.69695	16.4925	0.74137931	0.37	10.6178715
7	3	2.5	6.34	0	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	0.6	0.8	43.305	34.644	25.983	0.80625	0.37	12.81828
8	3.59	2.39	2.88	0	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	0.7	0.71	32.411597	23.0122339	22.6881179	1.08711268	0.37	8.51452653
														80.8849679	9.11140885		125.972847

Fs=	1.67007863
Fs seism=	1.56193914

Calcul de stabilité pour R =28.13 m talus aval fin de construction

Nt	b	h1	h2	h3	g1	g2	g3	c	f	sin a	cos a	G	N	T	c.l	tan fi	N tan fi
-2	1.7	1.43	0	0	1.97	1.97	2.5	0.215	20.5	-0.4	0.92	4.78907	4.4059444	-1.915628	0.39728261	0.37	1.63019943
-1	3	1.73	0.5	0	1.97	1.97	2.5	0.215	20.5	-0.3	0.95	13.1793	12.520335	-3.95379	0.67894737	0.37	4.63252395
0	3	2.77	1.02	0	1.97	1.97	2.5	0.215	20.5	-0.2	0.98	22.3989	21.950922	-4.47978	0.65816327	0.37	8.12184114
1	3	3.89	1.05	0	1.97	1.97	2.5	0.215	20.5	-0.1	0.99	29.1954	28.903446	-2.91954	0.65151515	0.37	10.694275
2	3	4.99	0.75	0	1.97	1.97	2.5	0.215	20.5	0	1	33.9234	33.9234	0	0.645	0.37	12.551658
3	3	3.95	2.31	0	1.97	1.97	2.5	0.215	20.5	0.1	0.99	36.9966	36.626634	3.69966	0.65151515	0.37	13.5518546
4	3	3.94	2.36	0	1.97	1.97	2.5	0.215	20.5	0.2	0.98	37.233	36.48834	7.4466	0.65816327	0.37	13.5006858
5	3	4.25	1.63	0	1.97	1.97	2.5	0.215	20.5	0.3	0.95	34.7508	33.01326	10.42524	0.67894737	0.37	12.2149062
6	3	4.8	0.07	0	1.97	1.97	2.5	0.215	20.5	0.4	0.92	28.7817	26.479164	11.51268	0.70108696	0.37	9.79729068
7	3	2.96	0	0	1.97	1.97	2.5	0.215	20.5	0.5	0.87	17.4936	15.219432	8.7468	0.74137931	0.37	5.63118984
8	1	0.7	0	0	1.97	1.97	2.5	0.215	20.5	0.6	0.8	1.379	1.1032	0.8274	0.26875	0.37	0.408184
														29.389642	6.73075045		92.7346086

Fs=	3.38436784
Fs seism=	2.95240178

Calcul de stabilité pour R = 28.13 m talus aval fonctionnement normal

Nt	b	h1	h2	h3	g1	g2	g3	c	f	sin a	cos a	G	N	T	c.l	tan fi	N tan fi
-2	1.7	1.43	0	0	1.97	2.5	2.5	0.215	20.5	-0.4	0.92	4.78907	4.4059444	-1.915628	0.39728261	0.37	1.63019943
-1	3	1.73	0.5	0	1.97	2.5	2.5	0.215	20.5	-0.3	0.95	13.9743	13.275585	-4.19229	0.67894737	0.37	4.91196645
0	3	2.77	1.02	0	1.97	2.5	2.5	0.215	20.5	-0.2	0.98	24.0207	23.540286	-4.80414	0.65816327	0.37	8.70990582
1	3	3.89	1.05	0	1.97	2.5	2.5	0.215	20.5	-0.1	0.99	30.8649	30.556251	-3.08649	0.65151515	0.37	11.3058129
2	3	4.99	0.75	0	1.97	2.5	2.5	0.215	20.5	0	1	35.1159	35.1159	0	0.645	0.37	12.992883
3	3	3.95	2.31	0	1.97	2.5	2.5	0.215	20.5	0.1	0.99	40.6695	40.262805	4.06695	0.65151515	0.37	14.8972379
4	3	3.94	2.36	0	1.97	2.5	2.5	0.215	20.5	0.2	0.98	40.9854	40.165692	8.19708	0.65816327	0.37	14.861306
5	3	4.25	1.63	0	1.97	2.5	2.5	0.215	20.5	0.3	0.95	37.3425	35.475375	11.20275	0.67894737	0.37	13.1258888
6	3	4.8	0.07	0	1.97	2.5	2.5	0.215	20.5	0.4	0.92	28.893	26.58156	11.5572	0.70108696	0.37	9.8351772
7	3	2.96	0	0	1.97	2.5	2.5	0.215	20.5	0.5	0.87	17.4936	15.219432	8.7468	0.74137931	0.37	5.63118984
8	1	0.7	0	0	1.97	2.5	2.5	0.215	20.5	0.6	0.8	1.379	1.1032	0.8274	0.26875	0.37	0.408184
														30.599632	6.73075045		98.3097512

Fs=	3.43273742
Fs seism=	3.00978823

Calcul de stabilité pour R =32.47 m talus amont vidange rapide

Nt	b	h1	h2	h3	g1	g2	g3	c	f	sin a	cos a	G	N	T	c.l	tan fi	N tan fi
-4	1.19	0	0.79	0	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	-0.4	0.92	1.41015	1.297338	-0.56406	0.27809783	0.37	0.48001506
-3	3.25	0	1.92	0	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	-0.3	0.95	9.36	8.892	-2.808	0.73552632	0.37	3.29004
-2	3.25	0	3.7	0	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	-0.2	0.98	18.0375	17.67675	-3.6075	0.7130102	0.37	6.5403975
-1	3.25	0	5.25	0	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	-0.1	0.99	25.59375	25.3378125	-2.559375	0.70580808	0.37	9.37499063
0	3.25	0	6.35	0	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	0	1	30.95625	30.95625	0	0.69875	0.37	11.4538125
1	3.25	0	7.21	0	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	0.1	0.99	35.14875	34.7972625	3.514875	0.70580808	0.37	12.8749871
2	3.25	0	7.74	0	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	0.2	0.98	37.7325	36.97785	7.5465	0.7130102	0.37	13.6818045
3	3.25	0	7.94	0	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	0.3	0.95	38.7075	36.772125	11.61225	0.73552632	0.37	13.6056863
4	3.25	0	7.79	0	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	0.4	0.92	37.97625	34.93815	15.1905	0.75951087	0.37	12.9271155
5	3.25	0	7.23	0	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	0.5	0.87	35.24625	30.6642375	17.623125	0.80316092	0.37	11.3457679
6	3.25	0	6.18	0	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	0.6	0.8	30.1275	24.102	18.0765	0.8734375	0.37	8.91774
7	3.25	2.46	2.12	0	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	0.7	0.71	26.08515	18.5204565	18.259605	0.98415493	0.37	6.85256891
8	3.43	2.02	0	0	1.97	1.5	2.5	0.215	20.5	0.8	0.6	13.649342	8.1896052	10.9194736	1.22908333	0.37	3.03015392
														93.2038936	9.93488458		114.37508

Fs=	1.43374218
Fs seism=	1.32831207