

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI ABDELLAH-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET :

**ETUDE D'UNE RETENUE COLLINAIRE SUR CHABET AZIET
ET SON IMPACT ENVIRONNEMENTAL (W.BOUIRA)**

PRESENTE PAR :

KHOUNI A.NASSER

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^{me} B.TOUAIBIA	Professeur	Président
M ^r A.ZEROUAL	Maître de Conférences (B)	Examineur
M ^r M.BOUZIANE	Maître Assistant (A)	Examineur
M ^r A.OSMANI	Maître Assistant (A)	Examineur
Mr A.HADJSADOK	Maître de Conférences (A)	Promoteur

Session - 2017

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à ceux qui m'ont tout donné sans rien demandé et à qui je dois énormément et qui je ne remercierais jamais assez :

A mon père qui a tout donné pour que je sois à ce niveau et qui m'a inculqué un esprit de combativité et de persévérance et qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études.

A ma très chère mère qui n'a pas cessé de prier pour moi, pour son affection et son amour, et qui m'a aidé durant toute mes études ; que dieu les gardes pour nous.

A tous mes amis pour leur aide, leur temps, leur encouragements,

Leur assistance et soutien.

Au Complot Et club Hec qui on fais des mes annnee

A Ensh un plaisir.

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

Merci.

A.Nacer

Remerciements

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail.

Je remercie mon promoteur Mr A.HADJ SADOK Ainsi que mes enseignants Mr BENLAOUKLI et M ZEROUALR et Ma collage Selma de m'avoir aide à réalise se travail.

*J'adresse aussi mes sincères remerciements aux membres du jury pour avoir évalué et jugé mon travail et qui ont contribué à notre formation.
Et sans Oublies ma famille.*

ملخص :

يتضمن مشروع نهاية الدراسة هذه دراسة مفصلة لإنشاء سد صغير في شكل حاجز، على مستوى شعبة آيت أزييت الواقعة قرب الحدود السكنية لمدينة البويرة إقليم ولاية البويرة، وهذا في إطار تزويد الأراضي الفلاحية المجاورة بمياه السقي وكذا لحماية المدينة من الفيضانات .

و لهذا الغرض قمنا بدراسة تقنية و اقتصادية التي و جهتنا الى اختيار سد متجانس مع مصراف عمودي.

Résume :

Le présent travail a pour but la conception d'une retenue collinaire située dans la Chabet AZIET a limite communale de la ville de Bouira(Wilaya de Bouira).

L'objectif étant la protection de la ville des inondation et le stockage d'eau pour l'irigation des terrains agricoles .

Et pour ces fins nous avons effectué une étude technico économique .En Résultat, on aboutit à l'adoption d'une digue homogène a drain verticale et un évacuateur latérale a entonnement frontal .

Abstract :

The aim of this work is to design a smal dam located in the Chabet AZIET at the communal limit of Bouira town ; Wilaya de Bouira with the objective of protecting the city from floods and water storage for irrigating Agricultural land.

And for these purposes we carried out a technico-economic study. In witch the results, conduct for adoption of homogeneous dam with a vertical drain and a lateral slipway with a frontal enclosure.

SOMMAIRE

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

Chapitre I Présentation Topographique

I. Etude topographique :.....	3
I-2 Situation géographique du site:.....	3
I-3:Climat.....	6
I-4 Caractéristiques du site choisi:.....	7
I-5 La cuvette du barrage :.....	7

Chapitre II: Etudes goelgique

II-1 INTRODUCTION:.....	8
II-2 REGION ETUDIEE:	8
II-3 SEISMICITE:	8
II-4 BASE TOPOGRAPHIQUE ET OUVRAGES CONSULTES :.....	9
II-5GEOMORPHOLOGIE DU SITE :	9
II-6 GEOLOGIE REGIONALE ET STRATIGRAPHIE :	9
II-7:REGIME DES EAUX	14
II-8: VEGETATIONS ET CULTURES:	15
II-9:INDUSTRIE :	15
II-10 PROSPECTION ET PROGRAMME DES TRAVAUX DE RECONNAISSANCE :	16
II-11. GEOLOGIE DU SITE	16
II-12. HYDROLOGIE DU SITE.....	16
II-13. PERMEABILITE DU SITE	16
II-14. CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES :.....	17

Chapitre III :Etude Hydrologique

III-1-Le bassin versant :.....	19
III.1 .1- Caractéristiques générales du bassin versant :.....	19
III.1.1.2- Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant :.....	19
III.1.1.3 Caractéristiques physiques du bassin versant :	20
III.1.1.4 RELIEF.....	23
III.1.2 -Le reseau hydrographique	29
III-1-3 Temps de concentration.....	33
III-1-4 Caractéristiques climatiques du bassin versant:	36
III-2 Pluviométrie:.....	36
III-2-1 Stations et données disponibles:.....	37
III-2-2 Pluie moyenne annuelle:	37
III-2-3 Répartition mensuelle de la pluie moyenne:.....	39
III.2.4 Homogénéité des séries pluviométriques :.....	41
III.2.5 Ajustement des pluies maximales journalières:.....	47
III.2.6.Conclusion:	47
III.3.Pluie de courte durée à différentes fréquences	51
III.4.Etude des apports.....	51
III.4.1Apport liquide	51
III-4-1-1. Apport moyen annuel A0	53
III.4.2.Caractéristiques de l'écoulement.....	54
III.4.3. Estimation fréquentielle des apports :	55
III.4.3.1.Répartition mensuelle de l'apport moyen :	57

III.5.Etude des crues.....	57
III.5.1.Formules empiriques pour la détermination de la crue:.....	60
III.5.2.Hydrogramme de crue.....	62
III-6 Estimation de la crue de proje	64
III .6. 1. TRANSPORT SOLIDE.....	67
III.6.2. Régularisation des débits.....	67
III.6.3.Répartition mensuelle de l'apport A80% et de la consommation	67
III.6.4.Calcul du volume utile :.....	68
III.6.4.1.Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes:.....	70
III.6.4.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes):.....	72
III.7. Laminage Des Crues.....	77
III.7.1 Méthode de Muskingum (Fread, D.L. 1993) :	77
III.7.1.1 Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière :	77
III.7.1.2 méthode de Muskingum :	78
III.7.1.3 Principe de la méthode de solution.....	79
III.7.1.4 Calcul du débit de sortie.....	81
III.7.1.5 Calcul du volume stocké.....	81
III.8 Etude d'optimisation	88
III-8-1 La revanche :	88
III.8.2 Le tassement	90
III-8-3 Largeur en crête :	90
III-8-4 Calcul des coûts :.....	91
III.9.Conclusion.....	94

Chapitre IV : Etudes de la digue

IV-1 Introduction :	95
IV-2 Choix du site de la retenue :.....	95
IV-3 Choix du type du barrage :.....	95
IV-4 Cote en crête du barrage :.....	97
IV-5 Conception de la digue:.....	97
IV-5-1 Largeur en crête :	97
IV-5-2 Longueur en crête:	97
IV-5-3Pente des talus:	97
IV-5-4 Le volume du corps du barrage:.....	98
IV-5-6 Variantes de la digue:.....	98
IV.5-6-1 Barrage en terre homogène :	98
IV.5-6-2 Barrage zoné a noyau d'argile	102
IV.5-6-3 Barrage en enrochement	104
IV-6Etude de la variante :	105
IV-6-1- Drainage de la digue :	105
IV-6-2 les drains.....	105
IV-6-3-Etanchéité du barrage	107
IV-6-3-1 La clé d'ancrage	107
IV.6-3.2 Protection de la crête	107
IV.6.4 Protection contre l'envasement.....	107
IV-6-5 Calcul des filtres	108
IV-7 Calcul d'infiltration :	110

IV-7-1 Objectif de calcul d'infiltration :	110
IV-7-2 Hypothèses de calcul de la ligne de saturation :	110
IV-7-3 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue:	112
IV-7-4 Calcul du débit de fuite à travers la fondation :	112
IV-7-5 Vérification de la résistance à l'infiltration des sols du corps et de la fondation :	113
IV-8 Calcul de stabilité :	115
IV-8-1 Introduction:	115
IV.8.2 Principe de la méthode	116
IV.8.2.1 Calcul des forces appliquées à chaque tranche	118
IV.8.3 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement	120

Chapitre V : les ouvrages annexes

V.1 Ouvrage d'évacuation de crues	121
V.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue	121
V.1.2 Différents types des évacuateurs de crues	121
V.1.2.1 Evacuateur de crues en puits (tulipe)	121
V.1.2.2 Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral	122
V.1.2.3 Evacuateur de crues latéral à entonnement frontal	122
V.1.2.4 Evacuateur de crues en siphon	122
V.1.3 Choix du tracé de l'axe	123
V.1.4 Type d'évacuateur de crue	123
V-2 Dimensionnement de l'évacuateur de crue:	124
V-2-1 Dimensionnement et calcul hydraulique des éléments constituant l'évacuateur de crue :	124
V-2-1-1 Le canal d'approche	124
V-2-1-2 Canal d'approche:	125
V-2-1-3 Le déversoir:	126
V2-1-4 Chenal d'écoulement:	126
V-2-1-5 Convergent ;	127
V-2-1-6 Le coursier :	129
a) Dimensionnement des blocs Chicanes :	130
V-3-Hauteurs des murs bajoyers:	130
V-4 Ouvrage de vidange:	131
V.4.1. Calcul du débit de vidange	131
V.4.2. Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :	132
Conclusion	132

Chapitre VI :Organisation de chantier

VI-1 Introduction:	133
VI-2 Succession des travaux :	133
VI-3 Réalisation de la digue:	134
VI-3-1 Décapage de la couche de terre végétale :	134
VI-3-2 Exploitation des carrières :	134
VI-3-3 Exécution de la fouille d'encrage de la digue:	134
VI-3-4 Choix des engins:	134
VI-3-6 Protection de la crête et des talus:	135
VI-4 Réalisation de l'évacuateur de crue:	135
VI-5 Réalisation de la dérivation provisoire:	135
VI-4 Planification :	136

VI-6 Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes :.....	142
--	-----

Chapitre VII: Protection et sécurité de travail

Introduction :	144
VII -1-Conditions dangereuses dans le chantier [10]:	144
VII -2-Actions dangereuses :	145
VII -3-Mesures préventives :	145
VII-4-Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation:	145
VII-5 Conclusion :.....	145

Chapitre VIII : Etude d'impact sur l'environnement

Introduction	148
VIII.1 But et utilité de l'EIE.....	148
VIII.2 Les principaux intervenants dans le système d'EIE.....	148
VIII.3 Impact écologique d'un projet de barrage	148
VIII.4 Impacts sociaux d'un projet de barrage	150
VIII.5 Les impacts potentiels du projet sur l'environnement	151
VIII.6 Mesures D'atténuation	153
VIII.7 L'évaluation à posteriori.....	156
Conclusion.....	156
Conclusion Generale:.....	157

Liste des Figures

Figure I-1 : Situation géographique du projet de barrage Tissafine.	4
Figure I-2 : Vue aérienne du site (proposé par ArcGIS database)	6
Figure I-3 : modèle numérique du site (proposé par ArcGIS database)	6
Figure I-4 : Communes de la wilaya de Bouira : situation du projet du barrage	8
Figure:III.1 bassin versant de chabet aziet bouira w.bouira	28
Figure III.2. Rectangle équivalent.....	30
Figure :III.3.COURBE HYSOMETRIQUE DU BASSIN	23
Figure.III.4.RESAUX HYDROGRAPHIQUE DU BASSIN VERSANT	27
Figure III-7 :Repartition de la Temperature Mensuelle	35
Figure III-8 Répartition de précipitation moyenne mensuelle	31
Figure III-9 Ajustement a la loi de GUMBEL	35
Figure III-10 Ajustement a la loi normale.....	37
Figure III-11 Ajustement a la loi log normale	39
Figure III-12 :courbe des intensités de pluies courte durée	42
Figure III-13 : courbe des pluies de courte durée.....	43
Figure (III-14) Hydrogramme des crues.....	55
Figure III.17 : Graphiques d'exploitation	65
Figure III-18 Laminage à travers un barrage.....	73
Figure III.19 Modélisation de la courbe capacité- hauteur	75
Figure III.20 Courbe caractéristique du barrage	76
Figure III.21 hydrogramme de sortie pour $b=3m$	78
Figure III.22 Hydrogrammes de sorties.....	80
Figure III-22courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur	84
Figure III.23 : Courbe capacité- hauteur avec les différents niveaux du barrage.....	85
Figure IV.1 : les infeltration dans un barrage.....	106
Figure -V-1 : profile creager	119
Figure -V-2 : Linge d'eau dans le coursier.	126
Figure -VI-1: Réseaux a nœud :.....	140
Figure -VI-1 diagramme de garnt :.....	141
Figure VIII.1 Etapes d'évaluation environnementale (ANPE).....	149

Liste des Tableaux

Tableau II.1 : Caractéristique physiques du sol.	17
Tableau II-2 : Caractéristique mécanique du sol.....	18
Tableau III-1: résultats de calcul.....	24
Tableau III-2 :détermination des altitudes.....	25
Tableau III-3 : Détermination de l'indice de pente M.R0CHE	26
Tableau III-04 : Tableau récapitulatif des résultats du temps de concentration.....	30
Tableau III.5. Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant	32
Tableau III-6 présentation de la station pluviométrique.	33
Tableau III-7 répartition mensuelle de l'évaporation.....	33
Tableau III-8 répartition mensuelle de la température.....	34
Tableau III-9 Répartition mensuelle de l'humidité relative	35
Tableau III-10 Répartition mensuelle de la tension de vapeur.	29
Tableau III-11 Répartition mensuelle de la vitesse de vent.	29
Tableau III-12 répartition. mensuelle des pluies moyennes interannuelles.....	30
Tableau III-13 Les paramètres statistiques de l'échantillon.....	31
Tableau III-14Test Homogénéité Wilcoxon.....	33
Tableau III-15 Ajustement a la loi de GUMBEL	35
Tableau III-16 Ajustement a la loi normale.	37
Tableau III-17 Ajustement a la loi log normale.	39
Tableau III-18 Pluie de courte durée.	41
Tableau III .19 L'apport moyen annuel (Hm ³)	45
Tableau III-20 coefficient de variation.	47
Tableau III.21 L'estimation fréquentielle des apports	48
Tableau III.22 Répartition mensuelle de l'apport moyen	49
Tableau III.23 Débits maximums des crues de différentes périodes de retour	50
Tableau III.24 Débits maximums des crues de différentes périodes de retour	51
Tableau III.25 Débits maximums des crues de différentes périodes de retour	51
Tableau III.26 Débits maximums des crues de différentes périodes de retour	52
Tableau (III.27): Débit des crues	54
Tableau III.28 : Quelques critères de choix de la crue de projet.....	56
Tableau (II.29 : Récapitulation pour le choix de la crue de projet.	57
Tableau III.30 : Valeur du volume mort.....	59
Tableau III-31 : La répartition mensuelle de la consommation	60

Tableau. III.32. Courbes topographiques et volumétriques	61
Tableau III-33 Régularisation saisonnière suivant la 1 ^{ère} consigne	63
Tableau III.34 : Régularisation saisonnière suivant la 2 ^{ème} consigne.....	64
Tableau III.35 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.....	67
Tableau.III.36. Régularisation saisonnière en tenant compte les pertes	68
Tableau.III.37. Régularisation saisonnière en tenant compte les pertes	69
Tableau III.38 Valeurs de h et les plages de variation en période de crue.....	74
Tableau III.39 Calcul de la courbe caractéristique du barrage.....	75
Tableau III.40 Calcul de l'hydrogramme lamine	76
Tableau III-41 hydrogramme d'entrée et hydrogramme de sortie	79
Tableau III.42 Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum	81
Tableau II.43 : hauteurs des vagues	82
Tableau III.44 : différents valeurs des revanche	82
Tableau III-45: calcul de la largeur en crête:.....	83
Tableau III-46 : Calcul d'optimisation	84
Tableau III-47: Tableau récapitulati:.....	85
Tableau IV.01 : Valeurs indicatives des pentes des talus (CEMAGREF)	89
Tableau IV-02 : Valeur de C.....	91
Tableau IV-03 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.	91
Tableau IV-04 : Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage.	95
Tableau IV-05 : Estimation de coute des variantes	96
Tableau IV-06: Coordonnées de la ligne de saturation :	103
Tableau IV-07: Détermination du gradient d'infiltration admissible :.....	106
Tableau IV-8: Détermination du coefficient de sécurité.	107
Tableau IV-9 : détermination des rayons max et min	108
Tableau IV-10 : les valeurs admissibles des coefficients de sécurité	109
Tableau IV-11 : les valeurs des rayons la zone des centres.....	109
Tableau IV-12:Les caractéristiques géotechniques	113
Tableau IV-13 : coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	113
Tableau V-1: Coordonnées de la nappe déversante.....	118
Tableau.V.2 : Les Données de calcule	124
Tableau V-3 : de calules de la linge d'eau	125
Tableau VII-1 : symboles des opérations.....	138
Tableau VII-2 devis estimatif :.....	142

Tableau VIII.1 Identification, Description Et Evaluation Des Impacts.....	151
Tableau VIII.1 Mesure d'atténuation	154

Introduction

Générale

Introduction générale :

L'eau étant concéder comme sources indispensable à la vie et ou développement de l'économique et de l'agriculteur se trouve de plus en plus rare .

Vu l'augmentation des événement extrême Due ou changement Climat (La sécheresse , Et les inondations , la Wilaya de Bouira a lancé le projet de réalisation de plusieurs retenue collinaire et barrages(Koudaite asserdoune ;Tesldit) pour la mobilisation des ressources hydriques, parmi ceux la retenue Chabet Aziet qui a étai lance dans le but d'assure un double rôles celui d'irriguiez les terraines agricultures et de protège la ville contre les inondation ce que l'objet de notre mémoire de fin d'étude.

Dans ce présente travail qui se compose de huit chapitres nous allons traiter l'aspect topographique de terraine (chapitre 1) ;une études géologique et géotechnique (chapitre 2) pour étudie la nature des fondation et leur capacité portante une études hydrologique (chapitre 3) approfondie pour détermine la capacité de rétention et une régularisation des crues pour trouve la largeur économique de déversoir ; Etude de conception de la digue (chapitre 4) qui comporte une étude des variantes et de stabilité ; Conception des ouvrages annexes(chapitre5) ; organisation de chantier (chapitre 6) ; protection et securities de travail (chapitre 7) ; Impacte environnement (chapitre 8).

Chapitre I :

Etude topographique

I. Etude topographique :

I-1 Introduction

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

I-2 Situation géographique du site:

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

Garantir la quantité d'eau qui sera piégée dans la retenue ;

Bonne géologie pour l'emplacement du barrage et de la retenue ;

Un resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite, d'où le volume du barrage sera minimum.

Choisir l'emplacement rapproché et facile des zones d'accès existantes, afin d'éviter la création d'autres voies pour les engins et la main d'œuvre.

Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

En prenant ces paramètres en considération on s'est proposé un site dans la situation géographique est:

Comme il est indiqué sur la carte d'état major de Bouira à l'échelle 1/50000 ème et la base de donnée de SIG « Arcgis » , le site se trouve sur la chabte Aziet dans la commune de Bouira.

Les coordonnées U.T.M du site sont :

X =4026.20 Km

Y = 581.70 Km

Z = 538.00 m

Le bassin versant de la chabet Aziet au site envisagé est localisé dans la Commune de bouira environ 11 km au nord est de centre ville de Bouira , le site est accessible par la RN° 5 et par le chemin intercommunal N° 127 venant de Bouira.

Le réseau hydrographique est constitué de petits cours d'eau secs qui se jettent tous dans le prolongement d'oued edouss au sien de ville de bouira .

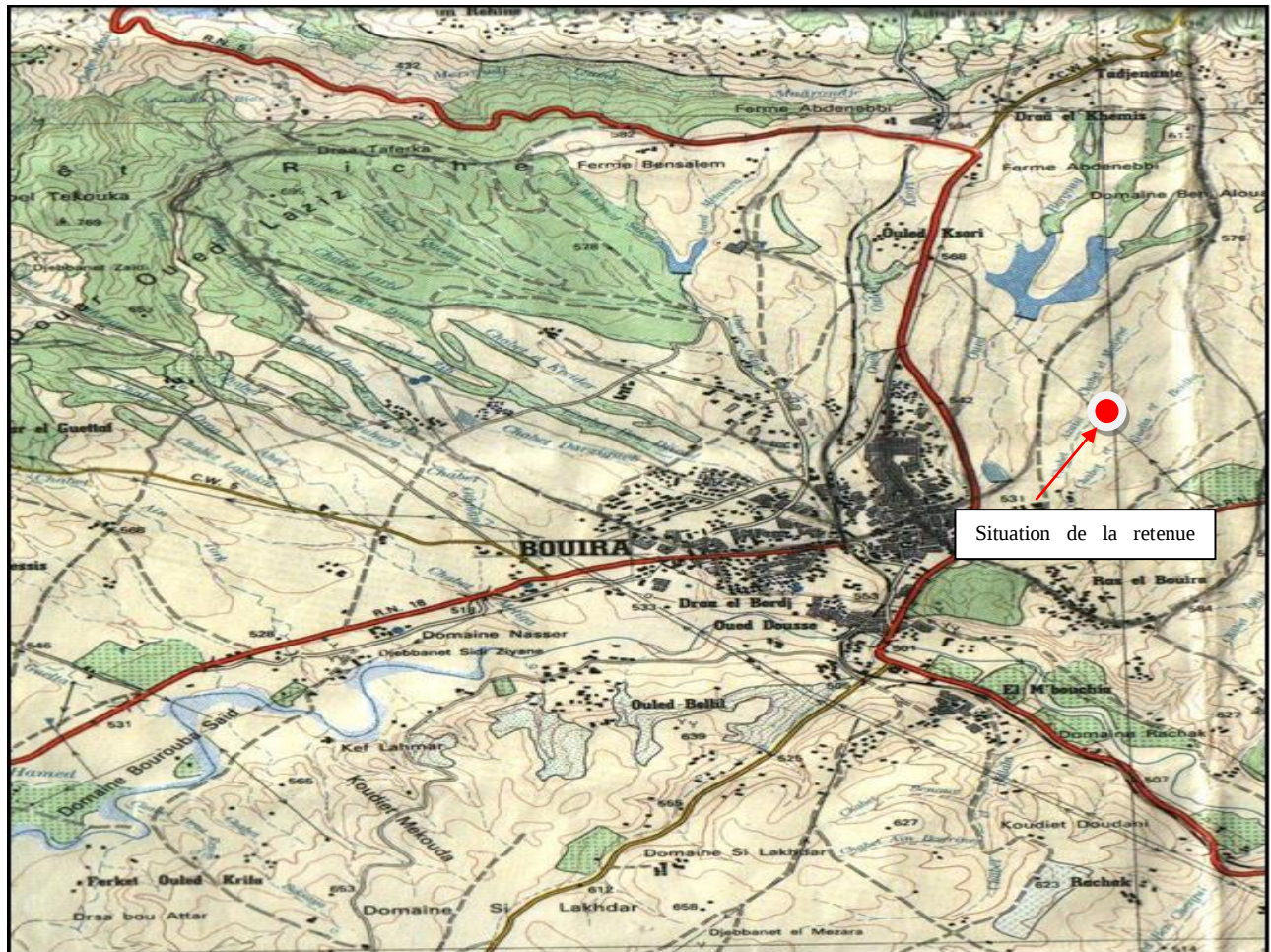
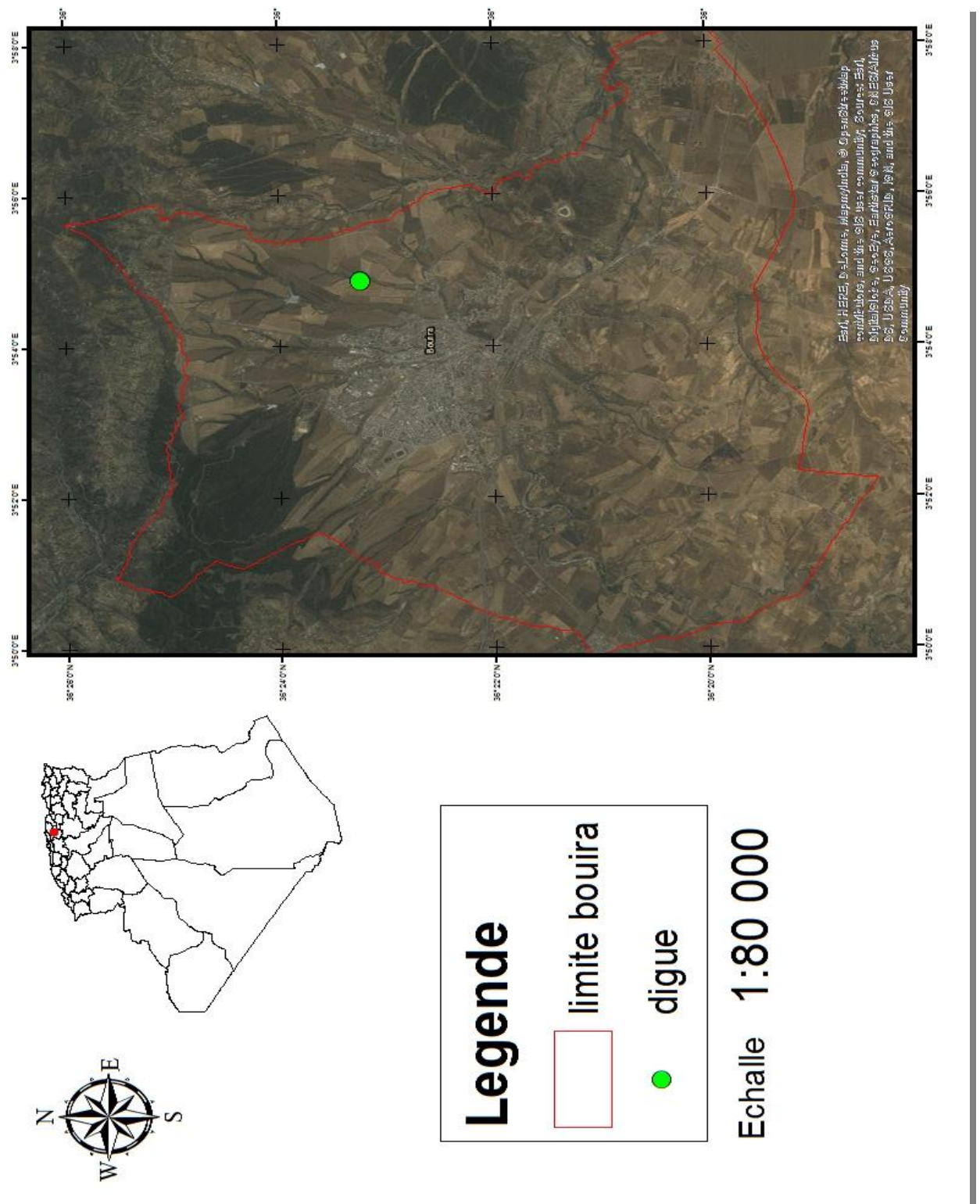


FIG I-1 : Situation géographique du projet de la retenue.



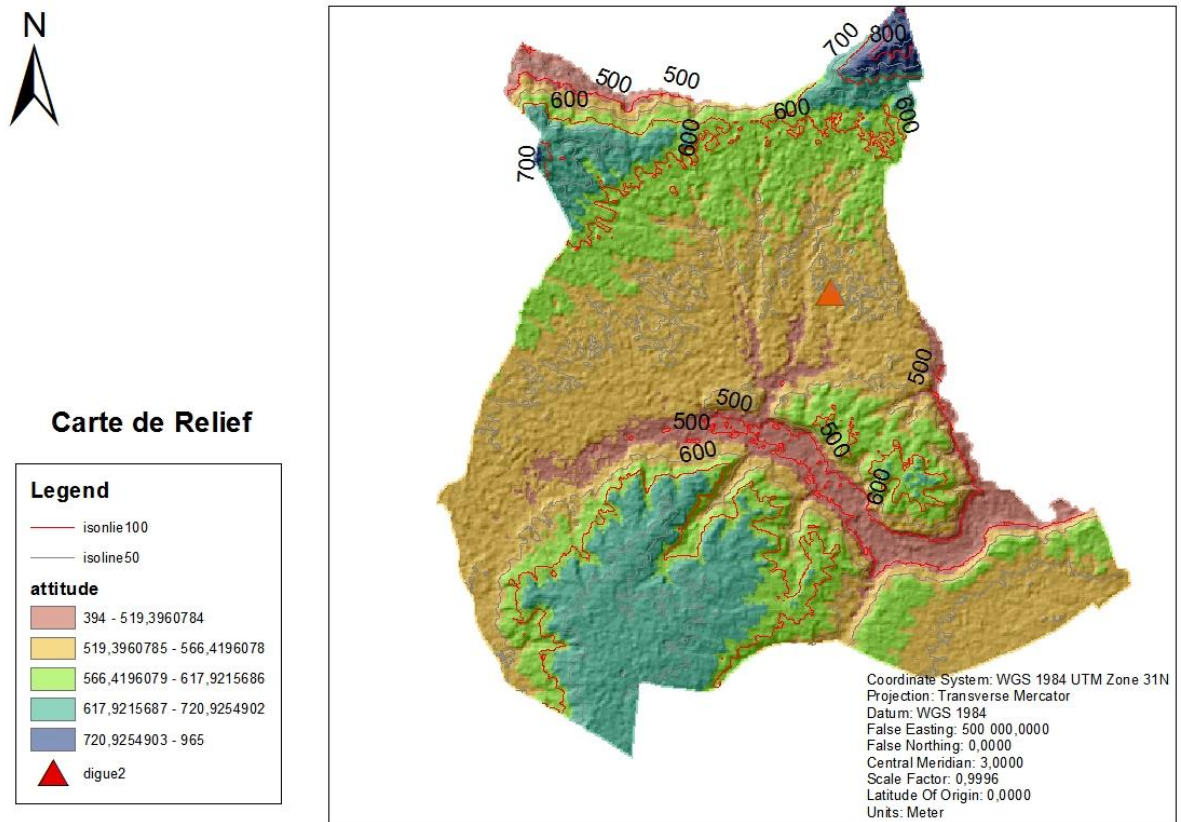


FIG I-3 : modèle numérique du site (proposé par ArcGIS database)

I-3:Climat:

Réputée comme région à climat continental à la porte des Hauts Plateaux du centre du pays, la wilaya de Bouira est effectivement caractérisée par la semi-aridité qui affecte la majeure partie de son territoire. La moyenne des précipitations annuelles sur la dépression centrale tourne autour de 400 à 600 mm quant à la zone d'étude sa précipitation moyenne est de 450 à 500 mm, Son climat est chaud et sec en été, froid et pluvieux en hiver.. Les températures varient entre 20°C et 40°C de mai à septembre et de 2°C à 12°C de janvier à mars.

I-4 Caractéristiques du site choisi:

Le bassin versant du site est assez bon pour le remplissage garanti de la cuvette, en ce qui concerne le bassin versant sa pente moyenne n'est pas trop forte donc le phénomène d'érosion n'est pas important, la cuvette a une hauteur convenable mais avec l'inconvénient d'être étroite d'où une capacité de stockage réduite.

Vue la topographie des versants, l'évacuateur de crue est choisi de type latéral à ciel ouvert à entonnoir frontal, positionné en rive gauche.

La vidange de fond et la prise d'eau feront l'objet d'un seul ouvrage .



FIG I-4 : Communes de la wilaya de Bouira : situation du projet du barrage

I-5 La cuvette du barrage :

Le site d'implantation du bassin de retenue a fait l'objet d'un levé topographique détaillé à échelle 1/1000^{ème} avec implantation de bornes en béton sur le site.

Le levé topographique nous a permis de déterminer la capacité de stockage de la cuvette du site choisi pour la projection du bassin de rétention.

Chapitre II:

Etudes Géologique

Et Géotechnique

II-1 Introduction:

Dans le cadre de la projection d'une retenue collinaire sur la chabet aziet située dans la commune de bouira , on a entrepris une étude géologique et géotechnique du site , de la cuvette et de la fondation de la digue et ceci dans le but de la justification des activités à entreprendre et des ouvrages à envisager.

II-2 Région étudiée:

Le site se trouve sur chabet aziet qui figure sur la carte d'état major de Bouira à l'échelle 1/50 000 ème.

son bassin versant se trouve en moyenne à 11 Km vers le nord est de centre ville de Bouira; il est accessible par la Route Nationale N°5 .

II-3 Séismicité:

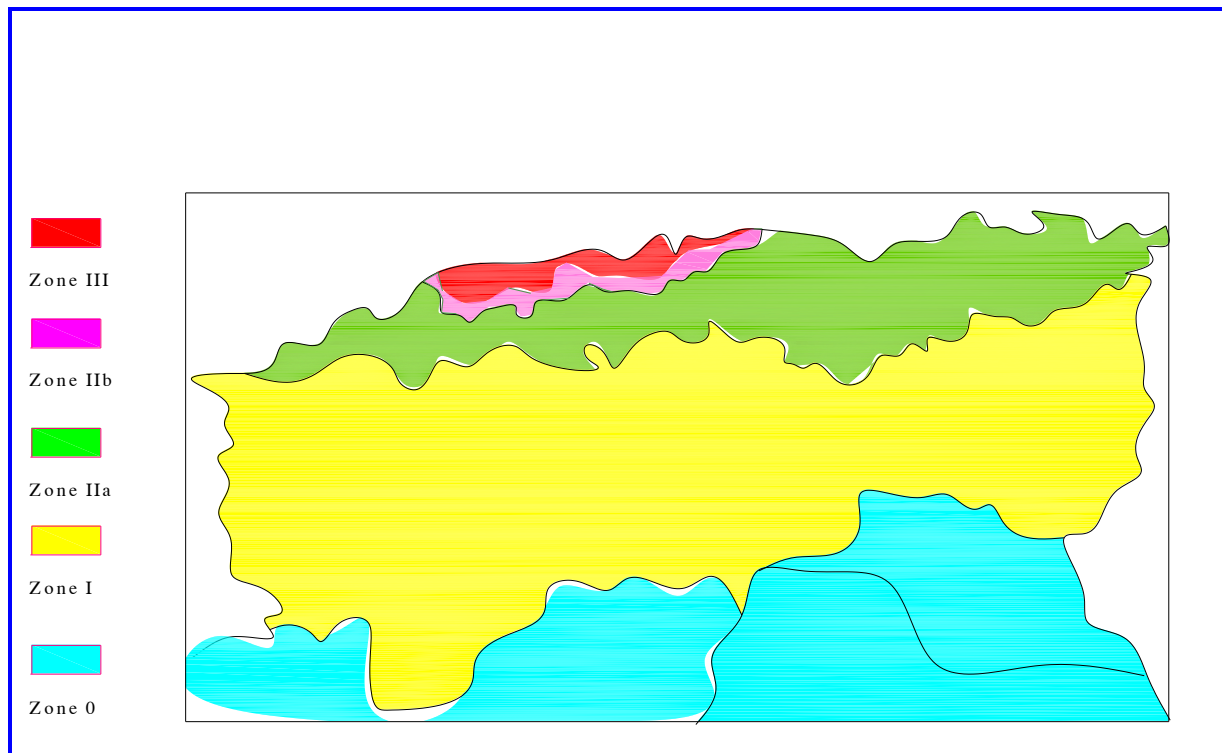
A l'échelle du Maghreb, la Kabylie (Algérie) est considérée comme une région asismique. L'étude détaillée des données de la sismicité historique et instrumentale de cette région montre une activité sismique modérée depuis au moins un siècle et demi ($M_1 = 5,0$).

Les observations géomorphologiques faites sur le versant sud du massif kabyle, s'appuyant sur l'analyse d'images satellites, de photos aériennes et de la topographie, nous ont permis de démontrer la présence d'une activité tectonique quaternaire le long de la rupture de pente au sud de ces massifs.

Elle correspond a la réactivation de chevauchements d'age miocène qui se manifestent par des escarpements d'au moins 10 m affectant le glacis d'age quaternaire ainsi que les cones de déjection. Ces escarpements sont interprétés comme des ruptures probablement associées a une succession de séismes de forte magnitude.

Les observations que nous décrivons se situent dans la région de Tazmalt et de Bouira ou ces déformations sont les plus spectaculaires. L'ampleur des déformations quaternaires qui affectent l'ensemble de cette région considère jusqu'a l'heure actuelle comme asismique ou faiblement sismique pose, comme dans la plupart des régions intracontinentales, le problème de la période de retour des séismes de forte magnitude.

La région concerné se situe dans la zone II a , ce qui veut qu'elle a un coefficient d'accélération de $a = 0,2$.



FiguerII-1 Carte de zonage sismique

II-4 Base topographique et ouvrages consultés :

Levé topographique de la cuvette au 1/100ème.

- Carte d'état major de Bouira au 1/50.000ème t au 25 000 ème.
- Carte géologique d'El-Asnam au 1/50.000ème.
- Notice explicative de la carte géologique de Bouira.

II-5Géomorphologie du site :

Chabet aziet présente une forme assez étroite en bas et s'allongeant au fur et mesure qu'on s'approche des rives, le fond de la cuvette se trouve à seize ou dix-sept mètres en moyenne par rapport aux rives.

II-6 Géologie régionale et stratigraphie :

Géologie régionale:

La region de Bouira comprend la partie occidentale de la chaîne du Djurdjura, ainsi que son prolongement vers l'ouest, la lisière de la dépression de Draa-el-Mizan, au nord, et au sud, la plaine du Hamza et ses alentours.

Le Djurdjura occidental se compose du massif de l'Haizer, dont la ligne de crêtes rocheuses s'élève de Teniet Djaboub(1204m) à Tizi Bouzel(1663m) et au Tangout Haizer(2123m). Le point culminant de ce tronçon atteint 3147m (Ras Tachgagalt). La dépression de Tizi-Ogoulmime (1772m) est dominée par l'Azerou N'Sennant (2134m), que borde à l'est la profonde écharnure de Tizi Bou-el-Ma (1686m).

Au Nord de la region, les contreforts de Beni –Mendès (1882m), les crêtes rocheuses des Beni – Ou- Addou (1500 à 1865m), s'abaissent rapidement, par une suite de gradins découpés en pics

escarpés (Azerou) ,sur la région accidentée des grés et calcaires nummulitiques, dont la végétation boisée contraste avec la dénudation de la dépression argileuse qu'elle domine .

Au Sud-Est de la region, l'un des plus puissants des contreforts du Djurdjura projette le Tigounatine (1823m) et le Taouilt (1753m) dont les boisements de cèdres surplombent le chaînons de Beni Meddour, qui forment les épaulements de la grande crête.

Le versant Sud de l'Haizer s'abaisse brusquement sur les contreforts de Merkalla (700 à 900m). La chaîne de l'ouest, d'abord formée par la croupe d'Agouni-Amrous (1286m), se rattache à un mamelonnement général qui comprend les contreforts des Guechtoula (1000 à 800m) et des Nezlioua, que traverse, à Tizi-el- Arba (615m), la route de Draa- el-Mizan à Aomar. Tout ce pays de grés et d'argile est en partie boisé, en partie cultivé en oliviers et figuiers. Son aspect tranche avec les ondulations dénudées de la dépression Nord, dont la monotonie est agréablement interrompue par la riche végétation de la forêt d'oliviers de Tineri.

La plaine du Hamza correspond à une large dépression alluvionnaire altitude (500 à 600m), creusée au pied des contreforts du Djurdjura, dans les collines rougeâtres, en grande partie boisée, occupent la rive gauche de l'Oued Ed-Dous, principale branche de l'Oued Sahel.

La plaine de Bouira se relève, à l'ouest, en pente douce, vers les hauteurs de Tekouka (769m), qui font face au Nord- Ouest à la petite croupe qui porte la foret de Babor (729m).

A l'ouest de la region, s'amorce la région crétacée qui se rattache aux monts de Tablat, par le djebel Herchaoua et le djebel Hellala (1033m), situé en dehors de la limite.

Entre ce chaînon crétacé et le bossellement éocène des Nezlioua, se trouve le petit bassin de miocène d'Aomr- Ben Haroun, traversé obliquement par la vallée de l' Oued Djamaa, affluent de l'isser.

⊕ Description sommaire des terrains sédimentaires

A Alluvions actuelles: Limons sablonneux de l'Oued-Ed-Dous, résultant des crues, dépôt caillouteux de débordement de l'Oued Djamaa.

a³ Zones marécageuses: Quelques bas-fonds argileux conservent l'eau en hiver sur le plateau de Ben-Haroun.

a² Alluvions récentes: Dépôts limoneux des petites plaines qui bordent les vallées de l'oued-Ed-Dous et de l'Oued Djamaa.

q¹ Alluvions anciennes des vallées: terrasses caillouteuses et limoneuses, dominant de 15 à 20 m les berges des cours d'eau, principalement dans les nombreux ravins qui découpent le Hamza.

q' Alluvions anciennes de la plaine du Hamza: vaste nappe de d'alluvions caillouteuses, qui a nivelé la grande plaine , inclinée du Nord-Ouest vers l'Est, puissant cône de déjection qui porte la foret du Tineri, au Nord.

q" Alluvions anciennes des plateaux et cônes de déjection: dépôts caillouteux antérieurs à la phase ci-dessus, résultants d'anciennes actions torrentielles, qui ont précédé le creusement des vallées et dépressions actuelles.

b Brèches actuelles et éboulis:sur le versant Sud du Djurdjura (Iril Guefrane), des amas puissants d'éboulis calcaires ont été cimentés depuis le pied des escarpements (1469m), et se sont étalés jusque vers la cote 900m. Au Nord, la vallée de Tabbourt-el- Anseur est remplie par des terrasses d'éboulis de calcaires et de grés.

P^{1b} Alluvions du plateau supérieur: on a rattaché à une phase plus ancienne, les terrasses caillouteuses formant le petit plateau de Ras-el- Bouira (632m) qui dominant de plus de 120mètres la vallée voisine, c'est l'amorce du plateau qui s'étale largement au Sud.

m² Argiles helvétiques: puissante assise d'argiles grises très délitescentes, intercalées de lits de grés friables, qui montrent la disposition synclinale du bassin Aomar-Ben Haroun. Les grés renferment des moules de bivalves (Venus, Tellina) et au Nord d'Aomar, Ostrea orassissima, O digitalina.

m^{3d} Grés supérieurs (Helvétien): Des lambeaux de grés sableux, respectés par l'érosion, représentent, sur les coteaux de Ben-Haroun, l'assise terminale du Miocène, correspondant aux grés de Médéa.

m^{2a} Grés et poudingues inférieurs (Helvétien): A la base des argiles se trouvent des bancs de grés et poudingues, renfermant sur la feuille voisine (ben-Hroun) Ostrea orassissima, proto rotifera et nombreux bivalves.

m, conglomérats et argiles (Aquitaniens): Terrain détritique d'origine alluvionnaire, composé de conglomérats, de grés grossiers, d'argiles sableuses d'une coloration rouge, plus au moins accentuée; très puissants dans la zone des hauteurs broussailleuses et boisées, qui forment les premiers contreforts du Djurdjura, jusqu'à l'altitude de 800 mètres, ces dépôts sont plissés avec inclinaison générale vers le

Nord. Dans les hauteurs de Tekouka (769-779m), la partie supérieure est formée d'argiles bariolées **m^b**, l'ensemble est incliné vers la dépression du Hamza. Ce terrain rouge, puissant au moins de 200 mètres, occupe la croupe du Koudiet-el-Babor et vient passer sous l'Helvétien inférieur. Des lambeaux apparaissent çà et là sous les argiles Helvétiques, autour d'Aomar.

e^{3b} Grés numidiens: Quartziteux souvent friables, jaunâtres, se montrent en deux lambeaux sur l'Oued Boghni, en relation concordante avec l'assise suivante:

e^{3a} Argiles et quartzites (Numidien inférieur): Puissante assise d'argiles brunes et verdâtres, feuilletées, intercalées de lits de grés, de quartzites noirs craquelés, de calcaires marneux à fucoides. Cette assise occupe la dépression au nord du Djurdjura et du massif du Guechtoula.

e^{3d} Les calcaires et grés: ont été séparés lorsqu'ils se présentent sur une certaine épaisseur (Ferme Dizi, etc).

e² Argiles et grés madjaniens: A la bordure Est de la feuille, au flanc du Dj. Taouialt, paraissent les premières assises des grés quartziteux et d'argiles schisteuses, qui se développent considérablement vers l'Est (feuille de tazmalt).

e¹ Grés de Dra-el-Mizan à Nummilites perforatus (Lutétien supérieur): Puissante assise de grés jaunâtres en couches minces, souvent grossiers et d'argiles grises, occupe la majeure partie des contreforts de Guechtoula, de 400 à 1200 mètres d'altitude, ainsi que la zone qui s'étend entre les pointements de calcaires nummulitiques à l'Est de l'Acif Amellouli.

Les nummulites y sont très rares, et n'ont été rencontrées qu'au voisinage de dra-el-Mizan, et dans les Khouriet, à l'Est.

e^{1a} poudingues supra-nummulitiques: très puissants (250m) autour des crêtes liasiques du Djurdjura (Tazerout tamellalt, azerou Ourilès, aourir Fartas, etc); les éléments en sont formés de graviers de roches anciennes (quartz, schiste, gneiss, granulite), de blocs de galets calcaires liasiques, et de calcaires nummulitiques. Des lambeaux conservés sur quelques sommets du Djurdjura

(2120m), à Tizi Taboualt, et à Tizi Bou-el-Ma, témoignent de leurs extension primitive sur une partie de l'emplacement des grandes crêtes . A l'Ouest, ces poudingues passent localement à :

c^{1b} Grès de Beni Khalfoun: Grès grossiers, ocracés, sans fossiles, zone forestière (Moulay yahia).

e, Calcaires nummulitiques: Compacts, gris, parfois roses, pétris de nummulites (*Num. aturicus*, *Assilina granulosa*, etc), et d'Alvéolines dans les bancs inférieurs. Ces

c⁸⁻⁷ Sénonien: marnes schisteuses bleuâtres et calcaires marneux. Fossiles rares, sur le flanc Ouest du Djebel Harchaoua, au voisinage de Ben-Haroun, on trouve les Ostracés caractéristiques: *ostrea Renoui*, *O Acanthonota*, etc, et de Inocérames, qui sont plus abondants sur la feuille voisine (Ben Haroun). L'ensemble puissant de plus de 500 mètres au Djebel Harchaoua, n'est susceptible d'aucune division stratigraphique.

c⁵⁻⁴ cénomanien: Calcaires en bancs bien lités, séparés par des lits marneux, représentée seulement à la bordure Ouest de la feuille; cette assise est bien développée dans la région voisine (Ain Bessem) avec des Ammonites caractéristiques (*Acarthoceras Montelli*, *Turrilites castatus*, etc...).

c³⁻¹ Albien: Argiles brunes schisteuses et quartzites, développées à l'Ouest en continuités avec les assises puissantes de cet étage, dans le massif de Tablat, et au Nord de la chaîne d'Aumale, où elles renferment: *Phylloceras Velledoe*, *Desmoceras Mayori*, *Hemiaster aumalensis*, etc...

I⁴ Lias supérieur: Calcaires rubanés, calcaires marnés, et marnes renfermant *Harpoceras radians*, *H. thouranense*, *Phylloceras heterophyllum*, *Lytoceras*, *Inoceramus*, etc, l'épaisseur de cette assise, à l'Azerou Djemaa; atteint une centaine de mètres, et passe en concordance à:

◆ **Aperçu stratigraphique et tectonique:**

Le Djurdjura occidental est formé d'une série de plis aigus dont les axes dirigés sensiblement de l'Ouest vers l'Est, laissent apparaître des zones irrégulières de grès rouges permotriassiques, et dont les flancs sont occupés par les calcaires liasiques, recouverts dans les dépressions synclinales, par le Lias supérieur, couronné de quelques lambeaux éocènes. Ces plis sont fortement déversés au Sud sur l'éocène moyen, également affecté de plis, à noyaux liasiques, toujours déversés dans le même sens (Djebel Taouialt). Sur les contreforts du Nord, les synclinaux liasiques englobent des zones importantes de calcaires et de grès nummulitiques, lesquels s'étendent transgressivement sur les schistes paléozoïques.

II-7: Régime des eaux

La structure spéciale des diverses régions comprises sur cette géologie donne lieu à une grande variété de conditions hydrologiques.

Dans le Djurdjura, les calcaires liasiques constituent de puissants réservoirs, d'où s'écoulent en sources nombreuses, parfois considérables, des eaux vives et abondantes en toute saison, qui alimentent les rivières torrentielles sur les deux versants.

Sur les contreforts du versant Nord, ainsi que dans la chaîne du Guechtoula, les assises éocènes donnent lieu à un grand nombre de petites sources disséminées, au voisinage desquelles se

regroupent les agglomérations Kabyles, généralement distribuées sur les pentes, plus rarement sur les sommets des mamelons. Les terrains argileux du Numidien sont très pauvres en eau, emmagasinées dans les îlots gréseux.

Les sources sont irrégulièrement réparties dans le crétacé, ou elles se trouvent souvent en rapport avec les zones calcaires du Cénomaniens, plus rarement avec le Sénonien; les argiles schisteuses et quartzites du Maestrichtien sont peu favorables à la formation de nappes aquifères.

Les conglomérats aquitaniens sont généralement perméables, et alimentent les sources qui se trouvent à la bordure des affleurements, au contact du crétacé. L'infiltration, dans ces assises de grès grossiers et poudingues, provoque une grande aridité dans les contreforts boisés de pins qui se développent vers l'Est.

Les alluvions quaternaires du plateau de Hamza renferment, à différents niveaux, des nappes aquifères qui s'écoulent par de petites sources assez nombreuses.

II-8 Prospection et programme des travaux de reconnaissance :

L'étude a porté essentiellement sur:

- ◆ Analyse du sol de fondation de la digue;
- ◆ Analyse des terrains de la cuvette;
- ◆ Analyse des matériaux des zones d'emprunt.

II-9. Géologie du site

la coupe géologique sous la future digue est composée de :

1. d'une argile limoneuse noirâtre à racines végétales d'une épaisseur de 0.60 m allant de 1.30 à 1.35 mètres.
2. suivi par une argile rougeâtre à jaunâtre graveleuse à racines végétales.

II-10. Perméabilité du site

Si on trace les courbes granulométriques des graves argileuses sur le diagramme tiré des statistiques établies par le bureau of réclamation des états unis d'Amérique, nous voyons qu'elles se localisent dans la zone des terrains semi perméables à imperméables

Le diamètre D₂₀ pour ces sols étant pris égal à 0,06 mm d'après la courbe granulométrique de ces sols.

Ces sols présentent une perméabilité des silts et sables très fins pris égal à $5 \cdot 10^{-6}$ m/s; il s'agit de sols imperméables d'après Phillipponat.

D'après GH Lee si un matériau à granulométrie continue contient 3 à 5% d'argiles on peut le considérer comme imperméable (c'est le cas ici puisque ces graves contiennent 4 à 6% d'argiles; éléments à diamètre $< 2\mu$).

Nous avons programmé un essai de perméabilité sur

- les argiles rougeâtres à jaunâtres à petits cailloux. $1.35 \cdot 10^{-6}$ cm /s (sol à perméabilité très faible

II-11. Caractéristiques géotechniques du site**III-11-1 Caractéristiques physiques et mécanique****Tableau II.1 : Caractéristique physiques du sol.**

Puit n°	01	02	03
Profondeur en mètres	0.60	0.50	1.00
	1.50	1.00	1.50
Nature sol	Argiles Rougeâtres graveleuse	Argiles limoneuses	Argiles Rougeâtres graveleuse
Teneur en eau naturelle (%)	15.94	6.34	6.40
Densité sèche (t/m ³)	1.70	-	-
Densité humide (t/m ³)	1.97	-	-
Degré de saturation (%)	73.05	-	-
Granulométrie			
□ 2 mm (graviers et cailloux)	5 %	17 %	32 %
2 à 0.02 mm (gros sable et sable fin)	66 %	67 %	41 %
Entre 0.02 mm et 1 μ (argiles et limons)	16 %	5 %	9 %
Perméabilité	1.35 10 ⁻⁶	1.38 10 ⁻⁶	38
Wl	39	16	16.60
Ip	14	-	-
MO	-	-	

Tableau II-2 : Caractéristique mécanique du sol.

Puit n°	01	02	03
Profondeur en mètres	0.60	1.70	
	1.50	2.30	
Nature sol	Argiles Schisteuses grisâtre	Argiles limoneuses	Marnes schisteuses
Teneur en eau optimale %	-	9.20	9.05
Densité sèche maximale en t / m ³	-	2.05	2.07
Cisaillement			
Cu bars	0.43	-	-
$\sigma_{u\text{en}}^{\circ}$	19.03	-	-
Oedomètre			
Pc en bars	1.20	-	-
Cc	0.230	-	-
Cg	0.019	-	-

III.11. 2 Commentaires

Sol de fondation de la digue :

Les puits de sondages exécutés au droit de la digue ont montré que le sol de fondation probable du corps de la digue est représenté par le substratum formé par des argiles rougeâtres à jaunâtres graveleuses.

Aussi nos essais ont été concentrés sur ce matériau auquel on peut attribuer les caractéristiques physiques que voici :

- Teneur en eau naturelle = 15.94 %
- Densité sèche = 1.70 t/m³
- Densité humide = 1.97 t/m³
- Indice de plasticité = 14 %
- Limite de liquidité = 39 %
- Taux de limons et d'argiles = 16 %
- Taux de sable fin à gros = 66 %
- Taux de graviers = 5 %
- Perméabilité = 1.35 10⁻⁶ cm/s

III.11. 3 Matériaux de remblais

- Teneur en eau naturelle = 6.34 à 6.40 %
- Indice de plasticité = 16 à 16.6 %
- Limite de liquidité = 38 %
- Taux de limons et d'argiles = 17 à 32 %
- Taux de sable fin à gros = 41 à 67 %

- Taux de graviers = 5 à 9 %

Les matériaux susceptibles d'être utilisés en remblais sont constitués soit par

- des argiles graveleuses rougeâtres à jaunâtres représentant les alluvions anciennes des vallées

- terrasses caillouteuses et limoneuses à passages sableux.

Donc pour le corps de la digue on utilisera les mêmes matériaux que ceux du sol de fondation et qui seront recueillis sur les abords et le fond de la cuvette.

II.12 Taux de matière organique

Nous n'avons décelé aucune trace de matière organique dans les matériaux à mettre en remblais (argile rougeâtre à jaunâtres graveleuse).

II. 13. Utilisation des matériaux en remblais

Les matériaux pouvant être mis en remblais pour ce site sont :

argiles graveleuses rougeâtres à jaunâtres.

Les critères de choix des matériaux à mettre en remblais sont les suivant :

Avoir une forte résistance au cisaillement

Avoir une imperméabilité suffisante être insoluble dans l'eau

Avoir une faible teneur en matière organique

Ne pas se fissurer sous l'effet des tassements et de la dessiccation être économiquement exploitables

de matériaux sont les rouleaux à pneus lourds et un pied de mouton si possible.

II-14:Quantification des matériaux pour remblais:

Si on suppose que le dépôt de graves argileuses a une épaisseur moyenne de 1 mètre sur toute la superficie de la cuvette.

Nous savons qu'il y a des puits de sondages qui ont montré une épaisseur plus importante de graves argileuses jusqu'à 1,50 mètres et si on estime la superficie de la cuvette à 20000 m², donc le volume sera de 30 000 m³, ce volume là est largement suffisant pour édifier la digue de 16 mètres de hauteur, en sachant qu'on a sous estimé l'épaisseur de la couche de graves argileuses.

II-15 Estimation de la capacité portante du sol de fondation de la digue

II-15-1. Condition de non poinçonnement du sol sous (le poids de la digue)

Pour l'estimation de la contrainte admissible du sol sous la digue on prendra les caractéristiques mécaniques que voici :

$$C_u = 0.43 \text{ bars}$$

$$\Phi_u = 19.03^\circ \longrightarrow N_y = 4.29 \quad N_q = 5.60 \quad N_c = 13.90$$

$$\gamma_1 = \gamma_2 = 1.97 \text{ t/m}^3$$

$$D = 1.00 \text{ m}$$

Si on considère une digue dont la base est un rectangle de 30 x 150 mètres Alors on aura

$$Q_a = \gamma_1 \times D + \frac{R \times \gamma_2 \times N \gamma + \gamma_1 \times D (N q - 1) + (1 + 0.3 B / L) \times C \times N c}{3}$$

$$R : \text{Rayon moyen} = \frac{B}{2 \times (1 + B / L)} = 12.5$$

$$Q_a = 62.81 \text{ t/m}^2 \text{ soit } Q_a = 6.23 \text{ bars}$$

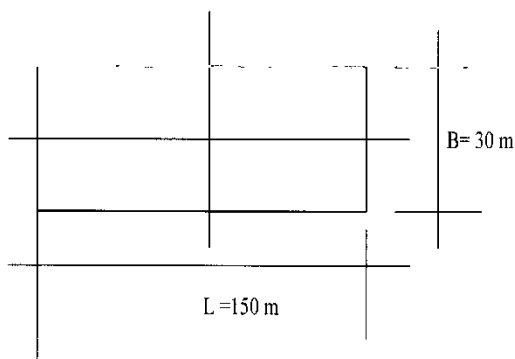
III.15.2. Condition de non poinçonnement du sol de fondation

La digue de 6 mètres de hauteur transmet au sol une contrainte :

$$P = \gamma h = 2.00 \times 6 = 12.00 \text{ t/m}^2 \text{ soit } p = 1.20 \text{ bars}$$

Cette contrainte de 1.20 bars transmis par la digue est inférieur à la contrainte du sol qui est de 6.23 bars donc le sol ne sera pas poinçonné sous le poids de la digue.

III.16. Estimation des tassements sous la digue



Soit la base de la digue de forme rectangulaire de 30 x 150 mètres.

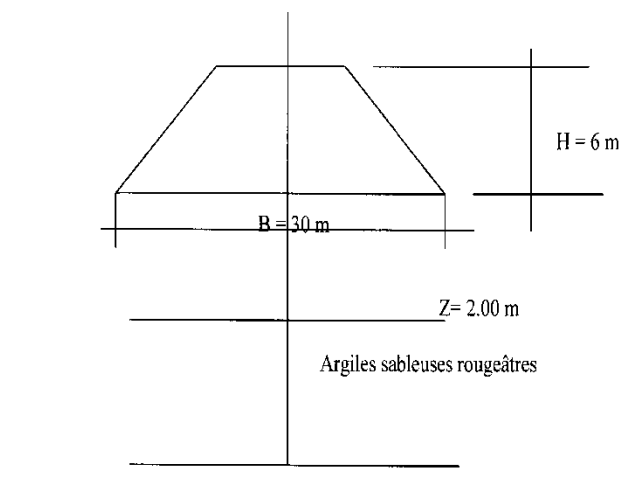


Tableau II-1 : Estimation des tassements sous la digue.

Z	Z/B	L/B	I	4l	$\Delta\sigma = q_{ax4i} = \text{bars}$	σ_0	$\sigma_1 = \sigma_0 + \Delta\sigma$
2	0.13	5	0.249	0.996	1.19	0.394	1.584

Tableau II-2 : Estimation des tassements sous la digue (suite).

σ_0	0.314
e_0	0.588
$1+e_0$	1.588
σ_1	1.584
e_1	0.540
$e_0 - e_1$	0.048
H_i	200 cm
$\Delta H_i = (e_0 - e_1 / 1 + e_0) H_i$	6.04 cm

Conclusion :

Le tassement total estimé à l'aide de l'oedomètre le plus défavorable exécuté sur le sol de fondation formé par les argiles jaunâtres à rougeâtre graveleuse de l'ordre de 6.04 cm ; donc admissible pour un remblais.

Ce tassement est tout à fait admissible pour un remblai de 6 m de hauteur.

Quelques auteurs préconisent de prendre un tassement approximatif de la digue voisin de 2 % de sa hauteur soit ici 12cm.

Donc le tassement estimé est dans les normes

Chapitre III:

Etude Hydrologique

Introduction :

L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement que sur celui de l'exploitation des systèmes.

Les études hydrologiques donc sont très indispensables. Elles sont pour objectif d'étudier les conditions de la réserve d'une part et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage. Les études peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région. A défaut, on appliquera les méthodes déterministes.

III-1-Le bassin versant :**III.1 .1- Caractéristiques générales du bassin versant :**

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

Les différents paramètres du bassin versant (forme, altitude, pente, relief.....etc.) interviennent dans les différents écoulements.

III.1.1.2- Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant :

Les caractéristiques physico-géographiques du bassin versant ont été déterminées sur la base de deux cartes d'état major,

la carte d'état major de Bouira à l'échelle 1/50000.

Analyse des datas Satellitaire et des MNT avec « Arcgis »

Ses coordonnées au système LAMBERT sont :

$$X = 4026.20 \text{ Km}$$

$$Y = 581.70 \text{ Km}$$

$$Z = 538.00 \text{ m}$$

Elles permettent de délimiter le bassin versant de la CHABAT AZIET et de calculer les caractéristiques hydrauliques.

III.1.1.3 Caractéristiques physiques du bassin versant :

A-les caractéristiques géométriques :

Surface topographique :

C'est le paramètre le plus important. Il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques (apports, volumes de précipitation ou d'infiltration...). Elle est déterminée par planimétrie sur cartes topographiques.

La surface du bassin versant est

$$S = 1,16 \text{ Km}^2.$$

Périmètre :

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin. Il est De l'ordre de.

$$P = 5.7 \text{ km}$$

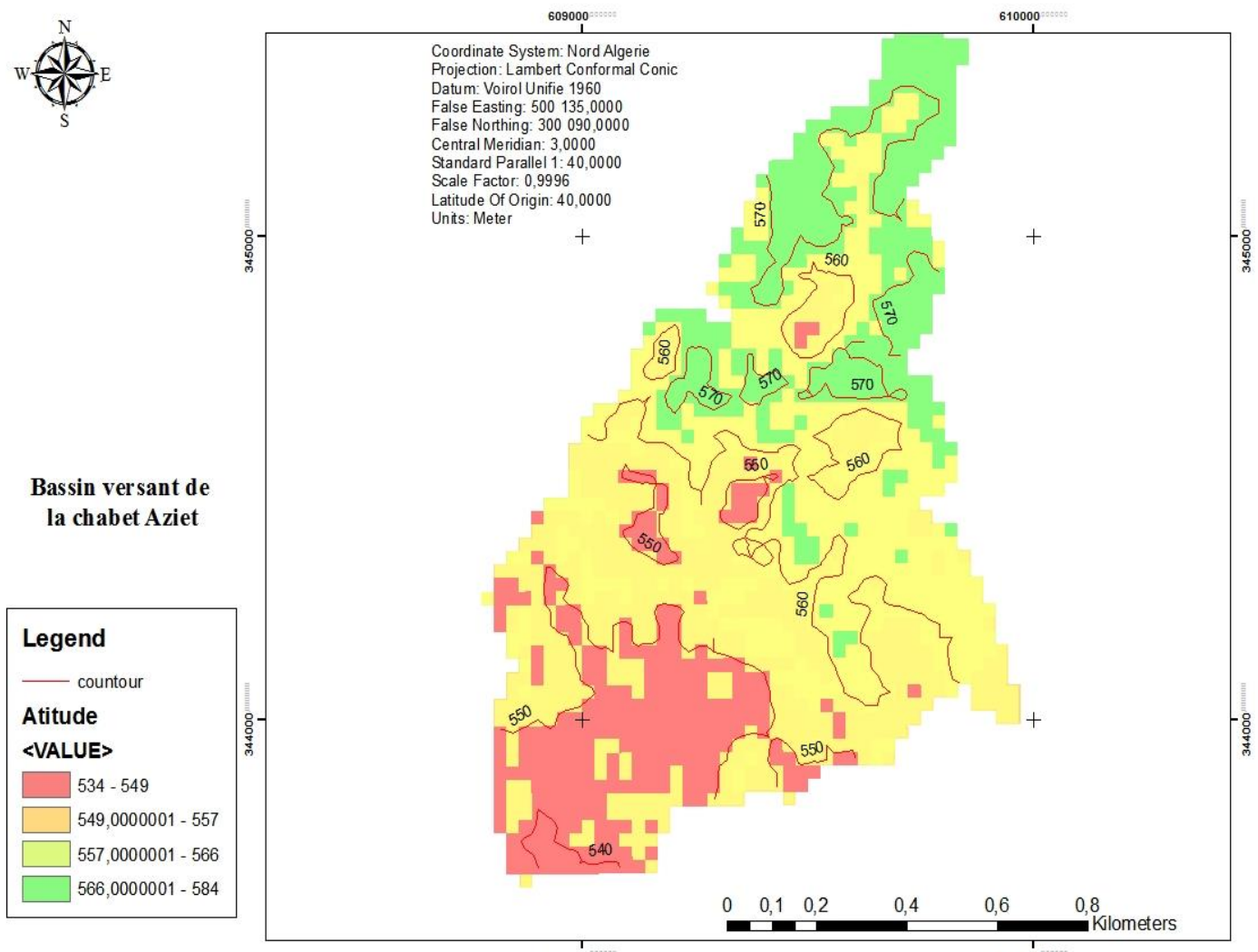


Figure:III.1 Bassin versant de CHABAT AZIET

-b- Caractéristique de forme:

La forme du bassin versant influence fortement l'écoulement globale et notamment le temps de repense du bassin versant.

C'est la configuration géométrique projetée sur un plan horizontal .

-C-Paramètres de forme :**1. INDICE de compacité de Gravelius (Kc)**

Appelé aussi indice de forme, cet indice caractérisant la forme du bassin versant est le rapport entre le périmètre du bassin P et la circonférence du cercle P" de rayon R ayant la même superficie S que le bassin soit:

$$K_c = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} = K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} = 1.48 \dots\dots\dots (III.1)$$

Avec :

Kc = Indice de Gravelius

P = Périmètre de bassin versant

S = Surface de bassin versant

$K_c < 1.52$	Bassin compact
$1.25 < K_c < 1.5$	Bassin de forme moyenne
$K_c > 1.5$	Bassin plutôt allongé

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

2. COEFFICIENT d'allongement du bassin (K_p) :

$$K_p = \frac{P^2}{S} = 28.08 \dots\dots\dots (III.2)$$

S : Surface du bassin versant.

P : Périmètre du bassin versant.

3. RECTANGLE equivalent ou rectangle de Gravelius:

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions L, l ayant la même surface que celle du bassin versant .

$$L = \frac{K_c \cdot \sqrt{S}}{1,12} \cdot \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] = 5,73 \text{ Km} \dots \dots \dots (\text{III.3})$$

$$l = \frac{K_c \cdot \sqrt{S}}{1,12} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] = 1,71 \text{ Km} \dots \dots \dots (\text{III.4})$$

K_c = Indice de Gravelius

P = Périmètre de bassin versant

S = Surface de bassin versant

L = Longueur du rectangle équivalent

l = Largeur de rectangle équivalent

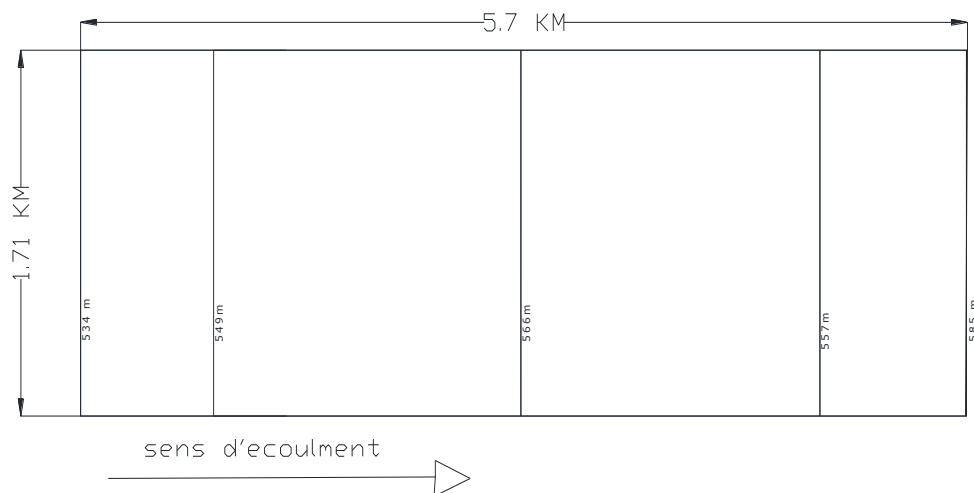


FIGURE III.2. Rectangle équivalent

hydrologique**III.1.1.4 RELIEF****REPARTITION ET COURBE HYSOMETRIQUE**

Elle est d'une grande importance dans l'étude du relief d'un bassin versant. par représentation sur un graphique. On porte en ordonnée l'altitude et en abscisse les surfaces partielles cumulées exprimées en %.

En utilisant le logiciel « Arcgis » et les données satellitaires

La courbe hypsométrique est donnée par la figure I-1

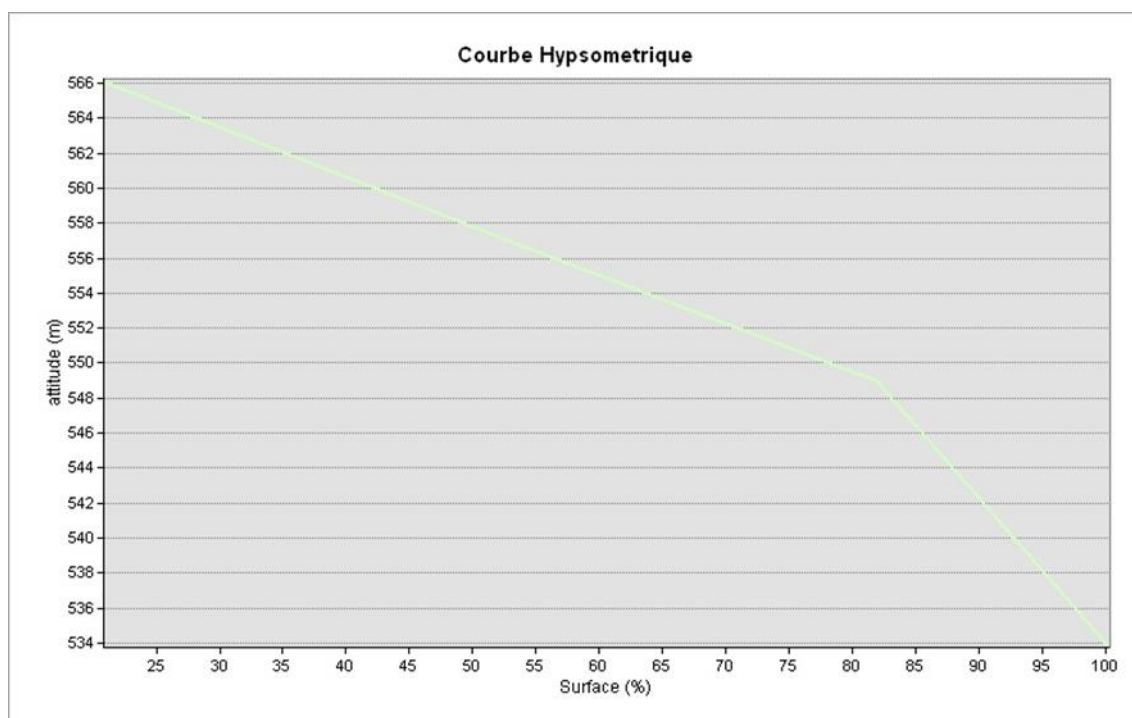


FIGURE N°:III.3.COURBE HYSOMETRIQUE DU BASSIN

a. Altitude moyenne du bassin versant:

Celle-ci est donnée par deux procédés :

1) Altitude médiane :

C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondante à la surface 50% . c'est l'altitude médiane . $H_{50\%} = 570m$

2)L'altitude moyenne :

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suit :

$$H_{\text{moy}} = \frac{S_i \cdot H_i}{S} \dots\dots\dots(\text{III.5})$$

Avec :

H_{moy} : altitude moyenne du bassin [m] ;

S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km²] ;

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m] ;

S : superficie totale du bassin versant [km²].

L'altitude moyenne est peu représentative de la réalité. Toutefois, elle est parfois utilisée dans l'évaluation de certains paramètres hydrométéorologiques ou dans la mise en œuvre de modèles hydrologiques.

Tableau: III-1: résultats de calcul

Altitude m	H_i (m)	S_i (Km ²)	$S_i.H_i$
534-547	540.5	0.2	108
549-557	553	0.33	182.2
557-566	561.5	0.36	204.3
566-584	575	0.24	138

Donc :
$$H_{\text{moy}} = \frac{7615 \cdot 52}{9 \cdot 20} = 540\text{m}$$

Tableau III-2.détermination des altitudes

altitude	Valeur (m)
H_{moyenne}	540
$H_{\text{médiane}}$	557
$H_{95\%}$	537
$H_{5\%}$	565.5
H_{max}	566
H_{min}	534

b. les indices :

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

INDICE DE PENTE GLOBALE (I_G):

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} = 6.32 \text{ m/Km} \dots\dots\dots(\text{III.6})$$

Avec:

D= dénivelée entre H95% et H5% (m)

L =longueur de rectangle équivalent (m)

H95% et H5% = sont respectivement les altitudes correspondantes à S95% et S5%

INDICE DE PENTE M. ROCHE (I_p)

I_p est la moyenne de racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent pondérée par la surface comprises entre 2 courbe de niveau H_i et H_{i-1} il est donnée par la formule suivante

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} = 7.4 \dots\dots\dots (\text{III.7})$$

Tableau III-3 : Détermination de l'indice de pente M.ROCHE

Altitude (m)	Surfaces partielles (km)	Surfaces En %	D_i (m)	$S_i D_i$ (m)	$\sqrt{S_i D_i}$
534-547	540.5	0.2	13	2.6	1.61
549-557	553	0.33	8	2.64	1.62
557-566	561.5	0.36	9	3.24	1.8
566-584	575	0.24	18	4.32	2.0
somme					7.03

Avec:

L= longueur de rectangle équivalent (m)

S_i = surface partielle (%) comprise entre deux courbe de niveau consécutives H_i et H_{i-1} (m)

Indice de pente moyenne Im :

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

$$I_m = \frac{\Delta H \cdot (0.5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0.5l_n)}{S} \dots\dots\dots(III.8)$$

AN: Im=10.33 %

AVEC:

ΔH : Dénivelée (m).

L_i : longueur de la courbe de niveau de niveau d'ordre 1, 2, 3.....n.

S: surface du bassin versant (km²).

Conclusion:

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

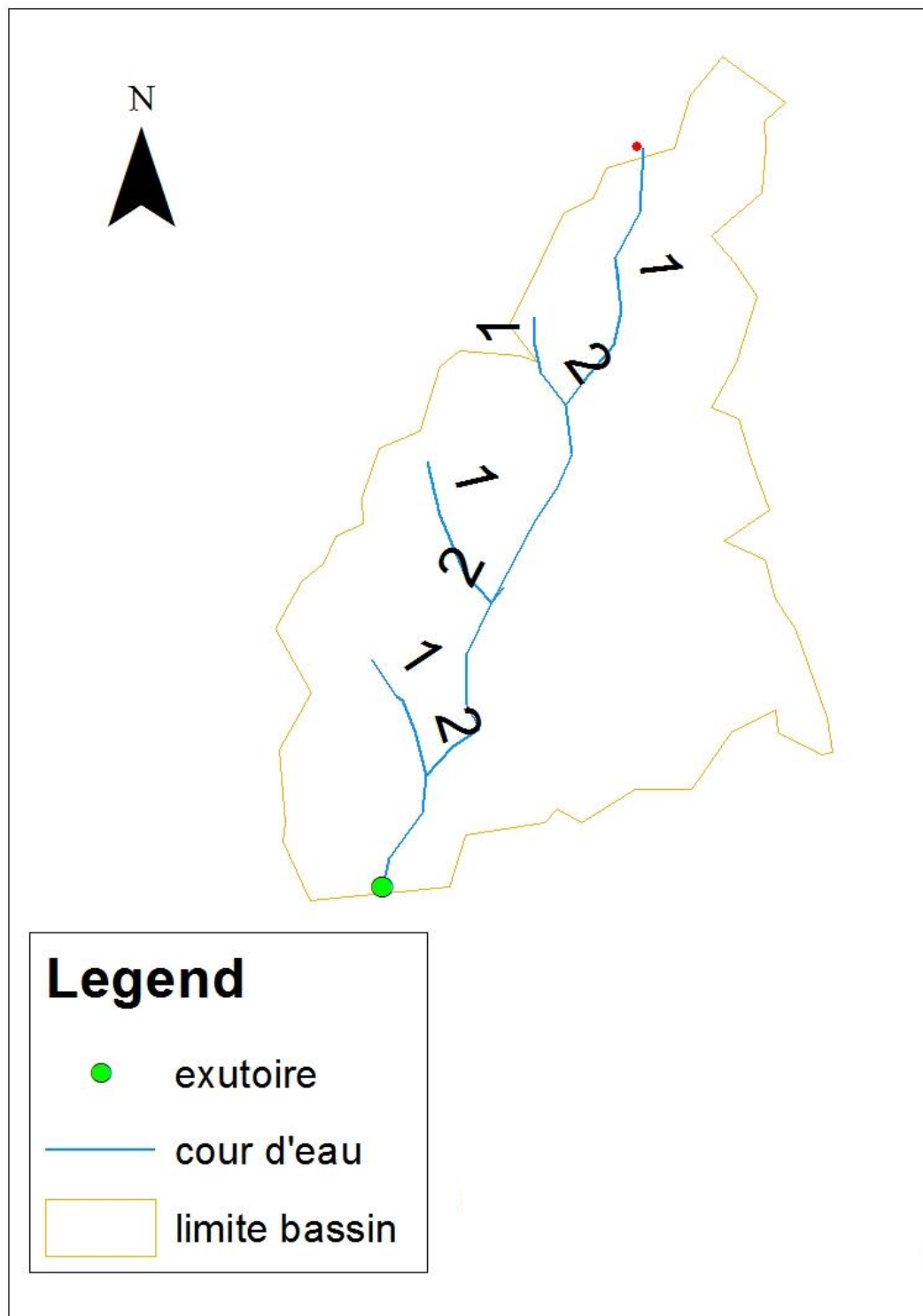


FIGURE.III.4.RESAU HYDROGRAPHIQUE DU BASSIN VERSANT

III.1.2 -LE RESEAU HYDROGRAPHIQUE

1) DENSITE DE DRAINAGE (D_d)

Elle est définie comme étant le rapport entre la longueur totale des thalwegs L_i du bassin versant, à la surface totale S .

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} = 2.5 \text{ Km/Km}^2 \dots\dots\dots (III.9)$$

Avec

$\sum_{i=1}^n L_i$ = Somme de tous les cours d'eau d'ordre i (Km)

S = Surface du bassin versant (Km²)

2) Densité du thalweg élémentaire:

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (III.10)$$

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1 = 5$.

S : Superficie du bassin versant.

Soit : $F_1 = 4.3 \text{ thalweg/km}^2$

3) Coefficient de torrentialité :

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (III.11)$$

AN: $C_t = 10.81 \text{ Km}^{-3}$

D'après les résultats obtenus ci-dessus, on peut conclure que le chevelu hydrographique est dense, ce qui traduit que notre bassin est bien drainé.

III-1-3 Temps de concentration

Définition : Le temps de concentration est le temps qui sépare la fin de la pluie efficace de la fin du ruissellement direct. C'est le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire. C'est une caractéristique importante de tout bassin versant.

-Calcul du temps de concentration : L'estimation du temps de concentration est obtenue grâce à des formules empiriques, et par l'étude des données de pluie - débit concomitantes lorsqu'elles sont disponibles.

➤ Formule de TURRAZA

$$T_c = 0,108 * \frac{\sqrt[3]{S \times L}}{\sqrt{I}} \dots\dots\dots (III.12)$$

Avec :

T_c : Temps de concentration en (h).

S : Surface du bassin versant en (Km²).

L : Longueur du thalweg principal en (Km).

I_m : Pente moyenne du cours d'eau en (%).

D'où : $T_c = 0,42$ h.

➤ Formule de SCS : (Soil Conservation Service, USA)

$$T_c = \left(0,87 \times \frac{L^3}{H} \right)^{0,387} \dots\dots\dots (III.13)$$

Avec :

L : Longueur du thalweg principal (Km).

H : Différence entre altitude max. et altitude min.

$H = 1502 - 815 = 687$ m.

AN :

$$T_c = \left(0,87 \times \frac{5^3}{687} \right)^{0,387} = 0,41 \text{ H}$$

D'où : $T_c = 0,41$ h

➤ **Formule de VENTURA**

Est donnée par :

$$T_c = 0,1272 \cdot \frac{\sqrt[3]{S}}{\sqrt{I_m}} \dots\dots\dots (III.14)$$

Avec :

I_m : Pente moyenne du cours d'eau.

S : Surface du bassin versant.

D'où : $T_c = 0,42h$

➤ **Formule de SOLOVSKY**

Il est obtenu grâce à la formule suivante :

$$T_c = \frac{L}{3,6 \cdot V_r} \dots\dots\dots (III.15)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km).

V_r : Vitesse de ruissellement en m/s

Pour les petits cours d'eau, la vitesse du ruissellement selon l'auteur est de 1,5 m/s.

D'où : $T_c = 0,27h$

Voici un tableau qui récapitule toutes les valeurs obtenues :

Tableau III-04 : Tableau récapitulatif des résultats du temps de concentration

Formule utilisée	T_c : temps de concentration trouvé (heurs)
Formule de TURRAZA	0.426
Formule de SCS	0,41
Formule de VENTURA	0,42
Formule de SOLOVSKY	0,29

Compte tenu de la forme allongée du bassin. Sachant que cette forme nous renseigne du temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire est grand.

Donc, on prend $T_c=0.42h$

E) Vitesse de ruissellement: On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météorologiques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. C'est, tout simplement, le rapport entre la longueur parcourue par le temps de concentration.

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots \dots \dots (III.16)$$

Avec :

L : Longueur du thalweg principal en (Km).

T_c : Temps de concentration en (h).

AN:

$$V_r = \frac{1.5}{0.42} = 4.04 \text{ m/Km}$$

Tableau III.5. Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	1.16
Périmètre		P	Km	5.7
Longueur du thalweg principal		L	Km	1.7
Indice de compacité		K _C		1.48
Coefficient d'allongement		K _P		28
Rectangle équivalent	longueur	L _r	Km	4.3
	largeur	L _r	Km	0.8
Altitudes	maximale	H _{max}	M	566
	moyenne	H _{moy}	M	540
	médiane	H _{med}	M	575
	minimale	H _{min}	M	534
Indice de pente de Roche		I _p	m/Km	7.4
Indice de pente globale		I _g	m/Km	6.32
Indice de pente moyenne		I _m	m/Km	10.33
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	2.5
Coefficient de torrentialité		C _t	Km ⁻³	10.81
Temps de concentration		T _c	H	0.42
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	4.04

III-1-4 Caractéristiques climatiques du bassin versant:

Sur le bassin versant étudié, il n'existe aucune station pluviométrique, mais au environs de ce dernier on trouve plusieurs stations disposant de séries pluviométriques, suffisamment longues.

Les stations les plus proches sont:

Tableau III-6 présentation de la station pluviométrique.

N° de la station	Nom de la station	P° , mm	Pj , mm	CV	b	T obs, ans	X	Y	Z
150208	Bouira	440	43	0,35	0,31	21	620,4	335,5	446,0

On s'est basé dans nos calculs sur les données de la station de Bouira qui a le code 150208 .

Evaporation:

La station de Bouira est la seule qui soit représentative concernant les valeurs de l'évaporation (station communiquée par l'Office National de la Météorologie).

La valeur de 1230mm pour l'évaporation totale sur nappe d'eau libre au niveau de la cuvette est ainsi retenue comme valeur représentative.

La répartition mensuelle de l'évaporation évaluée en pourcentage de la valeur annuelle est définie comme suite:

Tableau III-7 répartition mensuelle de l'évaporation.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Ev (mm)	26	40	64	100	103	122	153	139	122	80	46	28	901
Ev(%)	2,1	3,25	5,2	8,13	10,8	14	18	16,1	9,9	6,5	3,74	2,28	100

Source :ONM BOUIRA

La répartition est représentée dans la figure III-6

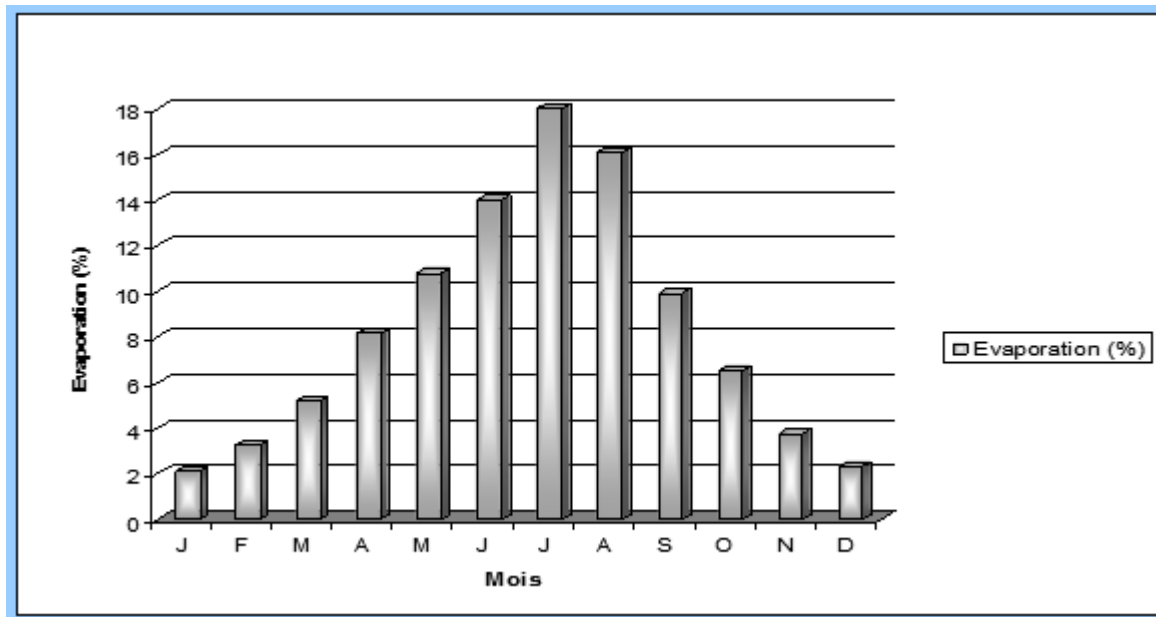


Figure III-6 Répartition de l'évaporation

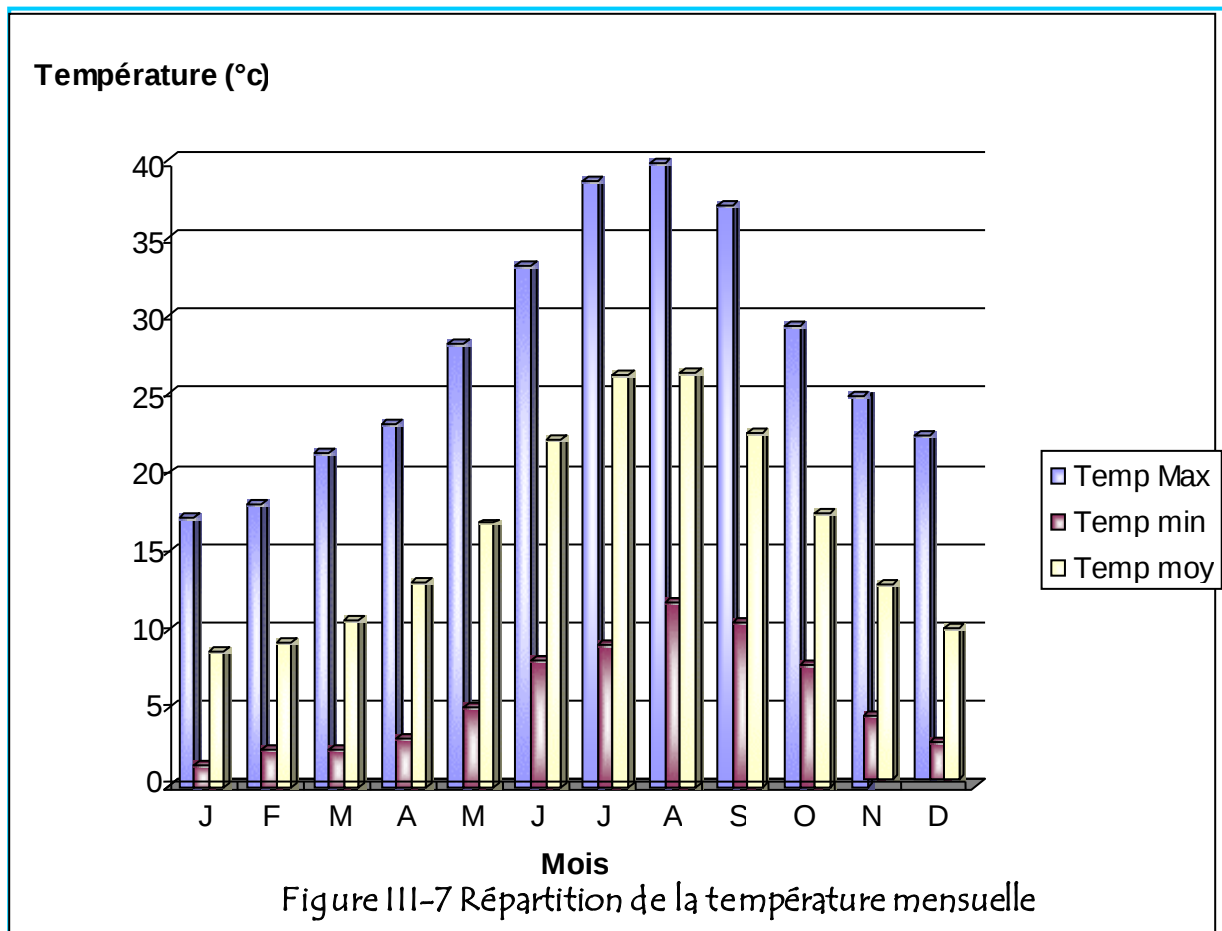
- **Température:**

La température moyenne annuelle et sa répartition durant l'année est observée sur la station la plus proche (150202) de Bordj Okhriss, du fait de la similarité des conditions climatiques, elle a été retenue, le tableau suivant donne la répartition moyenne mensuelle:

Tableau III-8 répartition mensuelle de la température.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
Temp Moy	8,6	9,2	10,6	13,0	16,8	22,1	26,2	26,4	22,5	17,5	12,6	9,8	16,3
Temp Max	17,1	18	21,3	23,1	28,2	33,3	38,7	39,8	37,1	29,4	24,9	22,3	39,8
Temp Min	1,4	2,3	2,4	3,1	5,1	8,1	9,1	11,7	10,5	7,8	4,1	2,4	1,4

Source :ONM BOUIRA



D'après le tableau III-9 on considère que les mois les plus chauds sont les mois d'été (Juin, juillet, août, septembre) durant lesquels les températures dépassent les 20°C, et les plus froides pendant lesquels la température est inférieure à 10°C, se prolonge de décembre vers Février.

- **Humidité relative:**

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

Tableau III-9 Répartition mensuelle de l'humidité relative

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
H(%)	79	82	72	68	61	57	49	50	64	72	78	82	68

Source :ONM BOUIRA

La valeur de l'humidité moyenne annuelle est de l'ordre de 68%.

- **Tension de vapeur:**

La répartition mensuelle de la tension de vapeur est donnée par le tableau suivant:

Tableau III-10 Répartition mensuelle de la tension de vapeur.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
tension de vapeur (mb)	7,1	7,9	8,0	9,8	11,5	13,0	14,7	15,5	13,0	12,4	8,6	7,0

Source :ONM BOUIRA

La tension suit la même tendance que l'humidité relative ; elle passe de 7 mb en janvier à 15,5mb au mois d'août.

- **Vitesse de vent:**

Tableau III-11 Répartition mensuelle de la vitesse de vent.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
Vmoy	3,6	3,3	3,8	4,0	3,7	4,1	3,7	3,4	3,4	3,2	2,9	3,2	3,5
Vmax	23	25	21	23	22	29	22	25	22	20	21	21	23
Nbre De jour Ou V $\geq 20m/s$	3	2	3	4	4	6	6	5	4	3	2	2	4

Source :ONM BOUIRA

Les vitesses moyennes mensuelles varient de 2,9 à 4,1 m/s, elle peuvent ce être altérées par le relief environnant.

III-2 Pluviométrie:

Les précipitations étant la source principale de l'approvisionnement de Oued Tissafine, le régime hydrologique dans le bassin sont directement liées à ces précipitations.

III-2-1 Stations et données disponibles:

Les données pluviométriques disponibles dans la région ont été sélectionnées à partir du réseau d'observations de l'agence nationale des ressources hydriques (ANRH).

Aucun poste pluviométrique n'est situé à l'intérieur du bassin versant du site chebat aziet , cependant la station pluviométrique de Bouira située a proximité de la zone d'étude et possédant une période d'observation de 36 années semble largement représentative par sa durée et à sa composante pluviométrique..

De plus, pour l'étude d'une retenue collinaire comme celle du site Oued Tissafine, une série pluviométrique de 36 années est largement suffisante pour représenter localement le régime des pluies comme il à de petite et moyenne hydraulique, retenues collinaires, ministère de l'hydraulique, Alger 1988 ".

III-2-2 Pluie moyenne annuelle:

Le bassin versant n'étant pas équipé d'un poste pluviométrique, aussi la méthode classiques de THEISSEN ne peut être utilisée.

Trois méthodes ont été utilisées pour estimer les pluies moyennes au niveau du bassin.

La première consiste à évaluer la pluie à l'aide de la carte des isoyètes de l'ANRH, cette valeur est lue directement sur la carte, **P = 425 mm**.

La deuxième technique est la méthode du gradient altimétrique qui consiste à rechercher graphiquement d'éventuelles relations de pluviométrie en fonction de l'altitude.

La pluie moyenne est déterminée par lecture de la valeur pluviométrique correspondant à l'altitude moyenne du bassin versant le résultat obtenu est: **P = 418 mm**.

Enfin la troisième technique la valeur de la pluie moyenne est issue directement des pluies enregistrées à proximité du site de la retenue, au niveau de la station de Bouira avec une prise en considération des 36 dernières années ; donne une valeur de **438 mm**.

Sur la base de ces valeurs, on adoptera la valeur **P = 438 mm** dans le bassin versant de chabet aziet.

III-2-3 Répartition mensuelle de la pluie moyenne:

La répartition mensuelle des pluies moyennes interannuelles a été établie sur la base de la série des précipitations à la station de Bouira sur la période (1973-2009), elle est donnée par le tableau ci-dessous:

Tableau III-12 répartition mensuelle des pluies moyennes interannuelles

mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Total
P (mm)	55,11	41,22	38,37	40,73	34,70	10,88	05,62	10,33	36,26	28,56	44,09	64,48	410,35
P (%)	13,43	10,04	9,35	09,93	08,46	02,65	01,37	02,57	08,84	06,90	10,74	15,71	100

Source : ANRH (1973-2009)

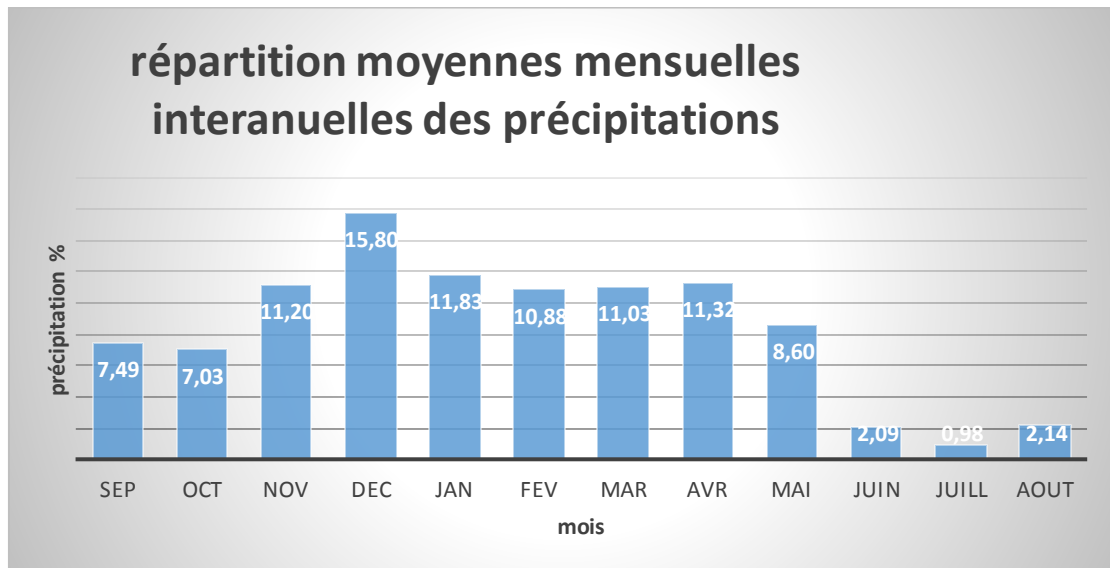


Figure III-8 Répartition de précipitation moyenne mensuelle

Les paramètres statistiques de l'échantillon:

Tableau III-13 Les paramètres statistiques de l'échantillon

Nombre d'observations	36
Moyenne	38,84
Ecart-type	18,68
Coefficient de variation	0,44
Coefficient d'assymétrie	----

III.2.4 Homogénéité des séries pluviométriques :

Avant de procéder au comblement de lacunes et extension des séries pluviométriques, nous avons testé l'homogénéité des séries de pluies moyennes annuelles des différentes stations par l'utilisation du test de Wilcoxon afin de pouvoir détecter et corriger les anomalies ou les valeurs erronées. Le procédé est le suivant:

Nous divisons la série des pluies d'origine en deux sous-séries x et y telles que n et m représentent les tailles de ces deux sous-séries, généralement n est supérieur à m .

Nous constituons la série $x \cup y$ après avoir classé la série d'origine par ordre croissant, Nous attribuons à chaque valeur son rang en précisant à quelle sous-série elle appartient. Wilcoxon a montré que la série est homogène avec une probabilité de 95% pour une variable de GAUSS $u=1,96$ si:

$$W_{\min} < W_x < W_{\max}$$

$$\text{Avec } W_x = \sum \text{rang}_x \quad \text{Somme des rangs de sous-série } x$$

W_n = la somme Rang X dans l'interclassement des deux Sous Série

$$\text{Espérance : } E(W_n) = \frac{n \cdot (n + m + 1)}{2} = 390$$

$$\text{Variance : } V(W_n) = \frac{n \cdot m \cdot (n + m + 1)}{12} = 1170$$

$$W_{\min} = E(W_n) - \sqrt{V(W_n)} \cdot u = 322,952$$

$$W_{\max} = E(W_n) + \sqrt{V(W_n)} \cdot u = 457,048$$

Les résultats de calcul ont montré que la série pluviométrique de BOUIRA est homogène.

Sous serie X ; n=21 et Y ; m=20

Tableau III-14 Test Homogénéité Wilcoxon

Années	X	Y	Rang (i)	Serie classée	appartenance	Rang des Xi
1972	554,6		1	209,1	Y	
1973	545,6		2	228,1	Y	
1974	367,9		3	249,5	Y	
1975	517,3		4	253,5	Y	
1976	354,2		5	284,6	X	5
1977	332,5		6	302,7	X	6
1978	461,8		7	322,1	Y	
1979	456,9		8	332,5	X	8
1980	511,8		9	340	Y	
1981	449,1		10	346,8	X	10
1982	415,7		11	354,2	X	11
1983	284,6		12	367,9	X	12
1984	425,3		13	369,9	Y	
1985	427,3		14	397,4	Y	
1986	574,2		15	407,9	X	15
1987	302,7		16	415,2	X	16
1988	407,9		17	415,7	X	17
1989	346,8		18	425,3	X	18
1990	433,9		19	427,3	X	19
1991	415,2		20	433,9	X	20
1992		340	21	443,8	Y	
1993		253,5	22	449,1	X	22
1994		526,6	23	449,2	Y	
1995		443,8	24	453,9	Y	
1996		249,5	25	456,9	X	25
1997		506,4	26	461,8	X	26
1998		397,4	27	469,2	Y	
1999		228,1	28	505,6	Y	
2000		322,1	29	506,4	Y	
2001		209,1	30	510	Y	
2002		714,2	31	511,8	X	31
2003		582,7	32	517,3	X	32
2004		453,9	33	526,6	Y	
2005		369,9	34	545,6	X	34
2006		505,6	35	554,6	X	35
2007		449,2	36	574,2	X	36
2008		510	37	582,7	Y	
2009		469,2	38	714,2	Y	

III.2.5 Ajustement des pluies maximales journalières:

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel (doublement exponentielle), Galton (log normale) et Gauss (normale) à l'aide de logiciel « Hyfran », avec une comparaison des graphes des droites de régression obtenues par les trois lois d'ajustement. Les caractéristiques des échantillons, les tests d'adéquation des lois ainsi que l'homogénéité sont déduits directement du logiciel.

La série est homogène, l'ajustement est satisfaisant ; car d'après le test d'adéquation on a :

$P(x_2) > 5\%$ donc l'ajustement est satisfaisant.

- **Ajustement a la loi de GUMBEL:**

L'équation de la droite de GUMBEL:

$$P_{\max j} = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \dots\dots\dots (III-17)$$

y: Variable de la droite de GUMBEL:

$$y = -[\ln(-\ln(F(x)))] \dots\dots\dots (III-18)$$

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{N} \dots\dots\dots (III-19)$$

Ou :

1/a : Pente de la droite de GUMBEL.

- y: Variable réduite de GUMBEL.

- x: Précipitation maximale journalière (mm).

- x₀: Paramètre de position (mm).

m: L'ordre de classement;

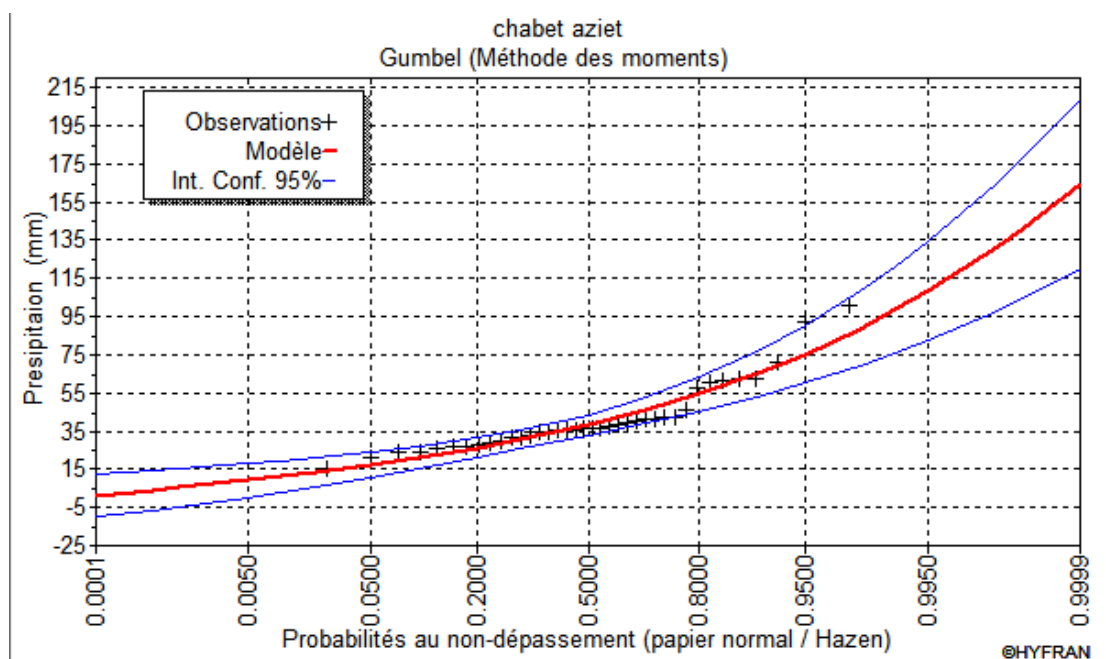
n: taille de l'échantillon;

: Sont déterminés par la méthode des moindres carrées.

La droite de GUMBEL est donnée par la figure (III.9). Les résultats de calcul des fréquences Expérimentales et des valeurs théoriques sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau III-15 Ajustement a la loi de GUMBEL

Période de retour	q	précipitation	Intervalle de confiances
T (ans)			95 %
200	0,995	108.5	82.47-134.6
100	0,99.	98.61	75.79-121.4
50	0,98	88.66	69.07-108.2
20	0,95	75.37	60.03-90.71
10	0,9	65.11	52.97-77.25
5	0,8	54.41	45.42-63.40

**Figure III-9** Ajustement a la loi de GUMBEL

• Paramètres

Nombre d'observations : $n = 38$

$x_0 = 33.02763$

$a = 14.2769$

• Quantiles

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

$T = 1/(1-q)$

• Test d'adéquation de la loi Gumbel (Méthode des moments)

✓ Hypothèses

H_0 : Echantillon provient d'une loi Gumbel.

H_1 : Echantillon ne provient pas d'une loi Gumbel.

✓ Résultats

Résultat de la statistique : $X^2 = 11.68$

p-value $p = 0.0397$

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes : 8

✓ Conclusion

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %

• Ajustement a la loi normale:

Calcul des fréquences expérimental (au non dépassement):

$$T = \frac{1}{1-q} \quad \text{et:} \quad q = F(x_i) = \frac{m - 0.5}{N} \dots\dots\dots (III-22)$$

M: numéro d'ordre de la valeur.

N : taille de l'échantillon.

Paramètres d'ajustement a la loi normale:

$$X_{p\%} = X_{\text{moy}} + \delta U_{p\%} \dots\dots\dots (III-21)$$

X_{moy} : Hauteur de pluie moyenne.

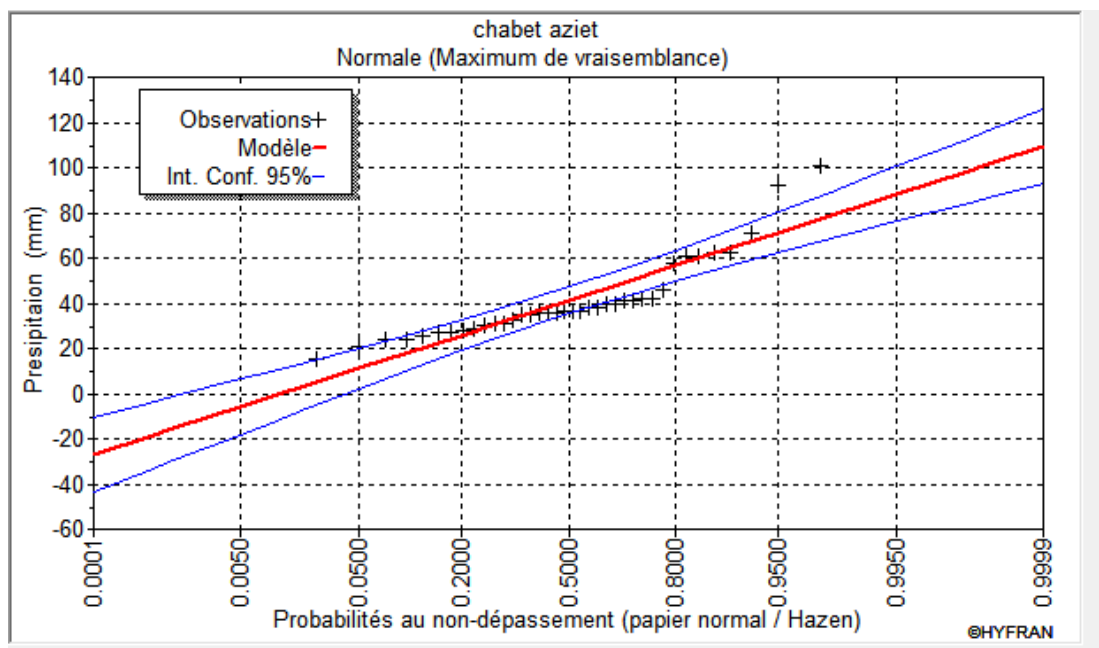
δ : Ecart-type.

$U_{p\%}$: Variable réduite de GAUSS.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant ainsi que le graphique est donné par la figure (III.16).

Tableau III-16 Ajustement a la loi normale.

Période de retour	q	précipitation	Intervalle de confiances
T (ans)			95 %
200	0,995	88.36	76.15-100.6
100	0,99.	83.8	72.50-95.11
50	0,98	78.82	68.47-89.17
20	0,95	71.34	62.35-80.33
10	0,9	64.69	56.79-72.59
5	0,8	56.64	49.85-63.43

**Figure III-10** Ajustement a la loi normale

• Paramètres

Nombre d'observations : $n = 38$

$x_0 = 33.02763$

$a = 14.2769$

• Quantiles

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

$T = 1/(1-q)$

• Test d'adéquation de la loi Normale

✓ Hypothèses

H_0 : Echantillon provient d'une loi Normale

H_1 : Echantillon ne provient pas d'une loi Normale

✓ Résultats

Résultat de la statistique : $X^2 = 11.68$

p-value $p = 0.0397$

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes : 8

✓ Conclusion

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %

• Ajustement a la loi log normale:

Paramètres d'ajustement à la loi Log–normale :

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

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

Avec :

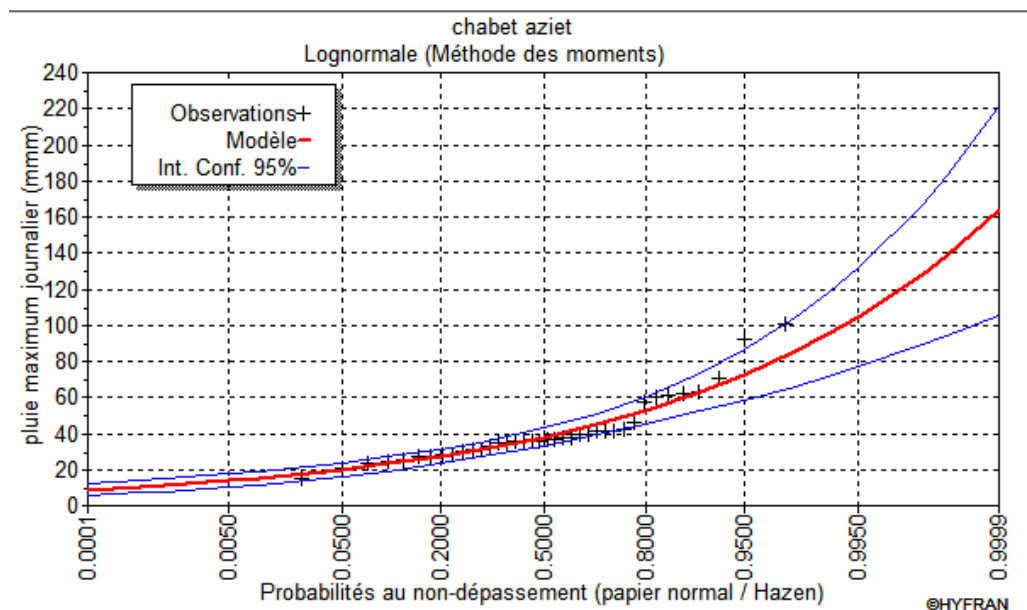
UP% : variable de GAUSS pour différentes fréquences.

$P_{j \max}$: Précipitation maximale journalière (mm).

δ : Ecart-type.

Tableau III-17 Ajustement a la loi log normale.

Période de retour	q	précipitation	Intervalle de confiances
T (ans)			95 %
200	0,995	104.5	77.18-131.8
100	0,99	94.77	71.83-117.7
50	0,98	85.18	66.31-104.
20	0,95	72.58	58.61-86.54
10	0,9	62.95	52.31-73.59
5	0,8	52.98	39.23-5098

**Figure III-11** Ajustement a la loi log normale

• Paramètres

Nombre d'observations : $n = 38$

$x_0 = 33.02763$

$a = 14.2769$

• Quantiles

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

$T = 1/(1-q)$

• Test d'adéquation de la loi Normale

✓ Hypothèses

H_0 : Echantillon provient d'une loi Normale

H_1 : Echantillon ne provient pas d'une loi Normale

✓ Résultats

Résultat de la statistique : $X^2 = 11.68$

p-value $p = 0.0397$

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes : 8

✓ Conclusion

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %

III.2.5. Conclusion:

D'après les trois schémas on conclue que les pluies maximales journalières suivent la lois Lognormale car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de HENRY.

III.3. Pluie de courte durée à différentes fréquences

Pour une période donnée, la quantité de pluie tombée en un temps (t) est déterminée par la formule suivant :

$$P_{\max,t,P\%} = P_{\max,j,P\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (III.21)$$

Avec :

$P_{\max,t,P\%}$: Pluie de courte durée pour une fréquence donnée (mm).

$P_{\max,j,P\%}$: Pluie maximale journalière pour la même fréquence (mm).

t : Durée de pluie (h).

b : Exposant climatique de la région , est évalué par A.N.R.H. (b=0,25)

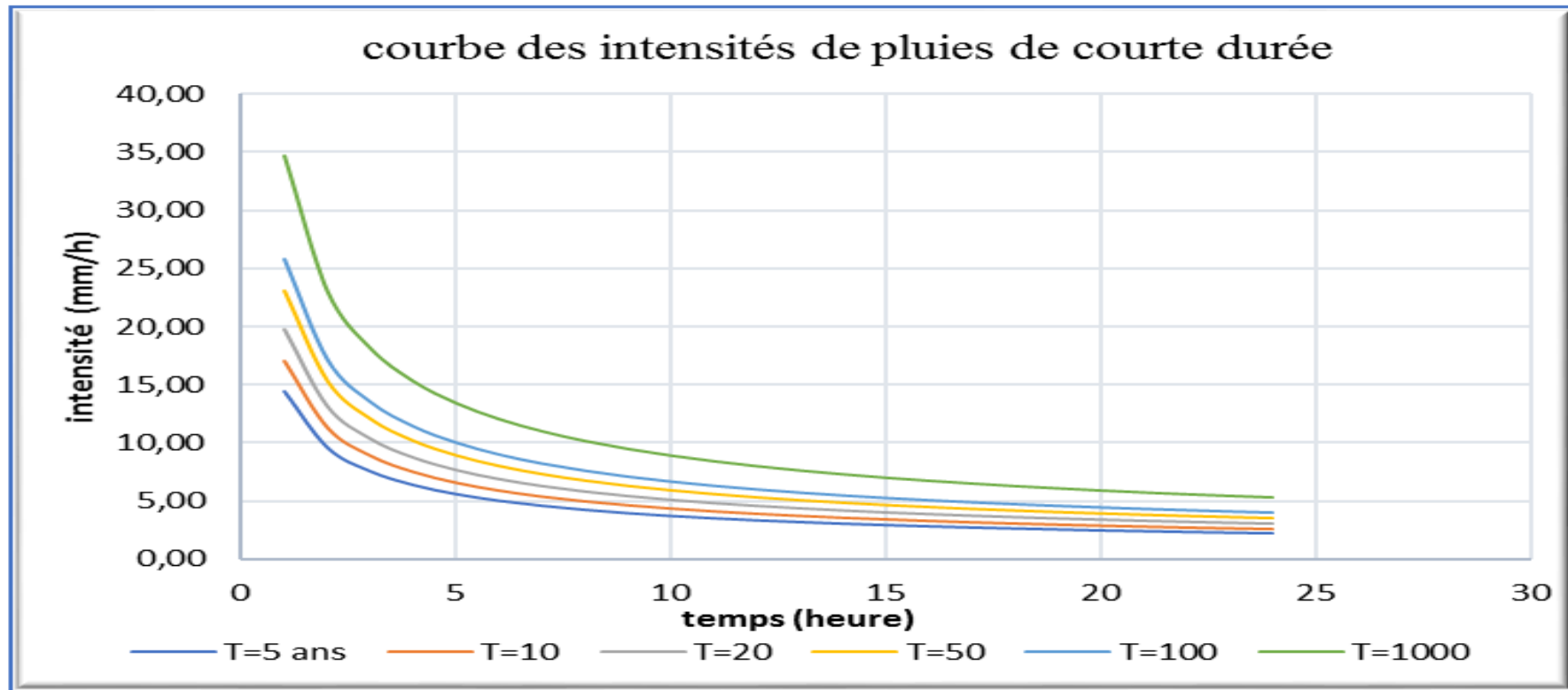
L'intensité des pluies $I_t = \frac{P_{tc}}{t}$.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau.

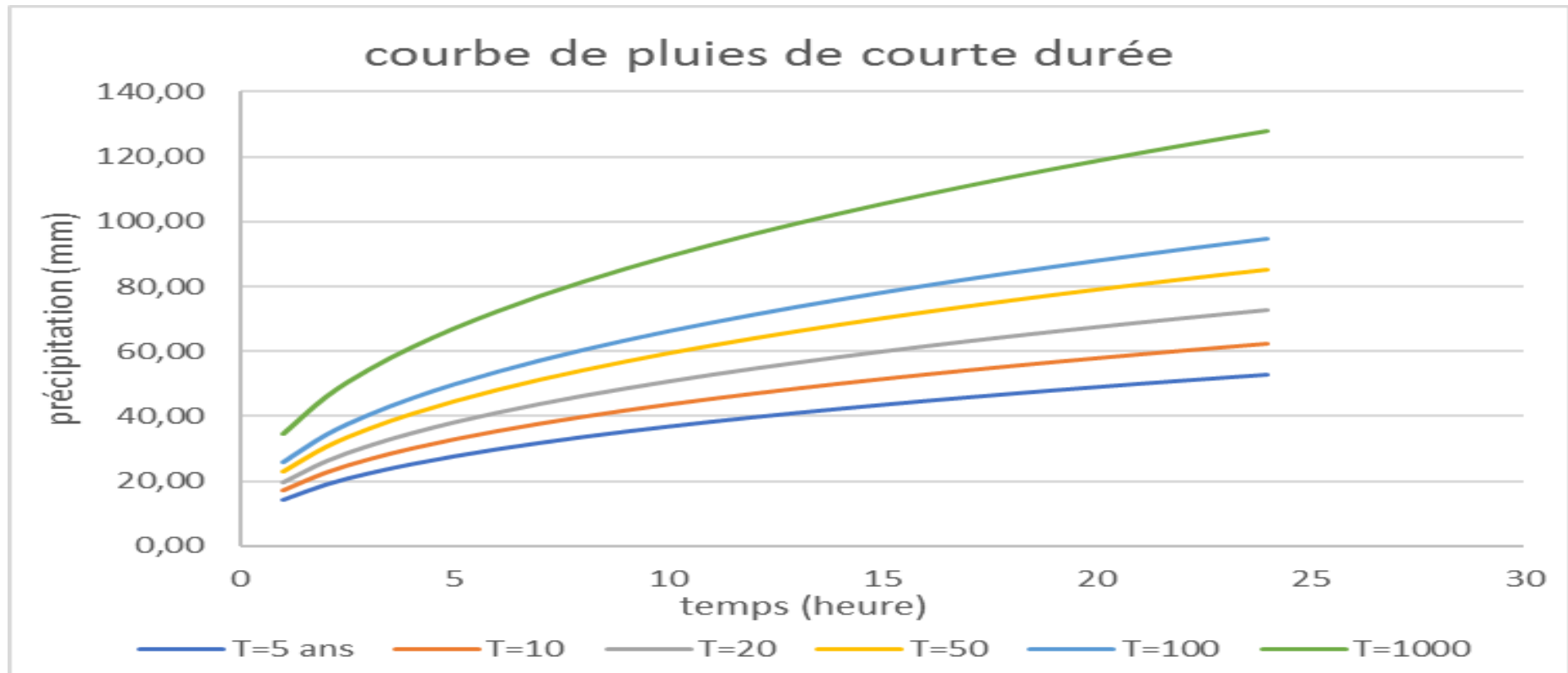
Tableau III-18 Pluie de courte durée.

période de retour T (ans)	5		10		20		50		100		1000	
fréquence (%)	20		10		5		2		1		0,1	
Temps (h)	Pmax (mm)	I 0 (mm/h)	Pmax (mm)	I0 (mm/h)	Pmax t (mm)	I0 (mm/h)	Pmax (mm)	I0 (mm/h)	Pmax (mm)	I0 (mm/h)	Pmax (mm)	I0 (mm/h)
0,2	7,44	37,22	8,79	43,96	10,19	50,97	11,96	59,80	13,31	66,55	17,95	89,75
0,4	9,89	24,73	11,68	29,20	13,54	33,86	15,89	39,73	17,69	44,21	23,85	59,63
1	14,40	14,40	17,01	17,01	19,72	19,72	23,14	23,14	25,75	25,75	34,73	34,73
2	19,13	9,57	22,60	11,30	26,20	13,10	30,74	15,37	34,21	17,11	46,14	23,07
3	22,59	7,53	26,68	8,89	30,94	10,31	36,30	12,10	40,40	13,47	54,48	18,16
4	25,42	6,36	30,02	7,51	34,82	8,70	40,85	10,21	45,46	11,36	61,30	15,33
5	27,86	5,57	32,90	6,58	38,15	7,63	44,76	8,95	49,82	9,96	67,18	13,44
6	30,02	5,00	35,45	5,91	41,11	6,85	48,23	8,04	53,68	8,95	72,39	12,07
7	31,98	4,57	37,77	5,40	43,79	6,26	51,38	7,34	57,18	8,17	77,11	11,02
8	33,78	4,22	39,89	4,99	46,26	5,78	54,27	6,78	60,40	7,55	81,45	10,18
9	35,45	3,94	41,87	4,65	48,55	5,39	56,96	6,33	63,39	7,04	85,48	9,50
10	37,02	3,70	43,71	4,37	50,69	5,07	59,47	5,95	66,19	6,62	89,26	8,93
11	38,49	3,50	45,46	4,13	52,71	4,79	61,84	5,62	68,83	6,26	92,81	8,44
12	39,89	3,32	47,11	3,93	54,63	4,55	64,09	5,34	71,33	5,94	96,19	8,02
13	41,22	3,17	48,68	3,74	56,45	4,34	66,22	5,09	73,71	5,67	99,39	7,65
14	42,49	3,04	50,18	3,58	58,19	4,16	68,27	4,88	75,98	5,43	102,46	7,32
15	43,71	2,91	51,62	3,44	59,86	3,99	70,23	4,68	78,16	5,21	105,40	7,03
16	44,88	2,81	53,00	3,31	61,46	3,84	72,11	4,51	80,26	5,02	108,23	6,76
17	46,01	2,71	54,34	3,20	63,01	3,71	73,92	4,35	82,28	4,84	110,95	6,53
18	47,10	2,62	55,63	3,09	64,50	3,58	75,68	4,20	84,23	4,68	113,58	6,31
19	48,16	2,53	56,87	2,99	65,95	3,47	77,37	4,07	86,11	4,53	116,13	6,11
20	49,18	2,46	58,08	2,90	67,35	3,37	79,02	3,95	87,94	4,40	118,60	5,93
21	50,18	2,39	59,26	2,82	68,71	3,27	80,61	3,84	89,72	4,27	120,99	5,76
22	51,14	2,32	60,40	2,75	70,04	3,18	82,17	3,73	91,45	4,16	123,32	5,61
23	52,08	2,26	61,51	2,67	71,32	3,10	83,68	3,64	93,13	4,05	125,59	5,46
24	53,00	2,21	62,59	2,61	72,58	3,02	85,15	3,55	94,77	3,95	127,80	5,33

les pluies maximales fréquentielle eu fonction de temps en heurs représente en figure



FigureIII-12 : Courbe des intensités de pluies courte durée



FigureIII-13 : Courbe des pluies de courte durée

III.4. Etude des apports

III.4.1 Apport liquide

La détermination des apports se fait de préférence à partir des observations hydrométriques, existait sur le bassin versant propre du site étudié ou par analogie avec un bassin voisin. A0 défaut de ces dernières, des modèles et des formules empiriques basés sur la pluviométrie devront être appliqués, ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit d'écoulement.

$$Q=f(P-D)$$

Avec :

Q : débit annuel d'écoulement (apport).

P : précipitation moyenne annuelle.

D : déficit qui englobe toutes les pertes du bilan hydrologique.

Puisque les données hydrométriques ne sont pas disponibles au niveau de notre talweg principal, les apports seront estimés à l'aide des formules empiriques.

III-4-1-1. Apport moyen annuel A0

a) Formule de DERIE II :

$$A_0 = 0,513 \cdot \overline{P}^{2,683} \cdot D_d \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots (III.22)$$

Où :

P : Précipitation moyenne annuelle du bassin versant (m)

S: surface du bassin versant (km²)

Dd: densité de drainage (km/km²)

A0=0.15 hm³

b) Formule de l'ANRH :

$$A_0 = 0,915 \cdot \overline{P}^{2,684} \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots (III.23).$$

P : Précipitation moyenne du bassin versant (m).

S : Surface du bassin versant (Km²).

A0 = 0.1hm³.

c) Formule de SAMIE

$$A_0 = Le \cdot S \dots\dots\dots (III.24)$$

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

Le =62 mm

A0=0.053 hm³

P : Pluie moyenne (m).

S : Surface du bassin versant (Km²).

d) Formule de MEDINGUER:

$$A_0 = Le * S$$

$$Le = 1024 (P_{moy} - 0.26)^2 \dots\dots\dots (III.26)$$

Le : Lamme d'eau écoulée (mm).

P : Pluie moyenne annuelle (m).

$$Le = 35mm$$

Et le rapport sera donc :

$$A_0 = Le * S$$

$$A_0 = 0.03 \text{ hm}^3$$

Tableau N°(III .19) L'apport moyen annuel (Hm³)

Formule	L'apport moyen annuel (Hm ³)
Formule de DERIE II	0.15
Formule de l'ANRH	0.1
Formule de SAMIE	0.062
Formule de MEDINGUER	0.049

Conclusion :

Vu les résultats des différentes méthodes qui varient d'une méthode à une autre. On a choisit celle qui est la plus commode et la plus proche donc on adopte pour $A_0 = 0.1 \text{ Hm}^3$ donnée par la formule de ANRH

III.4.2.Caractéristiques de l'écoulement

a)Lame d'eau écoulée moyenne

Ce le rapport entre l'apport moyenne A_0 est la surface de bassin versant

$$L_e = \frac{A_{\text{moy}}}{S_{\text{bv}}} \dots\dots\dots(\text{III.27})$$

où : $A_{\text{moy}}=0.1 \text{ Hm}^3$ et $S_{\text{bv}} = 1.17 \text{ km}^2$ $L_e = 85\text{mm}$.

b) Coefficient de l'écoulement C_e

$$C_e = \frac{L_e}{P_{\text{moy}}} \quad \text{où : } L_e=85\text{mm} \quad \text{et } P_{\text{moy}} = 438 \text{ mm} \quad C_e = 0.197$$

c) Module spécifique M_0

$$M_0 = \frac{Q_0}{S_{\text{bv}}} = \frac{A_{\text{moy}}}{T.S_{\text{bv}}} \dots\dots\dots(\text{III.28})$$

où : $A_{\text{moy}}=0.1\text{Hm}^3$, $T = 31,536 \cdot 10^6\text{s}$ et

$S_{\text{bv}}=1.17 \text{ km}^2$ $M_0 = 2.7 \text{ l/s.km}^2$

d) Module d'écoulement

$$Q_0 = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots(\text{III.29}).$$

où : $A_{\text{moy}}=0.1$ et $T = 3.1536 \cdot 10^7 \text{ s}$, $Q_0 = 3.5\text{l/s}$

e) Coefficient de variation

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

Formule de SOKOLOVSKY :

$$C_v = 0.78 - 0.29 \log q - 0.063 \log (S + 1) \dots\dots\dots(\text{III.30})$$

q : Module de l'écoulement relatif

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

$$C_v=0.65$$

Formule de OURKGUIPROVODKHOZ :

$$C_v = \frac{0,7}{M_0^{-0,127}}$$

A.N :→

$$C_v = \frac{0,7}{1,1^{-0,127}} = 0,709$$

M_0 : Module de l'écoulement relatif [l/s/km^2].

Formule de KRISTEKLY MENKEL :

$$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot q^{0.27}) \dots\dots\dots(III.31)$$

q : module de l'écoulement relatif

S : Superficie du bassin (Km²)

$$C_v = 0.62$$

Formule de ANTONOV :

$$C_v = 0.7 / (S + 1000)^{0.097} \dots\dots\dots(III.32)$$

$$C_v = 0.36$$

On prend le coefficient de variation $C_v = 0.63$

Tableau III-20 coefficient de variation.

Formule	C_v
SOKOLOVSKY	0,65
OURKGUIPROVODKHOZ	0,709
L'ANTONOV	0,63
KRISTEKLY MENKEL	0,62

III.4.3. Estimation fréquentielle des apports :

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log Normale (Loi de Galton) qui est donnée comme suit :

$$A_{\%} = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}} \dots\dots\dots(III.33)$$

$A_{\%}$: Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss.

A_0 : Apport moyen annuel (Hm^3).

C_v : Coefficient de variation.

$$A_{\%} = \frac{0.46}{\sqrt{0.66^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(0.66^2 + 1)}}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau

Tableau N°(III.21) L'estimation fréquentielle des apports

Période de retour	5	10	50	100	1000
Fréquence P (%)	80	90	98	99	99.9
La variable de Gauss	0.84	1.29	20.6	2.33	3.1
Apport (Hm^3)	0.13	0.17	0.27	0.32	0.49

III.4.3.1. Répartition mensuelle de l'apport moyen :

La distribution des apports mensuels en pourcentage de l'apport moyen annuel a été établie sur la base de la répartition mensuelle de la pluviométrie régionale dans le bassin versant. La pluviométrie en question étant génératrice des apports de l'oued

. Cette technique d'adaptation de la répartition mensuelle de la pluie a été considérée en raison de l'absence d'informations hydrométriques au niveau de l'oued concerne Le calcul se fait en pourcentage .

Les résultats de calculs sont récapitulés dans le tableau

Tableau III.22 Répartition mensuelle de l'apport moyen

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	JL	A
P (mm)	32,81	30,8	49,05	69,2	51,83	47,66	48,31	49,58	37,65	9,14	4,276	9,381
Apports (HM ³)	0,010	0,010	0,015	0,021	0,016	0,015	0,015	0,015	0,012	0,003	0,001	0,003
Apports en(%)	7,462	7,005	11,156	15,738	11,788	10,84	10,98	11,27	8,563	2,079	0,973	2,134

III.5. Etude des crues

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. La fréquence centennale (1%) est retenue pour le calcul de la crue de projet pour des raisons de sécurité et d'économie.

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

Les paramètres définissant une crue sont :

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

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul.

III.5.1. Formules empiriques pour la détermination de la crue:

Formule de MALLET-GAUTHIER :

On a:

$$Q_{\max\%} = 2k \log(1 + 20 \frac{S}{P}) \frac{S}{\sqrt{L}} \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \dots\dots\dots(III.35)$$

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

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

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

L : Longueur du talweg principal (Km).

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

$K = 1$. (pour les bassins $< 50 Km^2$)

T : Période de retour (an).

A : paramètre du bassin varie entre 20 et 30 **[A=20]**

Tableau (III.23) Débits maximums des crues de différentes périodes de retour

Période de retour	10	20	50	100	1000
$Q_{\max}$ (m^3/s)	3,94	4,398	4,936	5,3	6,38

Formule de POSSENTI:

On a:

$$Q_{p\%} = \frac{\mu \cdot P_{\max j\%} S}{L_p} \dots\dots\dots (III.36)$$

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

μ : Coefficient compris entre 700 – 800 ; On prend $\mu = 700$.

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

On obtient les résultats ci-après – Tableau

Tableau (III.24) Débits maximums des crues de différentes périodes de retour

Période de retour	10	20	50	100	1000
$P_{\max j\%}$	62,59	72,58	85,15	94,77	127,8
$Q_{\max}(m^3/s)$	30,15	34,966	41,02	45,65	61,569

Formule de TURRAZA:

On a: $Q_{\max j\%} = \frac{C \cdot I_{tc}}{3.6} A \dots\dots\dots (III.37)$

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

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.

I_{tc} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée (mm/h).

Tableau (III.25) Débits maximums des crues de différentes périodes de retour

Fréquence (%)	0.1	1	2	5	10
C	0,8	0,7	0,699	0,666	0,6
I_{tc}	59,62506285	44,21492337	39,72671441	33,86218358	29,2013512
$Q_{\max}(m^3/s)$	15,50251634	10,05889507	9,024916346	7,329469636	5,694263485

-Formule de SOKOLOVSKY:

$$\text{On a } Q_{\max\%} = \frac{0.28 (P_{tc} - H_0) \alpha \cdot F \cdot S}{T_c} \dots\dots\dots(\text{III.38})$$

F : Coefficient de forme de la crue : $F = 12 / (4 + 3 \cdot \gamma)$

H₀ : C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie H₀=14 mm

Pour S < 50 Km $\gamma = 2$.

Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable $2 \leq \gamma \leq 2.5$

Pour un bassin boisé $3 \leq \gamma \leq 4$.

On prend : $\gamma = 2$. D'où : $F = 1.2$

S : Superficie du bassin (Km²).

α : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée .

$$\alpha_p = \frac{\sqrt{X_p} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{X_p} + \sqrt{H_0}} \dots\dots\dots(\text{III.38})$$

Avec :

X_p : précipitation de fréquence donnée qui correspond au temps de concentration.

H₀ : perte d'eau initiale

Les résultats de calcul sont inscrits dans le tableau :

Tableau (III.26) Débits maximums des crues de différentes périodes de retour

Fréquence %	10	5	2	1	0.1
Période de retour (an)	10	20	50	100	1000
P _{ct} (mm)	11,68	13,54	15,89	17,69	23,85
α %	0,21	0,24	0,28	0,31	0,37
Q _{maxp} %(m ³ /s)	1,31	1,95	2,87	3,63	6,56

La formule de Sokolovski est d'usage très répandue chez les hydrologues du Nord d'Afrique, celle-ci tient compte de plusieurs paramètres caractérisant le bassin versant (la pluie fréquentielle qui correspond au temps de concentration, perte d'eau initiale, le coefficient de ruissellement, la surface du bassin versant, la forme de la crue et du temps de montée de la crue). Nous adoptons le débit maximal de crue centennale donné par la formule de SOKOLOVSKI étant donné que la méthode adoptée pour le tracé de l'hydrogramme de crue est celle de SOKOLOVSKI qui a une relation directe avec la formule de débit maximale de crue.

III.5.2. Hydrogramme de crue

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

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

Pour le tracé de l'hydrogramme de crue on doit suivre la Méthode de SOKOLOVSKI qui divise l'hydrogramme en deux branches de courbe non symétriques, une le temps de montée et l'autre pour la décrue.

$$\text{Pour la montée de la crue} \quad Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \dots\dots\dots (III.39)$$

$$\text{Pour la décrue} \quad Q_d = Q_{\max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots (III.40)$$

Avec : t_m : Temps de montée de la crue, $t_m = t_c$ (Selon SOKOLOVSKI)

t_d : Temps de la décrue $t_d = \gamma t_m$.

Puissance des courbes; $n = 2$, $m = 3$

$$\text{Donc : } Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{2} \right)^2 \quad \text{et} \quad Q_d = Q_{\max} \left(\frac{4 - t}{4} \right)^3$$

γ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant, il est pris en général compris entre (2 — 4), celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin. Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour (1000; 100; 50; 20; 10 ;5) ans, sont donnés dans le tableau

Tableau (III.27): Débit des crues

Temps (h)	Q0,8	Q0.1% (m3/s)	Q1% (m3/s)	Q50% (m3/s)	Q20% (m3/s)	Q10% (m3/s)
0	0	0	0.0	0.0	0.0	0.0
0,05	0,084	0,084	0,104	0,128	0,142	0,220
0,1	0,338	0,338	0,415	0,512	0,570	0,879
0,15	0,760	0,760	0,934	1,151	1,282	1,977
0,2	1,351	1,351	1,660	2,046	2,279	3,515
0,25	2,112	2,112	2,594	3,197	3,561	5,492
0,3	3,041	3,041	3,735	4,604	5,128	7,908
0,35	4,139	4,139	5,083	6,266	6,979	10,764
0,4	5,406	5,406	6,639	8,184	9,116	14,059
0,42	5,960	5,960	7,320	9,023	10,050	15,500
0,45	5,464	5,464	6,710	8,269	9,213	14,209
0,5	4,699	4,699	5,771	7,111	7,923	12,220
0,55	4,009	4,009	4,924	6,067	6,760	10,426
0,6	3,390	3,390	4,164	5,131	5,717	8,817
0,65	2,839	2,839	3,486	4,296	4,787	7,383
0,7	2,350	2,350	2,887	3,557	3,963	6,113
0,75	1,922	1,922	2,360	2,908	3,240	4,998
0,8	1,548	1,548	1,902	2,343	2,611	4,027
0,85	1,227	1,227	1,507	1,857	2,069	3,191
0,9	0,953	0,953	1,171	1,443	1,608	2,480
0,95	0,724	0,724	0,889	1,096	1,221	1,883
1	0,535	0,535	0,657	0,809	0,901	1,390
1,05	0,381	0,381	0,468	0,577	0,643	0,992
1,1	0,261	0,261	0,320	0,395	0,440	0,678
1,15	0,169	0,169	0,207	0,255	0,284	0,439
1,2	0,101	0,101	0,124	0,153	0,171	0,264
1,25	0,055	0,055	0,067	0,083	0,092	0,143
1,3	0,025	0,025	0,031	0,038	0,043	0,066
1,35	0,009	0,009	0,011	0,013	0,015	0,023
1,4	0,002	0,002	0,002	0,003	0,003	0,005
1,5	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

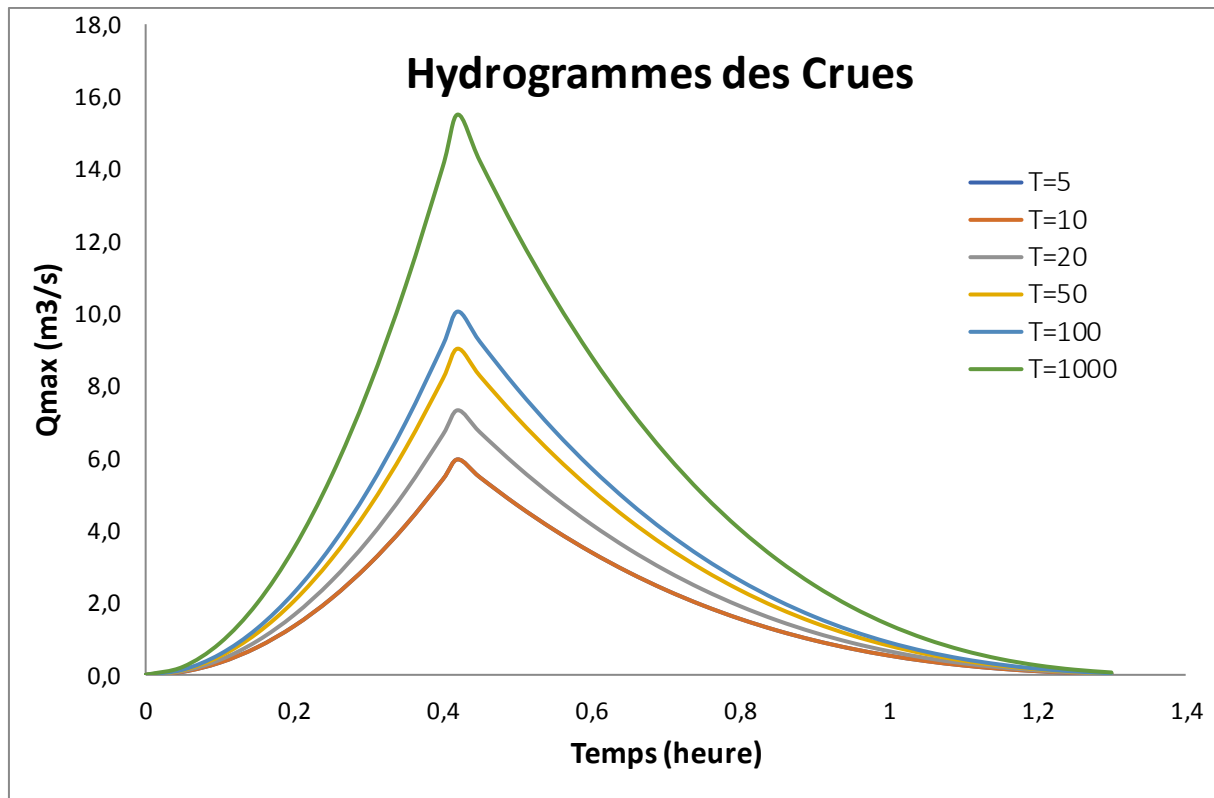


Figure III-14 Hydrogramme des crues

III-6 Estimation de la crue de proje

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux (PHE). Donc la hauteur du barrage, et pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités du laminage

Souvent la crue de projet considérée est la crue du débit de pointe maximal, mais il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crues ; une crue moins pointue, mais plus étalée pourrait être plus défavorable. La période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre (100 et 1000) ans.

Le choix de la période de retour dépend du risque induit par la rupture du barrage. Cependant le risque global est lié aussi à la vulnérabilité de la vallée en aval (occupation de la zone susceptible d'être inondée en cas de rupture). Lorsque le barrage intéresse la sécurité publique la période de retour ne devra en aucun cas être inférieure à 1000 ans.

Plusieurs comités et écoles ont données des recommandations pour le choix de la crue de projet, on site :

- Le comité national australien des grands barrages (CNAGB)
- Le CEMAGREF (ex : C.T.G.R.E.F).

Il existe plusieurs méthodes pour la détermination de la crue de projet tel que:

- 1-/ Méthode du gradient des valeurs extrêmes.
- 2-/ Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable –débits maximum probable).

Le comité australien des grands barrages donne les recommandations suivantes:

Tableau III.28 : Quelques critères de choix de la crue de projet

Catégories des dommages	Crue de projet recommandée (probabilité au dépassement)
Elevés: -perte de vie - dommages considérables	1/10 000 ** 1/100 000
Importants: -Pas de perte de vie -Dommages importants	1/1000 ** 1/10 000
Faibles : -Pas de perte de vie -Dommages faibles	1/100 ** 1/1000

- Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficielles – perméabilité...)
- On doit calculer l'indice global "Ig" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r \dots\dots\dots(III.41).$$

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

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

I_r : représente les risques.

- **SI :**

1/ Le risque est faible ($I_g = 1$), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale
 2/ Le risque est moyen ($I_g = 2$), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

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

Tableau III.29 : 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	$Q_{\max}(1\%)+\text{revanche}$	$Q_{\max}(1\%) + \text{revanche}$ 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'emmagasinement relativement faible), donc on accepte un risque moyen ($I_g = 2$) et on opte pour la crue centennale

$$Q_{\text{crue}} = 10.57 \text{ m}^3/\text{s}$$

III .6. 1. TRANSPORT SOLIDE

Le transport solide dépend de l'étendue, du relief du bassin versant, de la nature géologique des sols et de leur résistances à l'érosion, liée elle même à la couverture végétale, au régime des pluies et des températures.

Le transport solide et le charriage du fond permettent la détermination du volume mort en fonction de la durée de vie de la retenue

Le volume mort est un volume qui ne participe pas à la régularisation des débits, il doit répondre à certaines conditions:

- Accumulation des matériaux solides dans la retenue.
- Garantir le fonctionnement normal des pompes.

Pour le calcul du volume mort de la retenue on utilise les formules empiriques.

FORMULE DE TEXERONT:

$$T_s = 350 \cdot L_e^{0.15} \dots \dots \dots (III.42)$$

avec :

T_s : le transport solide en (t/Km²/an).

L_e : la lame écoulée en (m).

valeur qui correspond à une perméabilité moyenne du bassin versant donc $\alpha=350$

$$AN: T_s = 247.78 \text{ T/Km}^2/\text{an}$$

$$V_m = (1.05 \div 1.10) \frac{Q_s T}{\delta_s} \dots \dots \dots (III.43)$$

Q_s : Le débit solide (m³/s).

δ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\delta_s = 1.6 \text{ t/m}^3$).

$$Q_s = T_s \cdot S = 289.9$$

S : Superficie du bassin versant.

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin on prend la T :

T : Délai de service ; $T = 20$ ans

Selon TEXERONT : $V_m = 3623.8 \text{ m}^3$

Formule de Sogreah:

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

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

P : Pluie moyenne annuelle (en m). $P = 0.43 \text{ m}$

$$E_s = 308 (t/Km^2/An).$$

$$A_s = E_s \times S = 360/An.$$

$$V_m = \frac{A_s \times T}{\delta_s} \dots \dots \dots (III.44)$$

$$V_m = 4510 \text{ m}^3$$

δ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\delta_s = 1.6 \text{ t/m}^3$).

c) Formule de GRAVILLOVIC

$$Q_s = q_{sp} C_{rm} \text{ m}^3/\text{Km}^2/\text{an} \dots \dots \dots (III.45)$$

$$q_{sp} = T \overline{P_{an}} \cdot \pi \sqrt{Z^3}$$

Où $\overline{P_{an}}$: Pluie moyenne interannuelle $\overline{P_{an}} = 267 \text{ mm}$

T : Coefficient thermique

$$T = \sqrt{\frac{t_0}{10}} + 1$$

Avec t_0 : Température moyenne annuelle en C° $t=15.5^\circ\text{C}$, $T=2.24$

Z : Coefficient dépendant de l'érosion du sol $Z=0,55$ (érosion moyenne)

D'où $q_{sp} = 234.2 \text{ m}^3/\text{Km}^2/\text{an}$.

C_{rm} : Coefficient de rétention

$$C_{rm} = \frac{\sqrt{P \cdot H_{\text{moy}}}}{0.25(L + 10)} \dots\dots\dots (III.44)$$

Avec P : Périmètre en Km du bassin versant $P=6.5 \text{ Km}$

H_{moy} : Altitude moyenne en Km $H_{\text{moy}}=0.540 \text{ Km}$

L : Longueur du talweg principal en Km $L=1.7 \text{ Km}$

Donc $C_{rm}=0.2$ D'où $Q_s=167.28 \text{ m}^3/\text{Km}^2/\text{an}$ $V_{\text{mort}}=4279 \text{ m}^3$

Tableau III.30 valeur du volume mort

Formule	Valeur
Formule de TIXERONT	3623 m^3
Formule de Sogreah:	4510 m^3
Formule de GRAVILLOVICH	4279 m^3

On prend le maximum $V_m = 4510 \text{ m}^3$.

III.6.2. Régularisation des débits

La régularisation des débits permet de déterminer la meilleure façon de la restitution des eaux stockées. Le but est donc de satisfaire la demande en aval, que se soit en eau potable, en irrigation, pour la production de l'énergie électrique ou encore pour la navigation (grands barrages).

Il y a deux types de régularisation sont utilisés:

- La régularisation saisonnière. ou annuelle
- La régularisation interannuelle

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

- *-La répartition mensuelle de la demande en eau d'irrigation.
- *- La répartition mensuelle de l'apport ($A_{80\%}$ Hm^3).
- *-La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporation.
- *-Les courbes caractéristiques de la retenue (Fig.).

La régularisation saisonnière est effectuée lorsque les apports sont supérieurs à la demande. La régularisation interannuelle sera effectuée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation, on stocke donc les eaux des saisons humides pour les restituer au cours des saisons sèches.

Il s'agit donc de faire un bilan d'eau pendant une année avec un pas de calcul d'un mois et de trouver un optimum de régularisation.

III.6.3. Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ et de la consommation

La répartition mensuelle de la consommation est donnée dans le tableau (III-2).

Tableau N°(III-31) la répartition mensuelle de la consommation

mois	J	F	M	A	M	J	JL	A	S	O	N	D
besoin (%)	0,0	0,0	1,7	6,2	9,1	6,8	17,6	16,2	15,8	13,6	11,0	2,0
besoin 10^3 m^3	0,00	0,00	1,67	6,08	8,92	6,66	17,25	15,8 8	15,48	13,3 3	10,7 8	1,9 6

III.6.4.Calcul du volume utile :

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

- *- L'apport annuel A80%.
- *-La consommation totale.
- *- Le volume mort de la retenue.

Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant "la méthode du bilan

a)°- Procédé de calcul:

- *-Détermination de la période à bonne hydraulité.
- *-Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- *-Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "VS" et "Vd".
- *-Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

Les calculs se font comme suit : $V_{rf} = V_{ri} + (W - U)$

Tableau. III.32. Courbes topographiques et volumétriques

Volume du bassin de rétention Chabet Azaiet (A)					
Côte	Superficie	H	ΔH	Volumes partiels	Volumes cumulés
(m)	(m ²)	(m)	(m)	(m ³)	(m ³)
538	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
539,00	1849	1.00	1,00	924.5	924.5
540,00	3934.3	2.00	1,00	2886.7	3811.2
541,00	8309.3	3.00	1,00	6121.8	9933.0
542,00	13543.9	4.00	1,00	10926.6	20859.6
543,00	18707.7	5.00	1,00	17201.8	38061.4
544,00	24141.6	6.00	1,00	21424.7	59486

La représentation graphique des courbes topographiques et volumétriques est dans la figure (III.15 et III.16)

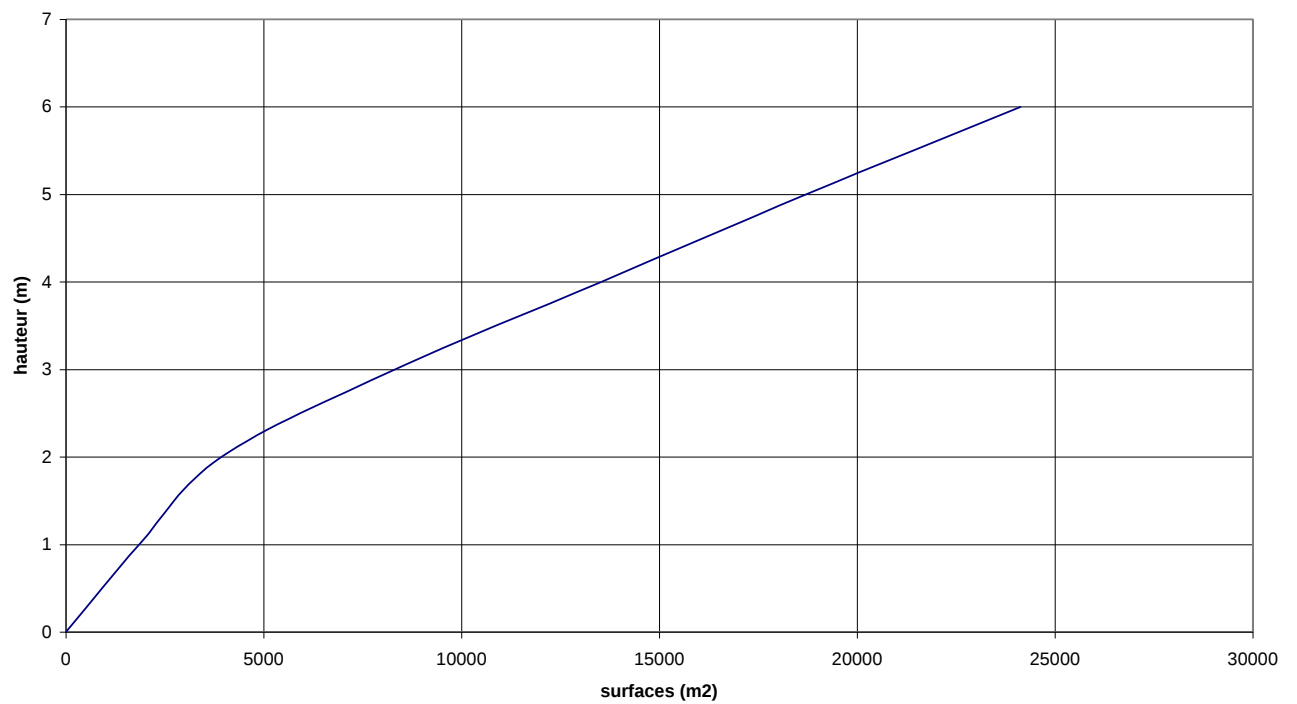


Figure N° (III.15) courbe hauteur -surface-

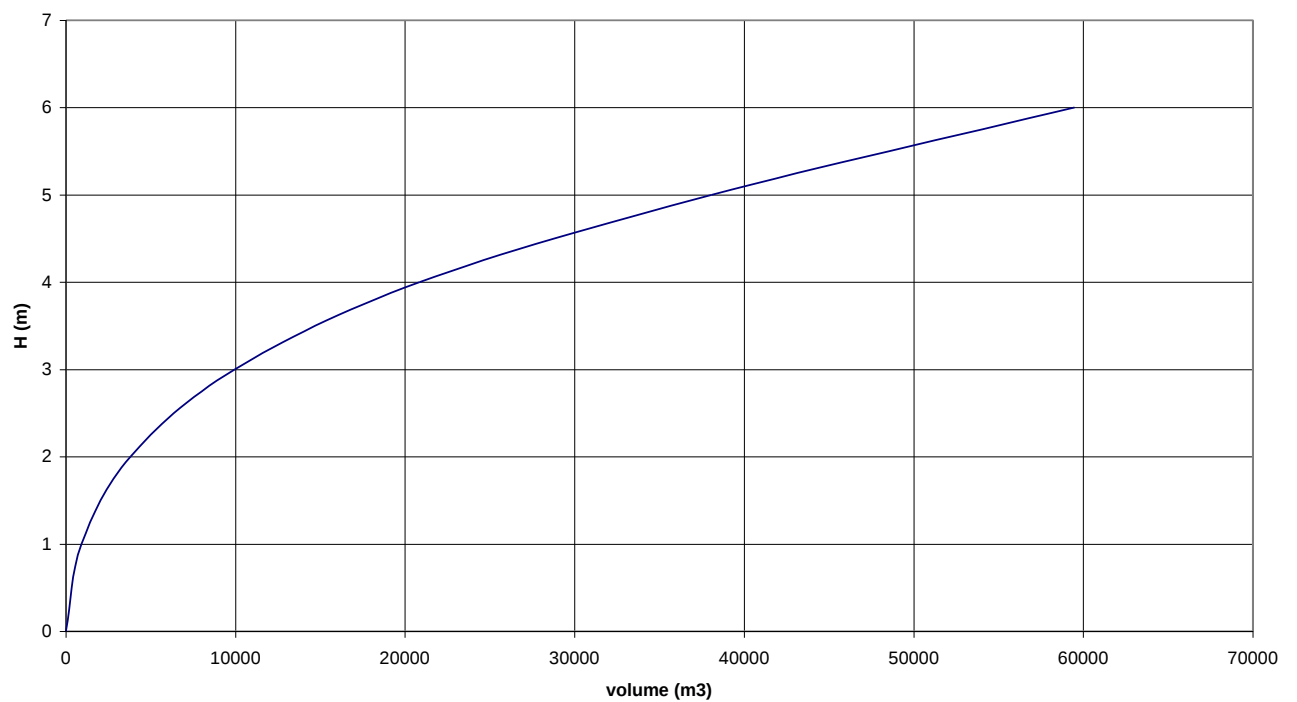


Figure N° (III.16) courbe hauteur -capacité-

III.6.5.1. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes:

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

Les données de base sont:

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

D'après la régularisation nous constatons que la retenue fonctionne à un seul temps:
 $V_d = 26600 \text{ m}^3$, $V_s = 64600 \text{ m}^3$

Le volume utile est donc: $V_U = V_d = 26600 \text{ m}^3$

Le volume au niveau normale de la retenue est: $V_{NNR} = V_M + V_U = 30600 \text{ m}^3$

Tableau N°(III-33) Régularisation saisonnière suivant la 1^{ère} consigne

Mois	A(80%)	U20%	A-U	1 ^{ère} consigne		
				V _{rf}	V _{ri}	S
sept	0,0101	0,0000	0,0101	0,0144	0,0043	
					0,014448492	
oct	0,0095	0,0000	0,0095	0,02398	0,02370	
nov	0,0152	0,0017	0,0135	0,03721	0,03000	0,0142
dec	0,0214	0,0061	0,0153	0,0453	0,0300	0,0153
jan	0,0160	0,0089	0,0071	0,0371	0,0300	0,0071
fev	0,0147	0,0067	0,0081	0,0381	0,0300	0,0081
mars	0,0149	0,0172	- 0,0023	0,02769	0,02769	
avril	0,0153	0,0159	- 0,0005	0,02715	0,02715	
mai	0,0116	0,0155	- 0,0038	0,02332	0,02332	
juin	0,0028	0,0133	- 0,0105	0,01282	0,01282	
juillet	0,00132	0,0108	- 0,0095	0,00336	0,00336	
août	0,0029	0,0020	0,0009	0,0043	0,0043	

Tableau N°III.34: Régularisation saisonnière suivant la 2^{ème} consigne.

Mois	A(80%)	U20%	A-U	2eme consigne		
				Vrf	Vri	S
sept	0,0101	0,0000	0,0101	-0,0058	0,0043	0,010148492
oct	0,0095	0,0000	0,0095		0,0043	
nov	0,0152	0,0017	0,0135	-0,0052	0,0043	0,0095
dec	0,0214	0,0061	0,0153	-0,0092	0,0043	0,0135
jan	0,0160	0,0089	0,0071	-0,0005	0,0043	0,0048
fev	0,0147	0,0067	0,0081	0,0148	0,0148	
mars	0,0149	0,0172	- 0,0023	0,0219	0,0219	
avril	0,0153	0,0159	- 0,0005	0,0300	0,0300	
mai	0,0116	0,0155	- 0,0038	0,0276	0,0276	
juin	0,0028	0,0133	- 0,0105	0,0271	0,0271	
juillet	0,00132	0,0108	- 0,0095	0,0233	0,0233	
aout	0,0029	0,0020	0,0009	0,0128	0,0128	
				0,0033	0,003	
				0,0043	0,0043	

III.6.5.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes):

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- ♦ Pertes par évaporation.
- ♦ Pertes par infiltration.

III.7.Calcul du volume utile en tenant compte des pertes:

1. Calcul des pertes:

Perte par infiltrations:

Le volume mensuel des pertes par infiltrations est:

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta \cdot V_{\text{moy}}}{100} \dots\dots\dots(\text{III.45})$$

δ : coefficient dépendant des conditions hydrologiques de la cuvette $\delta = (0.5 \div 1.5)$. on prend ($\delta = 1$)

$$V_{\text{moy}} = \frac{V_{ri} + V_{ri+1}}{2} \dots\dots\dots(\text{III.46})$$

Pertes par évaporation:

Le volume mensuel des pertes par évaporation est:

$$V_{\text{evp}} = E_s \cdot S_{\text{moy}} \dots\dots\dots(\text{III.47})$$

Es:évaporation mensuelle.

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

V_s=61800 m³.

V_d=28700m³.

V_U = V_d = 28700 m³.

V_{NNR}=V_u+V_M= 28700+4369=32600m³

Cote N.N.R =542.5

Tableau N°III.35 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.

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

Les calculs de la Régularisation saisonnière sont regroupés dans le Tableau.III.36 et le Tableau.III.37 .

Tableau.III.36. Régularisation saisonnière en tenant compte les pertes

Mois	V_{rfi}	V_{moy}	S_{moy}	E_s	V_{inf}	V_{evp}	π	W (Mm ³)	U (Mm ³)	$W-U-\pi$ (Mm ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation		
											V_{ri} (Mm ³)	V_{ri} (Mm ³)	S (Mm ³)
sept	0,0043	0,0094	6121,8	122	74,69	93,5	168,2	0,0101	0	0,0099		0,0043	---
oct	0,0144	0,0191	10926,6	80	87,41	190,5	277,9	0,0095	0	0,0092	0,0142	0,0142	---
Nov	0,0237	0,0269	14201,8	46	65,33	268,5	333,8	0,0152	0,0017	0,0132	0,0235	0,0235	---
dec	0,03	0,0300	16204,3	28	45,37	300,0	345,4	0,0214	0,0062	0,0149	0,0366	0,0326	0,0040
Jan	0,03	0,0300	16204,3	26	42,13	300,0	342,1	0,016	0,0089	0,0068	0,0475	0,0326	0,0149
Fev	0,03	0,0300	16204,3	40	64,82	300,0	364,8	0,0147	0,0067	0,0076	0,0394	0,0326	0,0068
Mars	0,03	0,0288	1502,4	64	9,62	288,5	298,1	0,0149	0,0172	-0,0026	0,0402	0,0326	0,0076
avril	0,02769	0,0274	14953,3	100	149,53	274,2	423,7	0,0153	0,0159	-0,0014	0,0296	0,0296	
mai	0,02715	0,0252	13501,6	103	139,07	252,4	391,4	0,0116	0,0155	-0,0043	0,0283	0,0283	---
Juin	0,02332	0,0181	9984,7	122	121,81	180,7	302,5	0,0028	0,0133	-0,0108	0,0240	0,0240	---
Juil	0,01282	0,0081	5203,3	153	79,61	80,9	160,5	0,00132	0,0108	-0,0096	0,01316	0,01316	---
											0,00352		---
Aout	0,00336	0,0038	2868	139	39,87	38,3	78,2	0,0029	0,002	0,0008	0,00352	0.0444	---
											0,0043		

Tableau.III.37. Régularisation saisonnière en tenant compte les pertes

Mois	V_{rfi}	V_{moy}	S_{moy}	E_s	V_{inf}	V_{evp}	π	W (Mm ³)	U (Mm ³)	$W-U-\pi$ (Mm ³)	2 ^{ème} consigne d'exploitation		
											V_{ri} (Mm ³)	V_{ri} (Mm ³)	S (Mm ³)
sept	0,0043										-0,00563	0,0043	0,00993
		0,0094	6121,8	122	74,69	93,5	168,2	0,0101	0	0,0099			
oct	0,0144										-0,00492	0,00430	0,00922
		0,0191	10926,6	80	87,41	190,5	277,9	0,0095	0	0,0092			
Nov	0,0237										-0,01025	0,00430	0,01455
		0,0269	14201,8	46	65,33	268,5	333,8	0,0152	0,0017	0,0132			
dec	0,03										0,00291	0,00291	
		0,0300	16204,3	28	45,37	300,0	345,4	0,0214	0,0062	0,0149			
Jan	0,03										0,01777	0,01777	
		0,0300	16204,3	26	42,13	300,0	342,1	0,016	0,0089	0,0068			
Fev	0,03										0,02453	0,02453	
		0,0300	16204,3	40	64,82	300,0	364,8	0,0147	0,0067	0,0076			
Mars	0,03										0,03216	0,03216	
		0,0288	1502,4	64	9,62	288,5	298,1	0,0149	0,0172	-0,0026			
avril	0,02769										0,02956	0,02956	
		0,0274	14953,3	100	149,53	274,2	423,7	0,0153	0,0159	-0,0014			
mai	0,02715										0,02821	0,02821	---
		0,0252	13501,6	103	139,07	252,4	391,4	0,0116	0,0155	-0,0043			
Juin	0,02332										0,02392	0,02392	---
		0,0181	9984,7	122	121,81	180,7	302,5	0,0028	0,0133	-0,0108			
Juil	0,01282										0,01312	0,01312	---
		0,0081	5203,3	153	79,61	80,9	160,5	0,00132	0,0108	-0,0096			
aout	0,00336										0,0035	0,0035	---
	0,0043	0,0038	2868	139	39,87	38,3	78,2	0,0029	0,002	0,0008	0,0043	0,0043	---

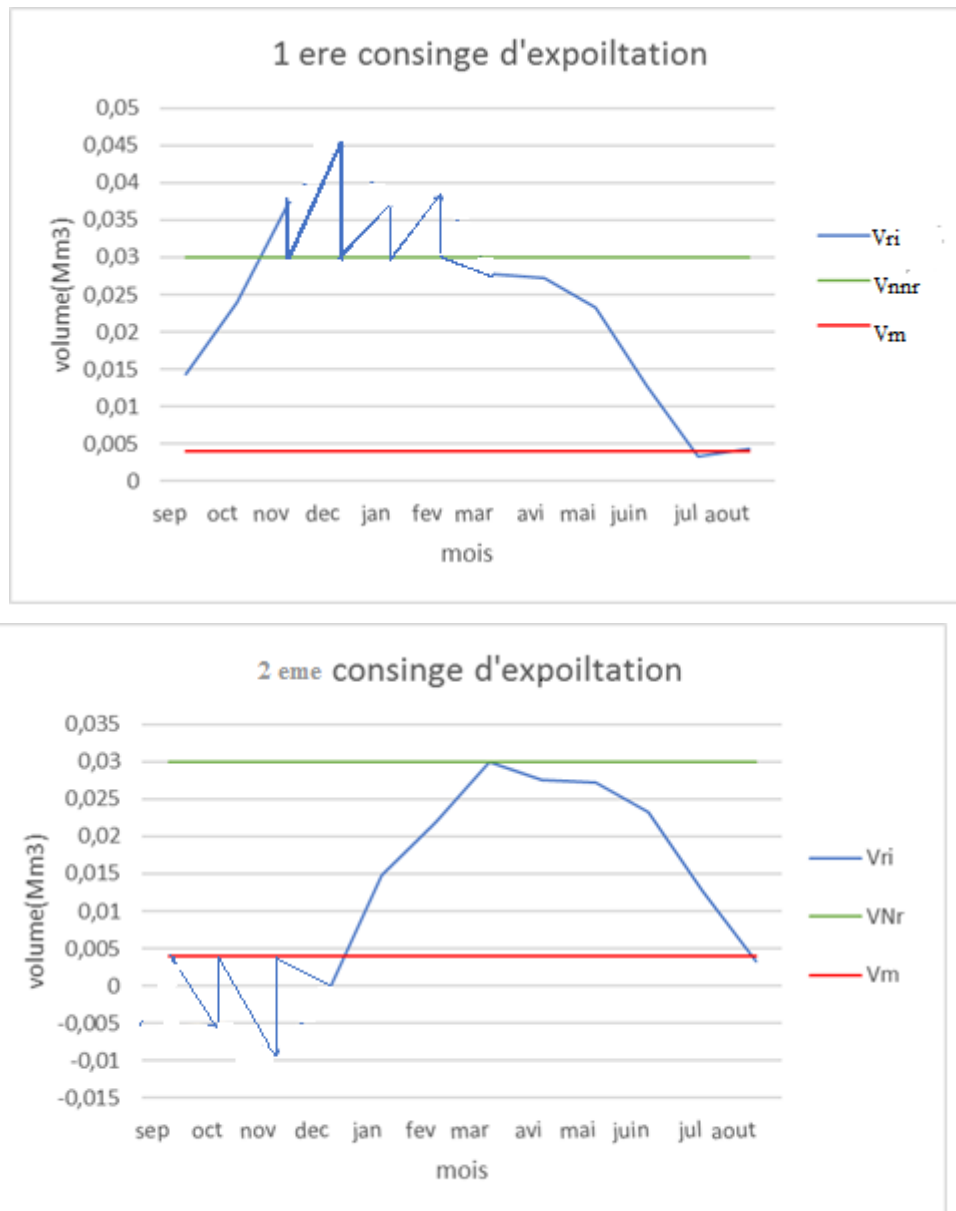


Figure III.17 : Graphiques d'exploitation

C) Estimation de l'erreur :

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

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \quad \dots\dots\dots (III.49)$$

Avec $1\% < \varepsilon < 2\%$

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes.

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

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

An : $31060 - 30600 / 32060 \cdot 100 = 1.4\%$

III.8. LAMINAGE DES CRUES

L'amortissement d'une crue qui dépasse le N.N.R dans la retenue nécessite un étalement dans le temps de l'hydro gramme de crues ; par laminages, qui une réduction du débit de pointe.

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 momentanée 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 :

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

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 :

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

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 muskingum car elle nous donne hydrogramme de débit lamine ,

III.8.1 Méthode de Muskingum (Fread, D.L. 1993) :

III.8.1.1 Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière :

Le mouvement de l'eau durant une période de crue dans un tronçon de rivière ou d'égout obéit aux équations de saint-venant. Ces équations traduisent la conservation de la masse et de la quantité de mouvement le long d'un tronçon orienté selon la direction principale d'écoulement X. L'équation de la Quantité de mouvement se présente comme suit :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gA(S_0 - S_f) + q \frac{Q}{A} \dots\dots\dots(III.52)$$

L'équation de continuité ou de conservation de la masse est la suivante :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \dots\dots\dots(III.53)$$

En plus des notations habituelles, q désigne dans ces équations le débit latéral par unité de longueur du tronçon de rivière, débit qui entre dans le tronçon ou en sort.

La signification des cinq termes de l'équation (III-26) est la suivante :

Le Terme 1 représente l'accélération temporelle Local. Plus précisément, il rend compte de la vitesse de la variation du débit durant la crue l'importance relative de ce terme, qu'en l'occurrence et doit être comparée avec celle des autres termes apparaissant dans l'équation .

Le terme 2 représente l'accélération convective qui peut exister quand il y a un changement dans la géométrie (élargissement, rétrécissement). En absence de changement de section ce terme peut être négligé.

Le terme 3 traduit le bilan des forces de pression dues au changement de la profondeur y avec l'abscisse X .

Le terme 4 exprime les forces de gravité (S_0) et les forces de frottement (S_f).

Le terme 5 l'apport ou la perte de la quantité du mouvement dus à un des apports ou des pertes d'eau latérale.

La résolution des équations 1 et 2 est faisable mais pose parfois des difficultés d'ordre pratique et numérique (Cunge et Wegner 1964). On a ainsi souvent cherché à simplifier ce système selon les applications et les contextes.

D'après plusieurs études (Cunge et al. 1980) ; les trois premiers termes de l'équation 26 peuvent être négligés pour la plupart des crues dans les rivières ; si bien que l'équation 26 devient en l'absence d'apport de débit latéral :

$$S_0 = S_f \dots\dots\dots (III.54)$$

L'équation de continuité 2 peut être mise sous la forme suivante :

$$I - O = dS/dT \dots\dots\dots (III.55)$$

Où : I (Input) désigne le débit d'entrée Q_E .

O : (OUTPUT ou Outflow) désigne le débit de sortie Q_s .

L'équation 29 exprime tout simplement le principe de conservation de la masse traité dans le chapitre 1 : le taux de variation de l'emmagasinement est égal à la différence entre les débits entrant et sortant .

III.8.1.2 méthode de Muskingum :

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t_1 et t_2 l'équation 29 s'écrit :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} I dt - \int_{t_1}^{t_2} O dt. \dots\dots\dots(III.56)$$

Pour un petit intervalle de temps $\Delta t = t_2 - t_1$, on peut écrire :

$$S_2 - S_1 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right) \Delta t. \dots\dots\dots(III.57)$$

La résolution du problème consiste à déterminer O_1 et O_2 , connaissant I_1 et I_2 .

L'équation 32 ne peut être utile que si l'on dispose d'une fonction d'emménagement pour déterminer S_1 et S_2 .

III.8.1.3 Principe de la méthode de solution

Le laminage à travers un réservoir est dû à la restriction qui limite le débit de sortie lorsque l'évacuation s'opère par le fond ; à travers une vanne ou un orifice. Dans le cas d'un barrage-déversoir de grande surface ; le débit d'entrée ne produit qu'une faible variation de la hauteur d'eau. C'est justement cette hauteur dans le réservoir qui gouverne le débit de sortie qui se voit ainsi laminer. Lorsque le déversoir est muni d'une contraction latérale, le laminage est encore plus prononcé.

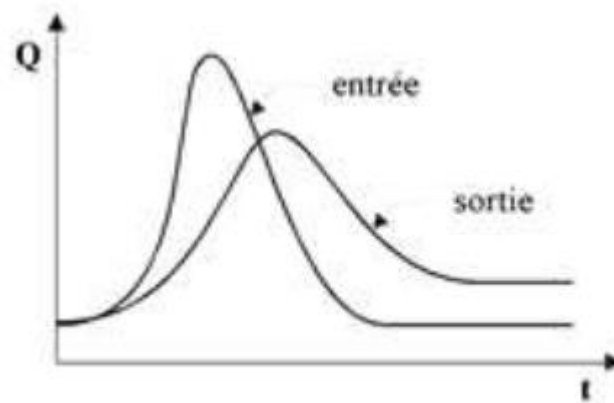


Figure III-18 Laminage à travers un barrage

Pour traduire le bilan d'eau, l'équation III.31 s'applique encore. Elle peut être réécrite :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \dots\dots\dots(III.58)$$

Cette équation permet de résoudre partiellement le problème car elle permet de calculer la quantité inconnue $[2S_2/\Delta t + O_2]$ en fonction d'autre quantité toutes connues qui figurent dans le membre de droite. Rappelons que les indices 1 et 2 désignent respectivement le début et la fin d'un intervalle de temps I_1 et I_2 , qui représentent les débits d'entrée et de sortie supposés connus. Car Hydrogramme et suppose connue à tout instant S_1 et O_1 constituent les conditions initiales qui prévalent avant le début de la crue. Au cours de la crue, et sont connus à cause de la récursivité des calculs. Le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent.

La question qui se pose est : comment calculer le débit de sortie O_2 à partir de la quantité connue $[2S_2/\Delta t + O_2]$?

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique $2S/\Delta t + O = f(O)$. Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir. Elle ne dépend que des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation. Comme il sera démontré dans les deux prochains paragraphes, le stockage S et le débit de sortie dépendent de la profondeur h dans le réservoir. On se donne arbitrairement un certain nombre de valeurs de h pour couvrir adéquatement les plages de variation en période de crue et on construit le tableau suivant :

Tableau III.38 Valeurs de h et les plages de variation en période de crue

h_1	S_1	O_1	$2S_1/\Delta t + O_1$
h_2	S_2	O_2	$2S_2/\Delta t + O_2$
h_3	S_3	O_3	$2S_3/\Delta t + O_3$
...	...	...	...
$h_n S_n O_n$			$2S_n/\Delta t + O_n$

Les deux dernières colonnes du tableau permettent de tracer la fonction cherchée

$$f(O) = 2S/\Delta t + O \dots\dots\dots(III-59)$$

III.9.1.4 Calcul du débit de sortie

Il y a plusieurs types d'évacuation de l'eau des réservoirs .

Evacuation par le fond à travers une vanne ou un orifice le débit se calcule alors par une relation de la forme

$$Q = mA\sqrt{2gh} \dots\dots\dots(III-60)$$

Ou : m : Constante de débit.

A : Section d'écoulement

H : Hauteur d'eau à partir Du centre la section d'écoulement jusqu'à la surface libre .

III.9.1.5 Calcul du volume stocké

Quand la section A du réservoir est constante, le calcul du volume stocké S pour une profondeur h donnée se fait à l'aide de la formule simple suivante :

$$S = Ah \dots\dots\dots(III-61)$$

Ceci est le cas pour certains bassins de rétention artificiels construits en milieu urbain.

Pour les réservoirs naturels, les berges ne sont pas verticales .les courbes d'emmagasinement se présentent alors sous la forme :

$$S = a_0 + a_1 h + a_2 h^2 + a_3 h^3 + \dots + a_n h^n \dots\dots\dots(III.62)$$

Les coefficients a_0, a_1, a déterminés à partir des relevés géodésiques sur le fond et les berges.

An qui sont propres à chaque réservoir, doivent être déterminés à partir des relevés géodésiques.

Que la section soit constante ou variable avec la profondeur, la connaissance de h permet de déterminer le volume stocké.

Application de la méthode de Muskingum pour une largeur de déversoir

La courbe capacité hauteur peut être modélisée par une équation polynomiale à partir de cote NNr.

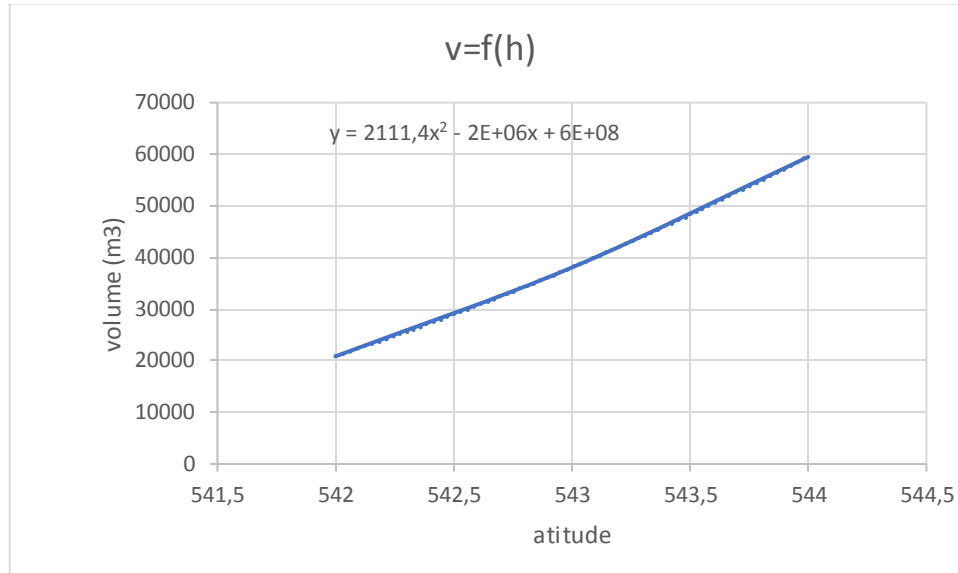


Figure III.19 Modélisation de la courbe capacité- hauteur

Calcul de hydrogramme lamine pour B=3 m :

On tire le H_{max} à partir de la formule suivante

$$Q = mB\sqrt{2 * g * h^3}$$

$$H_{\max} = 1.34 \text{ m}$$

Tableau III.39 Calcul de la courbe caractéristique du barrage.

h	Cotes	A(M2)	S (M3)	O(M3/S)	2S/DT+O
0	542,5	13499	0	0	0
0,1	542,6	14028,89	1402,889	0,20168248	15,78933804
0,3	542,8	15088,67	4526,601	1,047972906	51,34353957
0,5	543	16148,45	8074,225	2,254878672	91,96848978
0,7	543,2	17208,23	12045,761	3,735211796	137,5770007
0,9	543,4	18268,01	16441,209	5,445426952	188,125527
1,1	543,6	19327,79	21260,569	7,357956231	243,5865007
1,3	543,8	20387,57	26503,841	9,453294785	303,940417

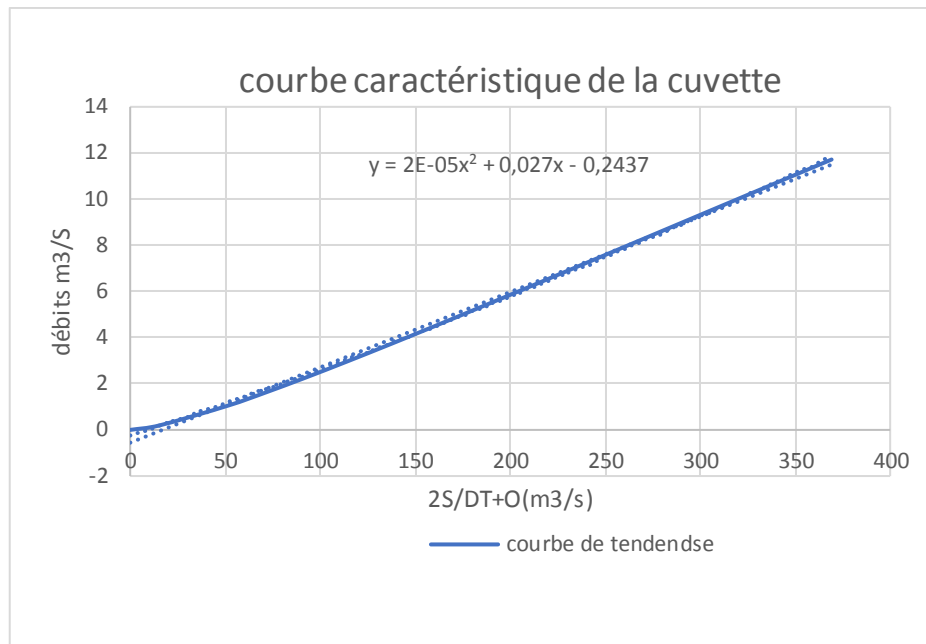


Figure III.20 Courbe caractéristique du barrage

Avec les équation de modélisation en calcule hydrogramme

Tableau III.40 Calcul de l'hydrogramme lamine

temps	débit d'entrée	I1+I2	2S/DT+O	(2S/DT+O)-2O	O debits m³/s
0	0	0	0,00	0,00	0,00
0,05	0,14	0,14	0,14	0,14	0,00
0,1	0,57	0,71	0,85	0,80	0,02
0,15	1,28	1,85	2,65	2,52	0,07
0,2	2,28	3,56	6,08	5,76	0,16
0,25	3,56	5,84	11,60	11,00	0,30
0,3	5,13	8,69	19,69	18,66	0,51
0,35	6,98	12,11	30,77	29,17	0,80
0,4	9,12	16,09	45,26	42,91	1,18
0,42	10,05	19,17	62,08	58,85	1,61
0,45	9,21	19,26	78,11	74,05	2,03
0,5	7,21	16,42	90,47	85,77	2,35
0,55	5,52	12,73	98,50	93,38	2,56
0,6	4,12	9,64	103,02	97,66	2,68
0,65	2,98	7,10	104,76	99,31	2,72
0,7	2,07	5,05	104,36	98,93	2,71
0,75	1,37	3,44	102,37	97,05	2,66
0,8	0,85	2,21	99,26	94,10	2,58

Tableau III.40 Calcul de l'hydrogramme lamine (suite)					
0,85	0,48	1,32	95,42	90,46	2,48
0,9	0,23	0,71	91,17	86,43	2,37
0,95	0,09	0,33	86,75	82,24	2,26
1	0,02	0,12	82,36	78,08	2,14
1,05	0,00	0,03	78,10	74,04	2,03
1,1	0,00	0,00	74,04	70,19	1,93
1,15	0,00	0,00	70,19	66,54	1,83
1,2	0,00	0,00	66,54	63,08	1,73
1,25	0,00	0,00	63,08	59,80	1,64
1,3	0,00	0,00	59,80	56,69	1,55
1,35	0,00	0,00	56,69	53,74	1,47
1,4	0,00	0,00	53,74	50,95	1,40
1,45	0,00	0,00	50,95	48,30	1,32
1,5	0,00	0,00	48,30	45,79	1,26
1,55	0,00	0,00	45,79	43,41	1,19
1,6	0,00	0,00	43,41	41,15	1,13
1,65	0,00	0,00	41,15	39,01	1,07
1,7	0,00	0,00	39,01	36,98	1,01
1,75	0,00	0,00	36,98	35,06	0,96
1,8	0,00	0,00	35,06	33,24	0,91
1,85	0,00	0,00	33,24	31,51	0,86
1,9	0,00	0,00	31,51	29,87	0,82
1,95	0,00	0,00	29,87	28,32	0,78
2	0,00	0,00	28,32	26,84	0,74
2,05	0,00	0,00	26,84	25,45	0,70
2,1	0,00	0,00	25,45	24,12	0,66
2,15	0,00	0,00	24,12	22,87	0,63
2,2	0,00	0,00	22,87	21,68	0,59
2,25	0,00	0,00	21,68	20,55	0,56
2,3	0,00	0,00	20,55	19,48	0,53
2,35	0,00	0,00	19,48	18,47	0,51
2,4	0,00	0,00	18,47	17,51	0,48
2,45	0,00	0,00	17,51	16,60	0,46
2,5	0,00	0,00	16,60	15,74	0,43
2,55	0,00	0,00	15,74	14,92	0,41
3	0,00	0	0	0	0

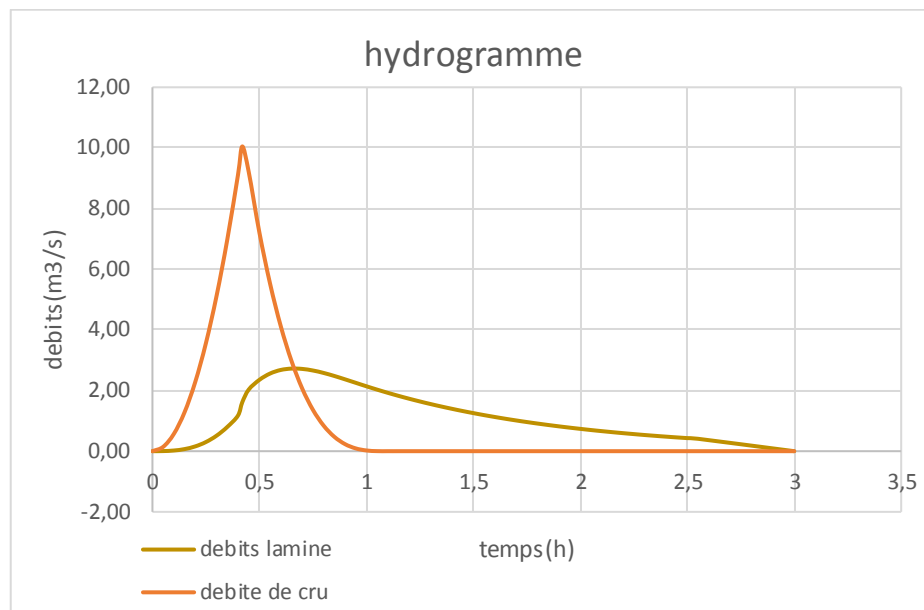


Figure III.21 hydrogramme de sortie pour $b=3m$

On utilise le même procédé de calcul on trouve les résultats regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-41 hydrogramme d'entrée et hydrogramme de sortie .

temp	Débits laminée(m ³ /s)					Q _e
	B=4	B=6	B=8	B=10	B=15	
0	0	0	0	0	0	0
0,05	0,0045	0,0047	0,0068	0,0082	0,0127	14,2
0,1	0,0265	0,0279	0,0404	0,0481	0,0738	56,7
0,15	0,0828	0,0872	0,1254	0,1489	0,2255	127,6
0,2	0,1890	0,1989	0,2842	0,3362	0,5022	226,8
0,25	0,3600	0,3785	0,5373	0,6328	0,9326	196
0,3	0,6094	0,6402	0,9027	1,0588	1,5398	150
0,35	0,9502	0,9975	1,3972	1,6322	2,3432	112
0,4	1,3945	1,4628	2,0356	2,3687	3,3586	81
0,42	1,9071	1,9987	2,7601	3,1969	4,4665	57
0,45	2,3906	2,5025	3,4198	3,9356	5,3859	38
0,5	2,7550	2,8793	3,8798	4,4265	5,8889	23
0,55	2,9811	3,1094	4,1185	4,6492	5,9739	13
0,6	3,0963	3,2224	4,1860	4,6689	5,7687	6,5
0,65	3,1246	3,2439	4,1248	4,5403	5,3735	2,6
0,7	3,0870	3,1964	3,9711	4,3088	4,8662	0,7
0,75	3,0013	3,0988	3,7548	4,0114	4,3058	0,06
0,8	2,8826	2,9673	3,5005	3,6778	3,7363	0
0,85	2,7435	2,8151	3,2279	3,3315	3,1888	0
0,9	2,5940	2,6527	2,9521	2,9898	2,6845	0
0,95	2,4419	2,4884	2,6844	2,6653	2,2357	0
1	2,2927	2,3280	2,4323	2,3660	1,8481	0
1,05	2,1499	2,1752	2,2000	2,0959	1,5214	0
1,1	2,0154	2,0317	1,9889	1,8554	1,2508	0
1,15	1,8892	1,8976	1,7980	1,6424	1,0281	0
1,2	1,7710	1,7724	1,6254	1,4538	0,8451	0
1,25	1,6601	1,6554	1,4693	1,2869	0,6947	0
1,3	1,5562	1,5461	1,3283	1,1392	0,5710	0
1,35	1,4588	1,4441	1,2008	1,0084	0,4694	0
1,4	1,3675	1,3488	1,0855	0,8927	0,3858	0
1,45	1,2819	1,2598	0,9813	0,7902	0,3172	0
1,5	1,2016	1,1766	0,8871	0,6995	0,2607	0
1,55	1,1264	1,0990	0,8019	0,6192	0,2143	0
1,6	1,0559	1,0264	0,7249	0,5481	0,1762	0
1,65	0,9898	0,9587	0,6553	0,4852	0,1448	0
1,7	0,9278	0,8954	0,5924	0,4295	0,1190	0

Temps (h)	Debits laminee(m ³ /s)					Q _e
	B=4	B=6	B=8	B=10	B=15	
1,75	0,8697	0,8363	0,5356	0,3802	0,0978	0
1,8	0,8153	0,7811	0,3328	0,3365	0,0804	0
1,85	0,7643	0,7296	0,3109	0,2979	0,0661	0
1,9	0,7164	0,6814	0,2904	0,2637	0,0000	0
1,95	0,6716	0,6364	0,2712	0,2334	0,0000	0
2	0,6295	0,5944	0,2533	0,2066	0,0000	0
2,05	0,5901	0,5552	0,2366	0,1829	0,0000	0
2,1	0,5532	0,5186	0,2210	0,1619	0,0000	0
2,15	0,5185	0,4843	0,2064	0,1433	0,0000	0
2,2	0,4861	0,4524	0,1928	0,1269	0,0000	0
2,25	0,4557	0,4225	0,1800	0,1123	0,0000	0

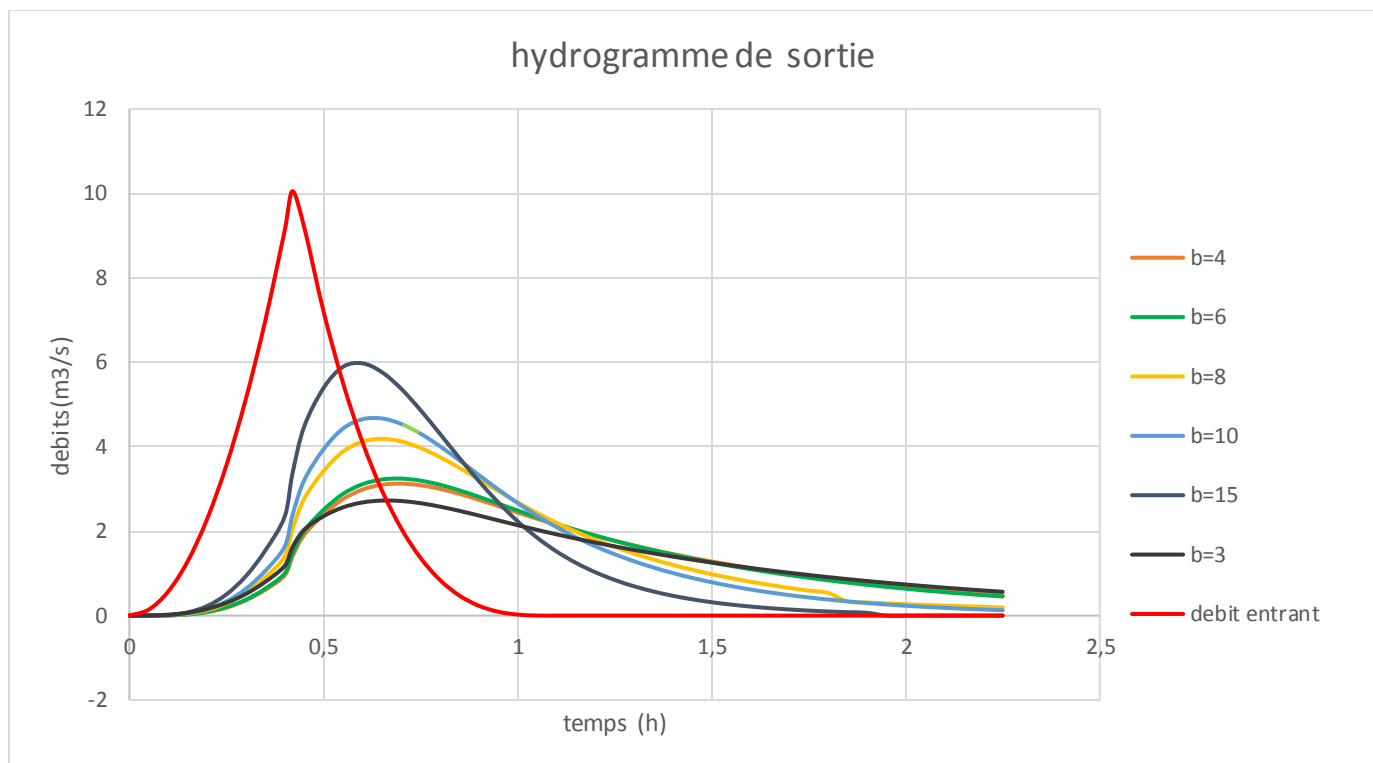


Figure III.22 Hydrogrammes de sorties

Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposé comme le débit évacuer,

le volume forcé et la lame déversée sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.42 Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum

Largeur	Hauteur	Debit	COTE	volume force	VF(m3)
m	m	lam ,m3/s	PHE,m		
3	0,56	2,72	543,06	39227,79304	10295,14304
4	0,5	3,12	543	38061,4	9128,75
6	0,39	3,24	542,89	35962,49594	7029,84594
8	0,38	4,18	542,88	35774,22016	6841,57016
10	0,36	4,66	542,86	35398,93544	6466,28544
15	0,32	5,97	542,82	34653,43336	5720,78336

III.9 Etude d'optimisation

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement. Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

III-9-1 La revanche :

C'est la tranche comprise entre la crête de la digue et la côte 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 :

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(III.63)$$

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

- Formule de Stevenson

$$H = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25} \dots\dots\dots(III.64)$$

F: le fetch F = 0.3 Km.

- Formule de Molitor

$$H = 0.75 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \dots\dots\dots(III.65)$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U=100 Km/h.

- Formule de Mallet-paquant

$$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5} \dots\dots\dots(III.67)$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (III.43) : hauteurs des vagues

Formule	H (m)
Stevenson	0.74
Molitor	0.72
Mallet-paquant	0.68

On adopte donc la valeur de $H=0.74$ m en raison de sécurité.

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

$$V = 1.5 + 2H \dots\dots\dots(III.68)$$

H : hauteur des vagues (en m).

$$V = 2.98 \text{ m/s}$$

Donc la revanche minimale sera :

Tableau (III.44) : différents valeurs des revanche

Formule	R (m)
Usbr	0.97
Molitor	1.17
Mallet-paquant	1.13

Pour plus de sécurité, On prend $R = 1.1\text{m}$

III.9.2 Le tassement

Le tassement est calculé grâce aux formules suivantes :

- $T = 0.015 H_b$ (III. 69)
- $T = 0.001 H_b^{3/2}$ (III. 69-1)

D'où :

T = Tassement de la crête du barrage.

H_b = Hauteur du barrage.

Les tassements sont estimés à 0,1 m.

III-9-3 Largeur en crête :

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

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

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

- Formule T.KNAPPEN $b = 1.65 H_b^{0.5}$ (III-70)
- Formule E.F.PREECE $b = 1.1 H^{0.5} + 1$ (III-71)
- Formule PRATIQUE $b = (5/3) \cdot H^{0.5}$ (III-72)
- Formule SIMPLIFIEE $b = 3.6 \cdot H^{1/3} - 3$ (III-73)

H_b est la hauteur du barrage prise de :

$$H_b = NNR - C_f + h_{\text{dév}} + R + T \text{ (III.74)}$$

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

Tableau III-45: calcul de la largeur en crête:

Formules	b (m)	Valeur adaptée
T.KNAPPEN	4.09	4(m)
E.F.PREECE	3.71	
PRATIQUE	4.11	
SIMPLIFIEE	3.57	

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

III-9-4 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-46

Tableau III-46 : Calcul d'optimisation

Largeur déversante (m)	Cout de la digue (millions DA)	Cout de l'évacuateur de crue	Coût total (millions de DA)
		Déversoir+cursier +chenal	
3	3,31509255	0,42532	3,71319655
4	3,21594	0,49784	3,677492
6	3,032378475	0,60942	3,587366475
8	2,9417472	0,78288	3,6520512
10	2,8432005	0,90804	3,6605205
15	2,60899275	1,31068	3,78359275

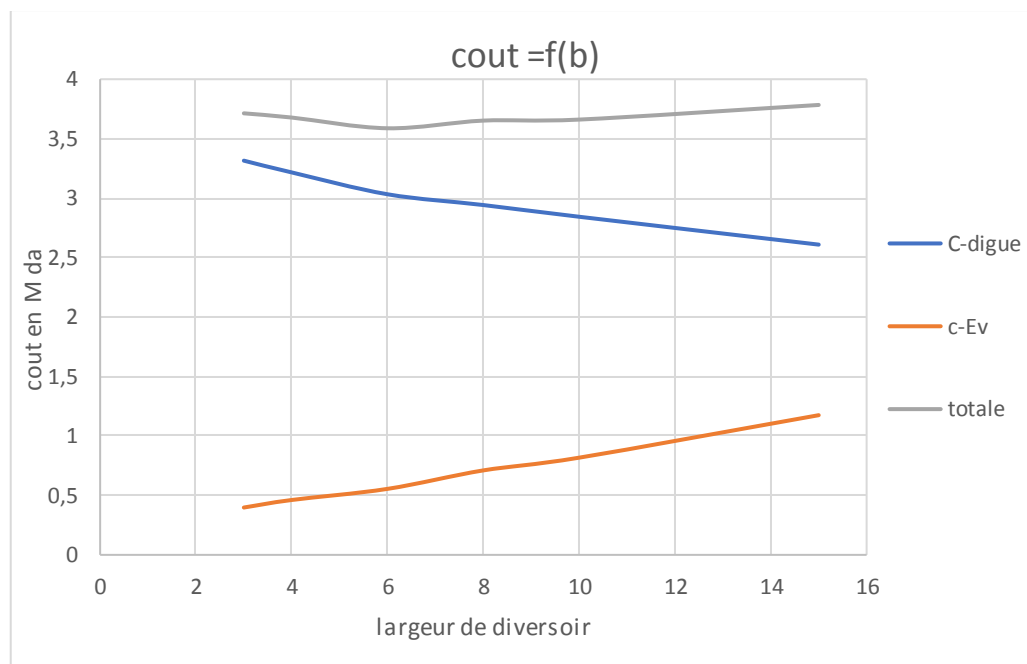


Figure III-22 : courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur b du déversoir.

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue, l'évacuateur de crue (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu de cette figure, notre choix a été basé sur le coût total Optimal.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « $b = 6 \text{ m}$ » Qui correspond $H_B = 6 \text{ m}$.

D'après ses résultats on prend une largeur du déversoir de 6 m correspondant à un débit laminé de $3.46 \text{ m}^3/\text{s}$.

Tableau III-44 : Tableau récapitulatif

Dénomination	Unités	Valeurs
Cote NVM	m	539.5
Cote NNR	m	542.5
Cote NPHE	m	543
Cote du fond	m	538
Volume au NNR	m^3	32640
Volume utile	m^3	28020
Volume mort	m^3	4436

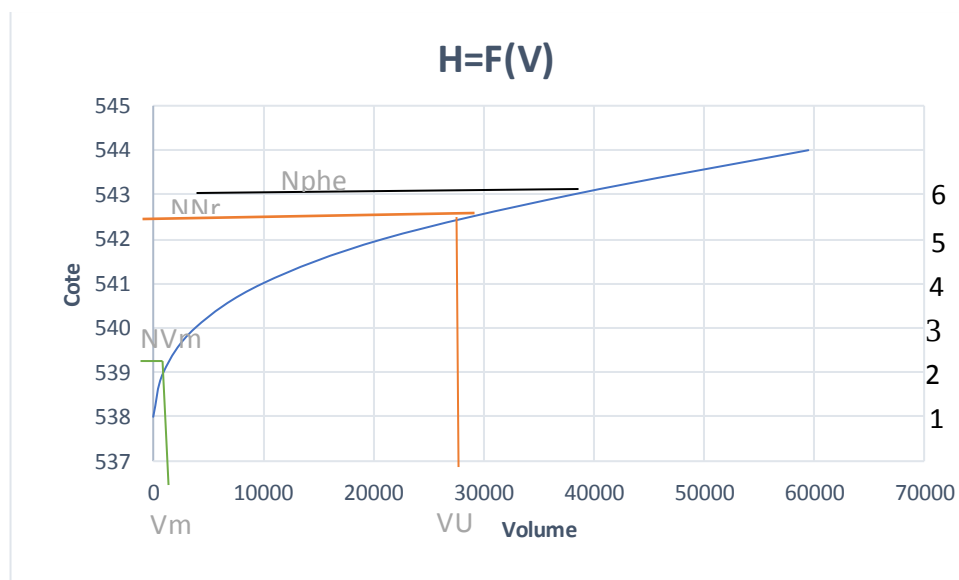


Figure III.23 : Courbe capacité- hauteur avec les différents niveaux du barrage

Conclusion :

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

- Hauteur de la retenue au niveau NNR est 6 m et une capacité de 28020 Mm³
- Évacuateur de crues d'une largeur optimale égale à 6 m, avec un débit laminé de 3.46 m³/s

Chapitre IV:

Etude De la Digue

IV-1 Introduction :

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

Les barrages peuvent être classés selon leur type de construction. On distingue habituellement:

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

IV-2 Choix du site de la retenue :

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

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

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

IV-3 Choix du type du barrage :

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

Les barrages poids sont éliminés par l'économie et la nature de la fondation. La présence des matériaux locaux en grande quantité nous permet d'envisager un barrage en matériaux locaux, trois types sont à proposer :

a)- Barrage en terre homogène:

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

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

b)- Barrage zoné :

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

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

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

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

c)- Barrage en enrochement avec un masque amont :

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

IV-4 Cote en crête du barrage :**❖ Niveau des plus hautes eaux :**

Le niveau des plus hautes eaux est égal au niveau normal de retenue (NNR = 542.5 m) majoré de la charge déversante déjà déterminée ($h = 0.506\text{m}$).

$$\text{NPHE} = \text{NNR} + h$$

$$\text{NPHE} = 543.006 \text{ m}$$

❖ La revanche :

La revanche a été calculée préalablement dans l'étude d'optimisation et elle est de 0.74 m ce qui fait que la hauteur du barrage est de 6,00m.

Donc la cote en crête est :

$$\text{NCR} = 544\text{m}$$

IV-5 Conception de la digue:**IV-5-1 Largeur en crête :**

La largeur en crête est calculée dans l'étude d'optimisation et elle est de 4 m.

IV-5-2 Longueur en crête:

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

$$L = 80 \text{ m}$$

IV-5-3Pente des talus:

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

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

IV-5-4 Le volume du corps du barrage:

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

$$V_b = \sum V_i$$

Tel que :

$$V_i = \frac{[w_i - w_{i+1}]}{2} L_i \dots\dots\dots (IV-01)$$

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.

$$w_i = \frac{[b + B_{pi}]}{2} H_{bi} \dots\dots\dots (IV-02)$$

b : largeur du couronnement;

$$B_{pi} = b + (m_1 + m_2) H_{bi} \dots\dots\dots (IV-03)$$

m_1 : pente du talus amont;

m_2 : pente du talus aval;

IV-5-6 Variantes de la digue:**IV.5-6-1 Barrage en terre homogène :****A) Pentes des talus**

Fruits des talus d'après le tableau N°IV-03 on a :

Parement amont $m_1 = 3$

Parement aval $m_2 = 2$

B) Protection des talus

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

1- le talus aval

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

2- le talus amont :

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

1 – Première méthode

$$e = C \cdot V^2 \dots\dots\dots (IV. 4)$$

D'où

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

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

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

Tableau IV-02 : Valeur de C

Pentes des talus	Valeur de C en fonction du poids spécifique		
	$\delta = 2,5$	$\delta = 2,65$	$\delta = 2,80$
1 :3	0,028	0,025	0,023

On a un poids spécifique du Rip rap $\theta = 2,65 \text{ KN/m}^3$ et une pente égale à 1/3,
D'où La valeur de C est donnée 0.028.

Donc, nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e = 0.23 \text{ m}$

2 – Deuxième méthode

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

Tableau IV-03 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	$D_{\min}(\text{m})$
0,0 ÷ 0,3	0,30	0,20
0,3 ÷ 0,6	0,35	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,40	0,30
1,2 ÷ 1,8	0,45	0,35
1,8 ÷ 2,4	0,50	0,40
2,4 ÷ 3,0	0,55	0,45

Pour notre cas, $0.6 < H < 1.2 \text{ m}$ $e = 0,40 \text{ m}$.

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

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

Conclusion :

En analysant les résultats obtenus, on opte ensuite pour le dimensionnement de la digue homogène pour une épaisseur de couche $e = 0.40$ m et un diamètre moyen de 30 cm. Donc, une protection du talus amont d'une épaisseur de 30 cm d'enrochement.

C) Drainage de la digue

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

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

De ce fait, il convient de concevoir un système de drainage parfait, qui pourra constituer une bonne avant-garde pour construire des barrages dans des conditions sûres et économiques. Cependant, ceci doit se faire tout en assurant leur protection par des filtres aux interfaces entre zones de matériaux présentant des granulométries et perméabilités largement différentes.

C.1 But du drainage

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

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

C.1.1 Calcul des drains

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

-Dimensionnement du Drain Tapis

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

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (IV. 5)$$

Avec :

L_b : Longueur transversale du barrage [L_b= 35m].

Donc : $L_d = \frac{L_b}{3} = 11.6\text{m}$

On prend L_b=12 m.

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$l_d = 1/2 * (\sqrt{L^2 - H^2} - L) \dots\dots\dots (IV. 6)$$

l_d : Largeur du drain nécessaire (m) ;

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain (44,5m);

H : différence de charge entre la retenue et le drain (12m).

On prend : l_d=1m

- Dimensionnement du drain vertical

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

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

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

Le niveau du drain vertical est aux points les plus hauts de saturation de remblai N_{dr}=830 m

-Dimensionnement du drain prisme

- Fruits des talus :**

m₁ = (1 ÷ 2) on prend m₁=1,5

m₂ = (1,5 ÷ □2, 5) on prend m₂=2

- **Hauteur:** $H_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b$ (IV. 7)

Avec : H_b : Hauteur du barrage ($H_b = 6,00m$)

On prend $H_{dr} = 0.15 H_b$

On aura : **$h_{dr} = 1.20m$**

- **largeur au sommet :**

On va prendre : **$b_{dr} = 1 m$**

- **largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par :

$$B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr} \text{ (IV. 8)}$$

$$\mathbf{B = 4.5 m}$$

IV.5-6-2 Barrage zoné a noyau d'argile

Fruits des talus d'après le tableau II.03 on à :

Parement amont $m_1 = 3$

Parement aval $m_2 = 3$

C. Etanchéité du barrage

C-1 Le Noyau

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

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

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \text{ (IV. 9)}$$

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

b_{moy} : Largeur moyenne du noyau.

ΔH : La différence de charge d'eau

Le tableau suivant permet de choisir les valeurs de gradient hydraulique admissible

Tableau IV-04 : Valeur de i_{adm} en fonction du type d'ouvrage.

Type de sol :	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.70	0.80	0.90	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage appartient à la IV^{ème} classe. Alors, on prend $i_{adm}=1,95$

$$i_{adm} = \frac{\Delta H}{b_{moy}} = \frac{H_1 - H_2}{b_{moy}} \leq i_{adm} \dots \dots \dots (IV. 10)$$

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

H_1 : Hauteur d'eau à l'amont ($H_1=5.5$ m)

$$b_{moy} = \frac{H_1}{i_{adm}} = \frac{12,48}{1,95} = 2.8\text{m}$$

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

$$L_{n,s} = \frac{1}{6} \times Hb \dots \dots \dots (IV. 11)$$

$L_{n,s} = 1$ m . On adopte pour **$L_n = 1\text{m}$**

D'où les pentes des talus du noyau :

$$b_{base} = L_n + 2.m_n.H_n \dots \dots \dots (IV. 12)$$

m_n : Fruit du noyau (On prend une pente du noyau égale à $m_1=m_2=1.5$)

H_n : Hauteur du noyau, $H_n=H_b-1=5\text{m}$

$$b_{base} = 1 + 2 \cdot 1.5 \cdot 5 = 16\text{m}$$

-La cote en crête du noyau :

$$N_{CN} = C_{fond} + 5$$

$$N_{CN} = 538 + 5 = 543 \text{ Mnga}$$

IV.5-6-3 Barrage en enrochement

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 6 m on prend les pentes des talus amont et aval ($m_1=2,5$ et $m_2= 2,5$), Avec masque.

Due a non disponibilité de quantité suffisent de marteaux dans notre zone d'emparent on as décide d'écarter cette variante

Tableau IV-05 : Estimation de coute des variantes .

variante	Matériaux	Quantité (m3)	Prix unit (DA)	Coût (10 ⁵ DA)	Totale (10 ⁵ DA)
Homogène	Recharge	9120	500	45.6	49.092
	Enrochement	218.8	2050	4.845	
	Drain	120	600	0.72	
Zoné	Recharge	7160	800	57.54	59.5
	Noyau	3400	500	1.70	
	Rip-Rap	218.8	1200	0.26	

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

IV-6 Etude de la variante :***IV-6-1- Drainage de la digue :*****Constitution et fonctionnement des filtres et drains :**

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

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

Ils peuvent être situés

Entre deux couches de sol adjacentes dont les granulométries sont assez différentes pour que les éléments de l'un des sols puissent migrer dans l'autre sol ;

- Entre un sol à granulométrie fine, qui doit être drainé, et les matériaux relativement grossiers et perméables constituant les drains;
- A l'interface entre un remblai de granulométrie fine et une fondation très perméable où l'écoulement peut éroder les particules fines du remblai ;
 - Sous et au-delà du pied aval du barrage ;
 - Sous les recharges drainantes.

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

IV-6-2 les drains

La fonction principale des drains est la maîtrise des percolations d'eau dans le corps du barrage. Le drain permet l'abaissement de la ligne de saturation, la diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle ainsi que l'accélération de la consolidation.

Le matériau utilisé pour un drain doit avoir une perméabilité plus élevée que celle du sol drainé. Le gravier, de granulométrie fine à grossière est un matériau idéal, si elle est bien appropriée, la roche exploitée peut être également utilisée.

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

A) Règles générales de dimensionnement des drains et filtres

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

Elles s'énoncent comme suit : Soit d_x la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre $x\%$ en poids dépassant lors du tamisage granulométrique

Soit D_x celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

Condition de perméabilité $\frac{D_{15}}{d_{85}} > 5$;

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

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante :

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

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

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

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

IV-6-3-Etanchéité du barrage

IV-6-3-1 La clé d'ancrage

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

L'étanchéité de la fondation de notre digue est garantie par le substratum marneux imperméable qui joue le rôle de tapis étanche. Néanmoins la présence de la couche alluvionnaire perméable au fond de la vallée, nous oblige à ancrer la digue dans le bed roq sain imperméable après décapage de son toit altéré afin de réduire les risques de fuite au travers de ces sédiments peu étanches.

La profondeur de la clé d'encrage est exécutée jusqu'à 1 m, L'épaisseur d'élément (clé d'ancrage) est égale (3-4) m.

En prend $b = 1$ m. Les talus $m_1 = m_2 = 1$.

IV.6-3.2 Protection de la crête

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

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

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

IV.6.4 Protection contre l'envasement

Selon l'étude hydrologique le taux d'abrasion a été estimé à $= 144.92 \text{ T/km}^2/\text{an}$, cette valeur comporte un volume d'envasement estimée à $33059,18 \text{ m}^3$ dans la cuvette de la retenue pour une durée de vie égale à 30ans.

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

- Les digues de décantation.
- La bande forestière.
- La digue de décantation sera construite en gabions et implantée dans le lit de l'Oued en amont de la retenue. Il est recommandé de réaliser plusieurs digues de décantation en aval de l'embouchure de chaque branche importante.
- La bande forestière est à réaliser sur les deux côtés de la cuvette sur une largeur de 50 m environ.
- Les rangs d'arbres doivent être plantés le long des courbes de niveau des rives de la vallée.
- La distance entre le lac et la bande forestière doit être de 50 m au minimum

IV-6-5 Calcul des filtres

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

Condition 1

$$\frac{D_{15}}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0,05) \frac{\eta}{1 - \eta} \dots\dots\dots (IV.13)$$

D'où

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

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

$n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux ;

Condition 2**Condition de (TERZAGI, 1942)**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \dots\dots\dots (IV.14)$$

D_{15} : Diamètre de filtre.

d_{85} : Diamètre du sol à protéger.

B) Détermination de la courbe granulométrique des Filtres**Selon les critères**

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

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \dots\dots\dots (IV.16)$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

D_{15} , D_{50} : Diamètre de filtre.

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

Granularité du sol protégé : $d_{15} = 0,00034\text{mm}$;

$d_{50} = 0,062\text{mm}$;

$d_{85} = 2,1 \text{ mm}$.

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

$$\begin{aligned} & - 0,00408 \text{ mm} < D_{15} < 0,0136 \text{ mm} ; \\ & - 0,744 \text{ mm} < D_{50} < 3.596 \text{ mm}. \end{aligned}$$

La courbe granulométrique moyenne est : $D_{15} = 0.00884 \text{ ,mm}$; $D_{50} = 2, 15\text{mm}$.

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

Condition 1

$$\frac{D_{15}}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[3]{\eta} \cdot (1 + 0,05 \eta) \frac{n}{1 - n}$$

$$n = n_0 - 0,1 \log \eta;$$

D'après la courbe granulométrique du gravier :

$$D_5 = 0,00011\text{mm} ; D_{10} = 0,002 \text{ mm} ; D_{15} = 0,0116 \text{ mm} ;$$

$$D_{17} = 0,0016\text{mm} ; D_{60} = 0.012\text{mm}; D_{85} = 1,8 \text{ mm} ;$$

$$\eta = D_{60} / D_{10} = 6 \text{ Coefficient d'hétérogénéité} ;$$

$$n_0 = 0,45 \text{ d'où } n = 0,37 ;$$

$$D_5 / D_{17} = 0,56 > 0,33$$

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

Condition 2: (zone de transition)

Condition de (TERZAGUI 1942)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,0226}{2,1} = 0,001 \leq 4$$

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

Conclusion :

On prévoit :

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

IV-7 Calcul d'infiltration :**IV-7-1 Objectif de calcul d'infiltration :**

L'objectif de cette partie est de déterminer :

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

IV-7-2 Hypothèses de calcul de la ligne de saturation :

- Il s'agit tout d'abord de déterminer la ligne de saturation dont le calcul suppose les hypothèses suivantes :
- Que le sol est homogène et isotrope, c'est-à-dire que la perméabilité horizontale est identique à celle verticale.
- Que la ligne de saturation suit la loi de la parabole de Kozeny.
- Que le calcul se fera pour la section critique de la digue.

La parabole de la courbe de Kozeny s'écrit comme suit:

$$Y^2 - Y_0^2 - 2XY_0 = 0 \Rightarrow Y = \sqrt{Y_0^2 + 2XY_0} \dots\dots\dots(\text{IV-17})$$

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots(\text{IV-18})$$

Avec :

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0,7b (d = 24.5m).

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont b=15.65m
(Déterminé graphiquement).

h : La hauteur d'eau en amont (h=5.6m).

On trouve $Y_0 = 0.63 \text{ m}$.

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 :

$$Y = \sqrt{0.39 + 1.26 X}$$

Tableau IV-06: Coordonnées de la ligne de saturation :

x	y
2	1,71
4	2,33
6	2,82
8	3,24
10	3,60
12	3,94
14	4,25
16	4,53
18	4,80
20	5,06
22	5,30
24	5,53
24,5	5,59

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

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

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

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

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

$$\alpha = 70^\circ \quad \text{et} \quad c = 0,24 \text{ d'où : } b=0.58 \text{ m}$$

IV-7-3 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue:

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

$$q=K.I.....(IV-21)$$

Avec :

q: Débit d'infiltration en (m³/s/ml).

K : Coefficient de perméabilité en (m/s). (K= 1.35 .10⁻⁶ m/s)

I: Gradient hydraulique.

A: Section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par: $I=dy/dx$ et $A=y.1$

Donc: $q=K.ydy/dx.....(IV-22)$

Avec $ydy/dx=y_0$

D'où $q=K.y_0$ m³/s/ml.

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

AN:

$Y_0=0.5$ m d'où: $q=6.75.10^{-7}$ m³/s/ml.

$$Q=6.75*10^{-6}*80=5.4*10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$$

IV-7-4 Calcul du débit de fuite à travers la fondation :

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy (IV.21):

$$q=K.I.A$$

A: Section d'infiltration par unité de longueur. $A=T.1$ (T=1,5m Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où : $q= K.I.T$

I: gradient hydraulique.

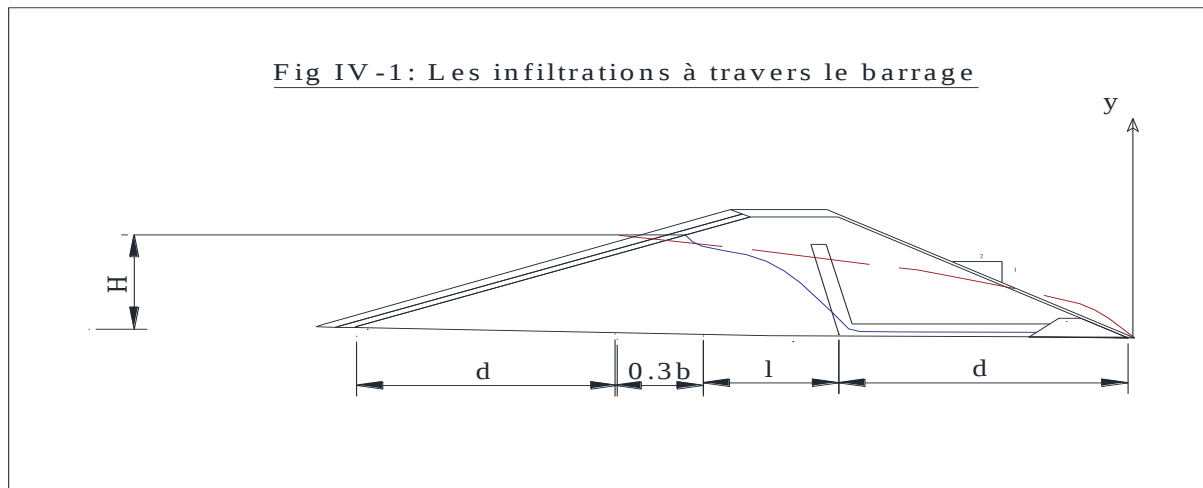
K : Coefficient de perméabilité horizontal a travers la fondation (K=1.36. 10⁻⁷m/s)

H_e : Charge d'eau à l'amont $H = 5$ m.

L_b : Emprise du barrage $L_b=80$ m.

$$I=H_e/L_b.....(IV-22)$$

$$q=1,27*10^{-7} \text{ (m}^3/\text{s)}$$



IV-7-5 Vérification de la résistance à l'infiltration des sols du corps et de la fondation :

- **Corps du barrage :**

La vérification de la résistance d'infiltration dans le corps du barrage est effectuée d'après la condition :

$$I = \frac{\Delta H}{l} \leq I_{adm} \dots\dots\dots (IV-22)$$

l : largeur indiquée sur le schéma si dessous : $l = 6,7\text{m}$.

ΔH : Perte de charge a travers le barrage $\Delta H = h = 5\text{m}$

I : Gradient hydraulique admissible tiré du tableau ($I_{adm} = 1,8$), voir la figure ci après:

On trouve $I = 0,74 < 1,8$. Donc la condition est vérifiée.

La résistance à l'infiltration à travers le barrage est assurée.

- **Fondation du barrage :**

Cette vérification s'effectue en utilisant l'expression suivante :

$$J_f \leq \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots(IV-23)$$

J_{cr} : Gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de fondation d'après le tableau ci-dessous

Tableau IV-07: Détermination du gradient d'infiltration admissible :

Sol de fondation	Icr
Argile	0,9
Limon	0,45
Sable grossier	0,40
Sable moyen	0,28
Sable fin	0,22

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

Tableau IV-8: Détermination du coefficient de sécurité.

Classe du barrage	I	II	III	IV
K_s	1,25	2	1,15	0,29

J_f : Gradient d'infiltration dans la fondation du barrage déterminé par la formule suivante :

$$J_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88 T_c} \leq \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots(IV-24)$$

T_c : Profondeur de calcul de la zone d'infiltration.

$$T_c = T_{réel} \text{ si } T_{réel} \leq T_{ac}$$

$$T_c = T_{ac} \text{ si } T_{réel} > T_{ac}$$

$T_{réel}$: profondeur de la couche imperméable ;

T_{ac} : profondeur de la zone active.

$T_{réel} = 2\text{m}$; $T_{ac} = 2,5\text{m}$; on voit bien que $T_{réel} \leq T_{ac}$ donc $T_c = T_{réel} = 2\text{m}$

L : Largeur du barrage à la base $L = 107 \text{ m}$.

ΔH : La différence du niveau d'eau à l'amont et à l'aval ($\Delta H = 13,5\text{m}$)

Notre barrage appartient à la III^{ème} classe ce qui donne ($K_s = 1,15$).

La fondation marneuse argileuse, donc: $J_{cr} = 1,2$.

Pour cela on trouve:

$$J_f = \frac{13 \cdot 5}{107 + 0.88 \cdot 2} = 0,12 < 1,043$$

La condition est vérifiée, la résistance d'infiltration à travers les fondations est assurée.

IV-8 Calcul de stabilité :

IV-8-1 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 chabet aziet , et la vérification des valeurs des fruits des parements adoptés, nous avons utilisé la méthode des tranches (Méthode de FELLENIUS). Cette vérification a fait l'objet d'un calcul détaillé effectué manuellement. Ce calcul manuel a été réalisé avec la contribution d'un programme Excel.

Quatre cas peuvent être vérifiés :

Parement amont : cas fin de construction et vidange rapide.

Parement aval : cas fin de construction et fonctionnement normal.

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

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

IV.8.2 Principe de la méthode

Cette méthode nous amène à respecter les étapes suivantes :

- Construire la coupe transversale du barrage à l'échelle.
- Déterminer le talus moyen.
- Tracer deux lignes au milieu du talus moyen, l'une verticale et l'autre faisant un angle 85° avec le talus moyen.

- Déterminer la zone du centre du cercle de glissement, pour cela Fandeev a recommandé de disposer le centre du cercle de glissement dont les limites sont définies par deux cercles de rayons, R_{min} et R_{max} donnés par le tableau suivant :

Tableau IV-9 : détermination des rayons max et min

Pente des parements	1/1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6
$K1=R1/Hb$	0,75	0,75	1,00	1,50	2,20	3,00
$K2=R2/Hb$	1,50	1,75	2,30	3,75	4,80	5,50

Hb : Hauteur totale du barrage ($Hb= 6$ m).

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

Le coefficient de sécurité à la stabilité est égal :

$$KS = M_{resist} / M_{mot} \dots \dots \dots (IV.25)$$

M_{resist} : les moments résistants.

M_{mot} : les moments moteurs.

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

Tableau IV-10 : les valeurs admissibles des coefficients de sécurité

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

Notre barrage fait partie de la IVeme classe, le coefficient admissible sera donc :

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

Pour notre cas :

Tableau IV-11 : les valeurs des rayons la zone des centres

Talus	Pente du talus	K1	K2	R1	R2
Amont	3,0	1,00	2,2	6	13.2
Aval	2	0,875	1.75	4.5	10.5

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons R1 ; R2 avec les deux lignes (verticale, incliné) nous donne la zone des cercles.

On trace à la suite, une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0,1R$, on identifie toutes les tranches gauches par des chiffres positifs et les tranches droites par des chiffres négatifs en commençant par la tranche « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une tranche de glissement sont :

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

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

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

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

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

IV.8.2.1 Calcul des forces appliquées à chaque tranche**A) Force de pesanteur (poids propre de la tranche)**

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit :

$$G_n = b (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3) \dots\dots\dots (IV.26)$$

h_1, h_2, h_3 : Hauteurs des tranches.

γ_1 : Densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation.

γ_2 : Densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation.

γ_3 : Densité de l'assise.

b : Largeur de la tranche.

B) Force de pression interstitielle

Dans le cas ou le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \dots\dots\dots (IV.27)$$

U : pression interstitielle.

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

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

h : Hauteur de la tranche.

C) Forces de cohésion

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots (IV.28)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

D) Forces dues au séisme

$$T = a \cdot G_n \dots\dots\dots (IV.29)$$

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

1) Classement des forces

On peut classer toutes ces forces comme suit :

Les forces stabilisatrices :

A) Force de frottement

$$F_1 = N_n \tan \phi - U \cdot dl \tan \phi \dots\dots\dots (IV.30)$$

ϕ : Angle de frottement.

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

B) Force de cohésion

$$F_c = c \, dl \dots\dots\dots (IV.31)$$

Avec :

$$dl = \frac{2 \cdot \pi \cdot R \cdot Bi}{360}$$

R : Rayon de la courbe de glissement.

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

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

$$M_s = [(N_n - U \, dl) \, \tan \phi + c \, dl] \, R \dots\dots\dots (IV.32)$$

Les forces motrices

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique (Nt), (force de cisaillement) du poids (Gn) qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (IV.33)$$

$\sin \alpha$ = Nombre total des tranche/ Numéro d'ordre de la divisée

$$\text{Avec : } \cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

IV.8.3 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

Le coefficient «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

A) Fin de construction (aval et amont)

L'étape la plus critique se situe juste à la fin de la construction, alors que les pressions interstitielles sont à leur maximum, le drainage n'a pas encore eu lieu, le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

$$\text{Sans séisme : } K_{ss} = \frac{\sum N_n \tan \phi + \sum C \, dl}{\sum T_n} \dots\dots\dots (IV.34)$$

$$\text{Avec séisme : } K_{as} = \frac{\sum N_n \tan \phi + \sum C \, dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a \, G_n \, d_n} \dots\dots\dots (IV.35)$$

B) Fonctionnement normale (talus aval)

De même que pour la fin de construction, le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

Ce cas a la réputation d'être le plus défavorable pour le talus aval, du fait du caractère catastrophique d'une rupture en charge.

$$\text{Sans séisme} : K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P) \tan \phi + \sum Cdl}{\sum T_n} \dots\dots\dots (IV.36)$$

$$\text{Avec séisme} : K_{as} = \frac{\sum (N_n - P) \tan \phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots (IV.37)$$

C) Vidange rapide (talus amont)

La vidange rapide par laquelle a été vérifiée la stabilité du talus amont, est le cas le plus défavorable. Pour ce dernier, l'abaissement rapide du plan d'eau entraîne un écoulement en régime transitoire dans la digue. L'état critique se situant juste après vidange, les pressions hydrostatiques internes ne s'étant pas dissipées, dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

$$\text{Sans séisme: } K_{ss} = \frac{\sum N_n \tan \phi + \sum Cdl}{\sum T_n} \dots\dots\dots (IV.38)$$

$$\text{Avec séisme: } K_{as} = \frac{\sum N_n \tan \phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots (IV.39)$$

Tableau IV-12: Les caractéristiques géotechniques

Paramètres	Valeurs
γ_d (t/m ³)	1,70
γ' (t/m ³)	0,83
γ_{sat} (t/m ³)	1,83
ϕ°	25
C bars	1

Pour la fondation : $\gamma_{sat} = 1,83$ (t/m³)

$\gamma_d = 1,70$ (t/m³)

Les coefficients admissibles de stabilité :

$K_{adm} = (1,5 - 1,1)$ (sans séisme).

$K_{adm} = 1,05$ (avec séisme).

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV-13 : coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

CAS DE SOLLICITATION		COEFFICIENT DE SECURITE	
		Avec séisme	Sans séisme
Fonctionnement normal	<u>Talus aval</u>		
	R= 10.67 m	1,86	3.23
	R= 12.66m	1.87	2.16
	R= 13 m	1,83	2.32
Fin de construction	<u>Talus aval</u>		
	R=11.3m	1,6	2.56
	R=12.3m	1,99	2.48
	R=11.44m	1,89	3.06
	<u>Talus amont</u>		
	/	/	/
Vidange rapide	<u>Talus amont</u>		
	R=14.4 m	1,54	2,73
	R=16 m	2.18	4.33
	R=15.1m	1,17	1,66

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 V: Les Ouvrages Annexes

Introduction:

Les barrages réservoirs sont souvent équipés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres, en utilisant pour ce but la charge hydraulique effective disponible.

Les dimensions en plan et en élévation, la conception ainsi que la composition des ouvrages annexes d'un barrage sont dictées par le débit de projet, la charge effective, le relief et la géologie du site, ainsi que des conditions de réalisation et d'exploitation.

V.1 OUVRAGE D'ÉVACUATION DE CRUES

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles au moment où la retenue est pleine, sans risques de déversement sur la digue ou d'érosion dommageable pour la digue.

V.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

1. la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
2. les difficultés de réalisation.
3. les exigences topographiques du site.
4. les exigences géologiques du site.
5. la facilité d'entretien.
6. la facilité de modification.
7. le coût de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories, selon les principes types :

- a. l'évacuateur à écoulement libre.
- b. L'évacuateur par puits noyé.

V.1.2 Différents types des évacuateurs de crues**V.1.2.1 Evacuateur de crues en puits (tulipe)**

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée. Ce type d'ouvrage équipera, le plus souvent, les grands barrages vu les avantages qu'il offre.

- a) Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s.
- b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

Ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

1. Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
2. Problème de vibration.
3. Prévention des protections anti vortex (d'où les coûts et l'entretien).
4. Dissipation au pied de la digue.

V.1.2.2 Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique. Il présente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversant. L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

V.1.2.3 Evacuateur de crues latéral à entonnement frontal

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre.

Il représente les avantages :

1. Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
2. Facilité de réalisation.

Ses inconvénients sont :

- 1 Le coût peut élevé.
2. La difficulté de modification.

V.1.2.4 Evacuateur de crues en siphon

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage,

Il représente les avantages suivants:

1. Aucune exigence topographique.
2. Calcul usuel.

Ses inconvénients sont :

1. Amorçage et désamorçage.
2. Entretien indispensable.
3. Débit faible à évacuer.
4. Dispositif sur le corps de la digue.

V.1.3 Choix du tracé de l'axe

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

1. Le plus court possible.
2. Suffisamment éloigné du pied aval de la digue.
3. Rectiligne (si possible).
4. Plus ou moins orthogonal à l'axe de la digue.

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

V.1.4 Type d'évacuateur de crue

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

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

Type d'évacuateur de Crue :	Commentaires :
Déversoir latéral avec un seuil de déversement en dos d'âne	• Pour des versants à fortes pentes. • Volume des déblais importants
Déversoir frontal avec seuil déversant en dos d'âne.	• 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	• Réduira la largeur du coursier d'évacuateur, mais pas autant que l'option de l'évacuateur latéral.
Evacuateur en puits	• Utilisé où il n'existe pas d'options d'évacuateur à surface libre à cause de facteurs géologiques ou topographiques.

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, pour des raisons de sécurité on doit choisir des évacuateurs à seuils libres sans organes mécaniques de contrôle.

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation. Donc cette variante peut être rejetée.

Conclusion

Conformément aux clarifications illustrées ci-dessus, le choix est arrêté pour l'étude d'un évacuateur de crue à entonnement frontal sur la rive droite de la vallée.

V-2 DIMENSIONNEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUE:

L'évacuateur de crues est constitué des éléments suivants :

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

V-2-1 Dimensionnement et calcul hydraulique des éléments constituant l'évacuateur de crue:

V-2-1-1 Le canal d'approche

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charge et guider calmement la crue vers le seuil déversant. Généralement, l'écoulement est calme avec une vitesse faible, pour une valeur de m (coefficient de débit).

La vitesse d'approche est obtenue par la formule :

$$V_a = \frac{Q_{\text{projet}}}{S} \dots\dots\dots (VI. 01)$$

Avec:

V_a : Vitesse d'approche.

Q : Débit de projet évacué (m^3/s).

h : Charge d'eau (m). $h = H + P = 0,56 + 1 = 1,56m$.

S : Section du canal (m^2). $S = h \times L = 1,5 \times 6 = 9m$.

P : Hauteur de pelle (m).

H : Lane déversant (m).

V-2-1-2 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=0.4m.

$$H + P = 1.4\text{m}$$

Vitesse d'approche:

La vitesse est donnée par la relation suivante:

$$V = \frac{Q}{(P + H)b}$$

b: largeur du déversoir (b=6m).

Q: débit évacué (Q=10, 5 m³/s).

On trouve: V=1.16m/s.

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est (4,4 ÷ 10) m/s, $V < V_{adm}$, donc pas de risque d'érosion.

- Hauteur du mur du canal d'approche:**

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante:

$$R_e = 0.6 + 0.05 V (H)^{1/3} \dots\dots\dots (V-1)$$

$$R_e = 0,64\text{m.}$$

$R = 0,64\text{m}$

D'où la hauteur de mur est:

$$H_m = H + P + 0,69 = 2,04\text{m.} \dots\dots\dots (V-2)$$

Pour des raisons technique on prend:

$H_m = 2,00\text{m.}$

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

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 2.5 m.

V-2-1-3 Le déversoir:

Le profil du seuil déversant est de type Creager, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression est égale à la pression atmosphérique, tout profil situé au dessus entraînera des dépressions donc des risques de décollement.

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante :

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

H: la charge sur le déversoir.

TABLEAU V-1: COORDONNEES DE LA NAPPE DEVERSANTE.

H(m)	X/H	Y/H
0,400	0,000	0,050
	0,040	0,014
	0,080	0,003
	0,120	0,000
	0,160	0,003
	0,240	0,024
	0,320	0,059
	0,400	0,102
	0,480	0,157
	0,560	0,226
	0,680	0,349
	0,800	0,494
	1,000	0,784
	1,200	1,130
	1,400	1,527

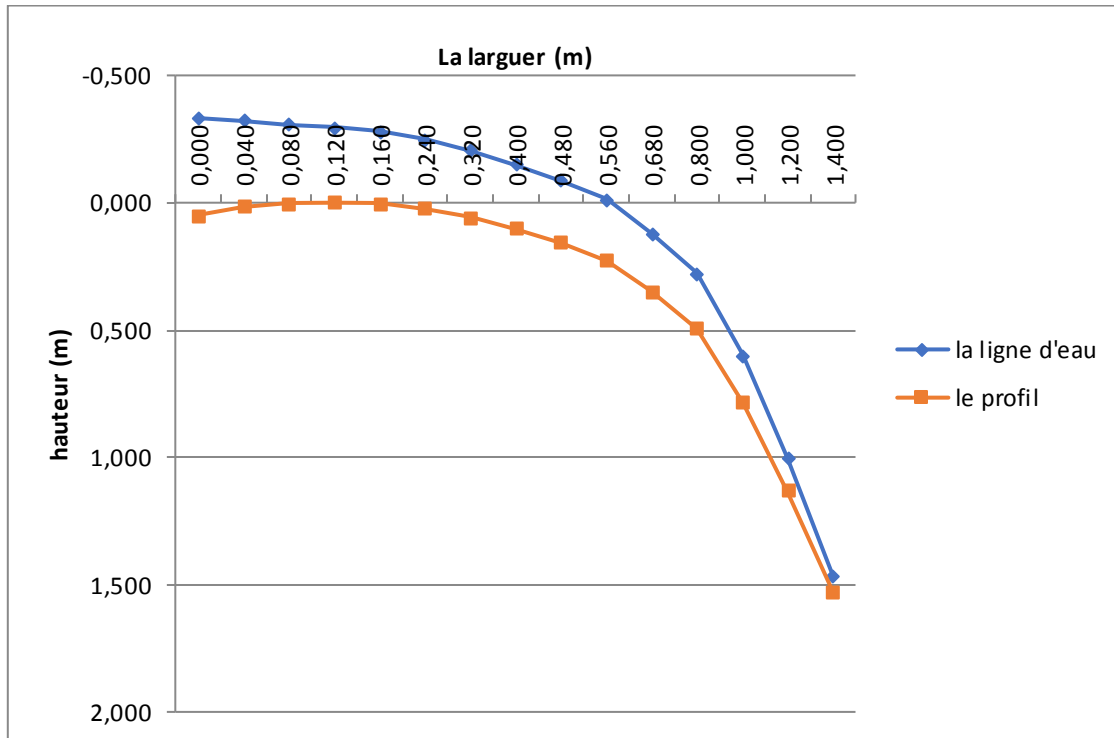


Figure-V-1 profile creager

V2-1-4 Chenal d'écoulement:

Le chenal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface, sa pente est suffisamment faible (inférieure à la pente critique) pour que le régime soit fluvial. Il est en général de section rectangulaire, sa longueur est rarement importante car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'aboutir au coursier.

La longueur du chenal est déterminée en fonction de la topographie ici elle n'est pas importante elle est égale à 4 m et une pente de 1%. On détermine la profondeur critique y_c pour un canal de forme rectangulaire:

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

Avec:

Q: débit à évacuer ($Q=3.24\text{m}^3/\text{s}$).

b: largeur du canal ($b=6\text{m}$).

g: l'accélération de pesanteur ($g=9,81\text{m}^2/\text{s}$).

$$y_c = 0.42\text{m.}$$

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

$$Q = K \cdot S \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (V-5)$$

Avec:

R: rayon hydraulique (en m) $R_h=0,94m$.

I: la pente en (m/m).

S: section mouillée

K: coefficient de Manning-Strickler ($K=71$).

Pour une section rectangulaire:

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + y_c)^{2/3}}{K \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots \dots \dots (V-6)$$

$$I_{cr}=0,14\%.$$

($0,1\% < 0,14\% \Rightarrow I < I_{cr}$), La condition est vérifiée.

La profondeur normale h_n (profondeur qui apparaît pour un débit Q et une pente I qu'un chenal si l'écoulement était uniforme) ; se déduit de la formule de Manning Strickler.

$$Q = S \cdot C \sqrt{R \cdot I} \dots \dots \dots (V-7)$$

Avec : S : section du chenal $S=b \cdot h_n$;

I : pente du chenal $I=0,1\%$;

C : coefficient de Chezy $C=R^{1/6}/n \dots \dots \dots (V-8)$

R : rayon hydraulique $R=S/P= \frac{b \cdot h_n}{2 \cdot h_n + b} ; \dots \dots \dots (V-9)$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par itération .

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (b \cdot h_n)^{5/3} \cdot (2 \cdot h_n + b)^{-2/3} \dots \dots \dots (V-10)$$

On aura : $h_n=1,0416 \text{ m}$, $v_n = \frac{Q}{b \cdot h_n}$, $V_n=0.52 \text{ m/s}$..

$h_n > h_c$ donc l'écoulement est fluvial.

V-2-1-5 Convergent ;

Il se trouve à la fin du chenal d'écoulement et relie ce dernier avec le coursier, son principal but c'est de permettre le passage du régime d'écoulement du fluvial au torrentiel.

Données:

$Q=3.4 \text{ m}^3/\text{s}$; $b=6\text{m}$; $h_1=1\text{m}$; $c=54$; $R=0.75$; $S=6$;

Calcul de la profondeur critique :

$H_c=0.49$

On calcule fraude

$$f_1 = \frac{v}{\sqrt{(g * h)}} \dots \dots \dots (v - 11)$$

$F_1=0.166$

$$H_m = \frac{hc + hn}{2} = 0.745 \text{ m}$$

$$S_m = h_m * b = 4.47$$

$$R_m = \frac{S_m}{P_m} = 0.63 \text{ m}$$

$$C_m = (R_m)^{1/6} * 1/n = 50$$

$$f_m = \sqrt{\frac{C_m^2 * i * b}{g * P_m}} \dots \dots \dots (V - 12)$$

Calcule de la pente i .

$$i = \frac{Q^2}{R * (C * S)^2} \dots \dots \dots (V - 13)$$

$i=0.03\%$.

$$f_m = \sqrt{\frac{50^2 * 0.03 * 6}{9.81 * 12.86}}$$

$F_m=0.77$

Calcule de l'angle $\emptyset$

$$\tan \emptyset = \frac{1}{3f_2}$$

$$\tan \emptyset = 0.43$$

$$\emptyset = 23.4$$

Calcule b_2

$$\frac{1}{b_2} = \left(\tan \emptyset + \frac{1}{2f_1} \right) * \frac{2f_1}{b_1} \dots \dots \dots (V - 14)$$

$$B_2=1.68$$

V-2-1-6 Le coursier :

En général, le coursier commence par un convergeant amenant à la section de contrôle (section où atteinte la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente, sa largeur est calculée et estimée à :

$$L_2 = 2 \text{ m}$$

➤ La profondeur critique

On exécute le même calcul que celui du chenal d'écoulement (on utilise la formule V.05).

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{3.46^2}{2^2 \cdot 9.81}} = 0.55 \text{ m}$$

Avec :

q : Débit spécifique (m²/s) ;

b : Largeur du coursier b=2m

La Profondeur critique est h_{cr}= 0.55m

➤ La pente critique :

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique.

Pour calculer I_{cr} on associera donc la relation du régime uniforme

$$Q = S_c \cdot C \cdot \sqrt{R_c \cdot I_{cr}} \quad \dots\dots\dots (V.15)$$

Avec celle du régime critique.

$$\frac{Q^2 \cdot b}{g \cdot S_c^3} = 1 \quad \dots\dots\dots (V.16)$$

L'élimination de Q entre les deux expressions pour une section rectangulaire (S=h.b) conduit à ;

$$I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C_c^2 \cdot R_c} \quad \dots\dots\dots (V.17)$$

Avec : I_{cr} : pente critique ;

S_c : section critique $S_c = b \cdot h_{cr} = 1.1$;

R_c : rayon critique $R_c = S_c / P_c = 0.35$;

P_c : périmètre critique $P_c = 2 \cdot h_{cr} + b = 3.1$

C_c : coefficient de Chézy $C_c = R_c^{1/6} / n = 42$

n : coefficient de rugosité $n = 0,018$ (revêtement en béton).

La pente critique est:

$I_{cr} = 0.8\%$

➤ **Calcul de la profondeur normale :**

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme (c'est-à-dire la section transversale et la pente de la surface libre sont constantes) elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy).

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

Avec : S : section du coursier $S = b \cdot h_n$;

I : pente du coursier $I = 18,45\%$ (voir le profil) ;

C_n : coefficient de Chézy $C_n = R^{1/6} / n$

$$R : \text{rayon hydraulique } R = \frac{S}{P} = \frac{b \cdot h_n}{2 \cdot h_n + b} ;$$

En substituant De la même manière que pour le chenal d'écoulement, on aura:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (b \cdot h_n)^{5/2} \cdot (2 \cdot h_n + b)^{-3/2} \dots\dots\dots (V-19)$$

$$\text{On aura : } h_n = 0,4\text{m}, V_n = \frac{Q}{b \cdot h_n}, V_n = 3.4\text{m/s}$$

➤ **Classification du mouvement et du régime d'écoulement :**

$I = 18,45\%$ ($h_n = 0,4\text{m}$), $I_{cr} = 0,8\%$ ($h_{cr} = 0.55\text{m}$)

En analysant ces résultats, on constate que $I > I_{cr}$ ($h_n < h_{cr}$) donc le régime d'écoulement est torrentiel et le canal est à forte pente.

➤ Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :

Pour le dimensionnement de ce dernier on procède par **la méthode d'intégration indirecte**. Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant $Dq/dx = 0$, est :

$$dx/dy = (S_0 - S_f) / (1 - Fr^2) \dots \dots \dots (V-20)$$

Avec : S_0 pente du fond

S_f pente de la ligne d'énergie.

En tenant compte de l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie S_f peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation de Manning. L'équation devient en différences finies :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - (n^2 Q^2) / (A^2 R^{4/3})}{1 - (Q^2 B) / (g A^3)} \dots \dots \dots (V-21)$$

On donne des valeurs arbitraires à y_i et on calcul la distance Δx correspondante aux profondeurs y_i , et on calcul la profondeur moyenne : $y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2}$

Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcul Δx à chaque valeur de y_i , utilisant y_{moy} , et en l'ajoute à Δx cumulés jusqu'à cette étape si la somme est supérieur à la longueur L , et on continue avec une valeur de $y_i < y_i$ jusqu'à trouver la somme de Δx égal à la longueur L de coursier.

Les données de départ sont:

- Largeur du canal $b=6m$.
- Débit à évacuer: $Q=3,46m^3/s$.
- La pente du coursier: $I=0,18$
- La longueur du coursier: $L=28.5m$.
- Coefficient de Strickler (71).

TABLEAU.V.2 LES DONNEES DE CALCULE

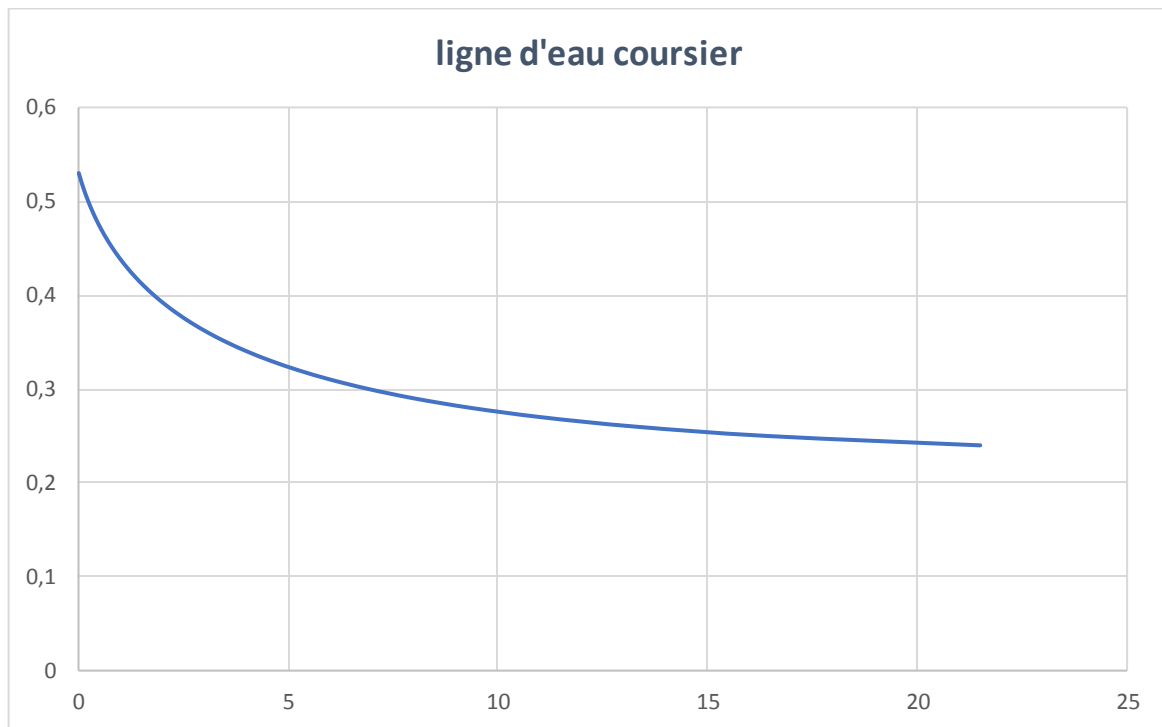
Q (m3/s)	Strickler	I (m/m)	$Y_n(m)$	$Y_c(m)$	L bief (m)
53,96	71	0,19	0,417	1,668	61

Les résultats de calculs sont illustrés dans le tableau V-3:

TABLEAU V-3 DE CALCULES DE LA LINGE D'EAU

y	ymoy	Smo y	Pmoy	Rmoy	Fr ²	1-FR ²	n ² Q ² /A ² R ^{4/3}	I0-G1	DELTA Ax	L	Colon ne1
0,55											
0,54	0,545	1,09	3,09	0,353	1,885	-0,885	0,013	0,167	-0,053	-0,053	0,54
0,53	0,535	1,07	3,07	0,349	1,992	-0,992	0,014	0,166	-0,060	0,007	0,53
0,52	0,525	1,05	3,05	0,344	2,108	-1,108	0,015	0,165	-0,067	0,074	0,52
0,51	0,515	1,03	3,03	0,340	2,234	-1,234	0,015	0,165	-0,075	0,149	0,51
0,5	0,505	1,01	3,01	0,336	2,369	-1,369	0,016	0,164	-0,084	0,232	0,5
0,49	0,495	0,99	2,99	0,331	2,515	-1,515	0,017	0,163	-0,093	0,325	0,49
0,48	0,485	0,97	2,97	0,327	2,674	-1,674	0,018	0,162	-0,104	0,429	0,48
0,47	0,475	0,95	2,95	0,322	2,847	-1,847	0,019	0,161	-0,115	0,544	0,47
0,46	0,465	0,93	2,93	0,317	3,034	-2,034	0,021	0,159	-0,128	0,672	0,46
0,45	0,455	0,91	2,91	0,313	3,239	-2,239	0,022	0,158	-0,142	0,813	0,45
0,44	0,445	0,89	2,89	0,308	3,462	-2,462	0,024	0,156	-0,157	0,971	0,44
0,43	0,435	0,87	2,87	0,303	3,706	-2,706	0,025	0,155	-0,175	1,146	0,43
0,42	0,425	0,85	2,85	0,298	3,974	-2,974	0,027	0,153	-0,194	1,340	0,42
0,41	0,415	0,83	2,83	0,293	4,269	-3,269	0,029	0,151	-0,216	1,556	0,41
0,4	0,405	0,81	2,81	0,288	4,593	-3,593	0,031	0,149	-0,241	1,797	0,4
0,39	0,395	0,79	2,79	0,283	4,950	-3,950	0,033	0,147	-0,270	2,067	0,39
0,38	0,385	0,77	2,77	0,278	5,346	-4,346	0,036	0,144	-0,302	2,369	0,38
0,37	0,375	0,75	2,75	0,273	5,785	-4,785	0,039	0,141	-0,339	2,708	0,37
0,36	0,365	0,73	2,73	0,267	6,274	-5,274	0,042	0,138	-0,383	3,091	0,36
0,35	0,355	0,71	2,71	0,262	6,819	-5,819	0,046	0,134	-0,434	3,525	0,35
0,34	0,345	0,69	2,69	0,257	7,430	-6,430	0,050	0,130	-0,495	4,020	0,34
0,33	0,335	0,67	2,67	0,251	8,115	-7,115	0,055	0,125	-0,567	4,587	0,33
0,32	0,325	0,65	2,65	0,245	8,887	-7,887	0,060	0,120	-0,656	5,243	0,32
0,31	0,315	0,63	2,63	0,240	9,761	-8,761	0,066	0,114	-0,766	6,010	0,31
0,3	0,305	0,61	2,61	0,234	10,753	-9,753	0,072	0,108	-0,906	6,916	0,3
0,29	0,295	0,59	2,59	0,228	11,884	-10,884	0,080	0,100	-1,089	8,005	0,29
0,28	0,285	0,57	2,57	0,222	13,179	-12,179	0,089	0,091	-1,337	9,343	0,28
0,27	0,275	0,55	2,55	0,216	14,670	-13,670	0,099	0,081	-1,690	11,033	0,27
0,26	0,265	0,53	2,53	0,209	16,394	-15,394	0,111	0,069	-2,231	13,264	0,26
0,25	0,255	0,51	2,51	0,203	18,399	-17,399	0,125	0,055	-3,154	16,418	0,25
0,24	0,245	0,49	2,49	0,197	20,746	-19,746	0,141	0,039	-5,081	21,499	0,24

FigV-2 Linge d'eau dans le coursier.



D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est : $y=0,26\text{m}$.

La vitesse à la fin coursier est:

$$v = \frac{Q}{b \cdot y} = 6.65\text{m/s}$$

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{gy}} \dots\dots\dots (V-22)$$

Donc : $F_r = \frac{v}{\sqrt{gy}} = 4.16$

$F_r = 4.16$

V-2-1-7 Dissipateur d'énergie :

Il permet de dissiper l'énergie des eaux de crue avant de les instituer à l'oued, la forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude d'après les tests réalisés par (USBR) "The bureau Of Réclamation" .

- ❖ $1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.
- ❖ $1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.
- ❖ $2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant.
- ❖ $4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).
- ❖ $Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Froude est Inférieure à 4,5, donc il y'aura formation d'un ressaut oscillant.

Pour la dissipation de cette énergie on a opté pour un bassin à ressaut ,la mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée est inférieure à 15m/s. Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes .

$V < 15\text{m/s}$ et $F_r > 4,5$ alors le bassin qui convient est de type I.

Détermination des caractéristiques du bassin :

On a $F = 4.16$, $y_1 = 0,26 \text{ m}$

Donc de l'abaque $\frac{y_2}{y_1} = 5.4$, d'où

$y_2 = 1.5 \text{ m.}$

y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m).

y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m).

Longueur du bassin On a; de l'abaque $\frac{L}{Y_2} = 5.8$

Donc : $L = 8.7 \text{ m}$

a) Dimensionnement des blocs Chicanes :

- La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = 2Y_1 = 0,50 \text{ m.}$
- La largeur des blocs de chutes : $l_1 = 0.6Y_1 = 0,25 \text{ m.}$
- Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = 2.5Y_1 = 0,60 \text{ m.}$
- Hauteur du seuil facultatif : $h_2 = 1.25 Y_1 = 0.3 \text{ m.}$
- La largeur d'une dent : $l_2 = 0,15 Y_2 = 0,20 \text{ m}$

B) Canal de restitution :

Le canal de restitution a pour but d'acheminer les eaux évacuées vers le l'oued après la dissipation de son énergie; selon les conditions topographiques, cette partie est constituée par un tronçon de 2 m de longueur environ, de forme trapézoïdale avec un fruit de talus de 1/1, a une pente du canal de $I_c=0,6 \%$ et il est en enrochement.

- La hauteur critique :

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

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

$$\text{Donc : } K = \sqrt[3]{\frac{3.46^2}{g \cdot 5^2}} = 0.36 \quad \text{et} \quad \sigma = \frac{0.36 \cdot 1}{5} = 0,072$$

D'où :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{0,07}{3} + 0.015 \cdot 0,07^2 \right) \cdot 0.36 = 0.35 \text{ m}$$

➤ La pente critique :

Elle est donnée par : $I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C^2 \cdot R_c}$

Avec : I_{cr} : pente critique ;

Sc : section critique $Sc = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr}$;

R_c : rayon critique $R_c = Sc / Pc$;

P_c : périmètre critique $P_{cr} = b + 2 \cdot h_{cr} \sqrt{1 + m^2}$

C_c : coefficient de Chezy $C_c = R_c^{1/6} / n$

n : coefficient de rugosité du sol $n=0,02$

Ce qui donne :

$$\blacklozenge S_c = 1.92 \text{ m}^2;$$

$$\blacklozenge P_c = 7.82 \text{ m};$$

$$\blacklozenge R_c = 0.24 \text{ m};$$

$$\blacklozenge C_c = 40 \text{ m}.$$

La pente critique est :

$$I_{cr} = 0,9 \%$$

➤ Profondeur normale dans le canal :

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S.C.\sqrt{R.I}$$

Pour la hauteur normale on a :

$$\blacklozenge S_c = m.h_n^2 + b.h_n$$

$$\blacklozenge P_n = b + 2.h_n \sqrt{1 + m^2}$$

$$\blacklozenge R = S_n / P_n$$

$$\blacklozenge C_n = R^{1/6} / n$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} . I^{1/2} . (m h_n^2 + b . h_n)^{5/2} . (2 . h_n \sqrt{1 + m^2} + b)^{-3/2} \dots\dots\dots (V.22)$$

Le résultat du calcul par itération donne :

$$h_n = 2,35 \text{ m}$$

➤ Vitesse dans le canal :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m.h_n^2 + b.h_n} \quad \text{D'où}$$

$$V = 2,22 \text{ m/s}$$

V-3-Hauteurs des murs bajoyers:**◆ Canal d'approche et chenal d'écoulement :**

Sur le long du chenal d'écoulement les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue (Ncr=544 m) qui correspond à une hauteur de 1.5 m

- **Le coursier :**

- **Hauteur au début du tronçon :**

$H_m = h_e + r$, Ou :

h_m : hauteur du mur bajoyer ;

h_e : hauteur d'eau $h_e = 0.59$ m ;

r : revanche de sécurité donnée par : $r = 0.61 + 0.14V^{1/3}$ (V.23)

V : la vitesse du niveau de la section de contrôle $V = 4.04$ m/s ;

Ce qui donne : $r = 1.1$ m, $H_m = 1.5$ m

- **Hauteur à la fin du tronçon :**

On procède de même manière que précédemment.

$h_e = 0.26$ m on aura $V = 13.13$ m/s, $r = 0.7$ $H_m = 1$ m

- **Vagues roulantes :**

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé.

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$b/h < (10 \div 12) \text{ et } Fr^2 < 40.$$

Avec : b : largeur du coursier, Fr : Nombre de Froude $Fr^2 = \frac{V^2}{g \cdot h}$.

h : profondeur d'eau minimale dans le coursier

$$b/h = 7.69 \quad \text{et} \quad Fr^2 = 69.431$$

Les conditions ne sont pas vérifiées alors on risque d'avoir des vagues roulantes alors il faut prendre des mesures de sécurité pour éviter l'affouillement à l'aval.

V-4 Ouvrage de vidange:

Afin d'édifier le barrage à l'abris de l'eau courante dans l'oued ou d'une éventuelle crue, il est nécessaire de prévoir un chemin d'écoulement aux débits quel que soit leur provenance. Ce chemin d'écoulement ne doit pas entraver ni gêner les travaux de construction de la digue et des ouvrages annexes.

Destination de la vidange de fond :

- Assurer de l'eau pour les besoins d'irrigation.
- Vidange de la retenue en cas de défaillance dans le corps du barrage (glissement du talus, Renards) ou pour entretien.
- Evacuer la crue de chantier dans certains cas.

Le débit de projet est déterminé en fonction :

- De la condition de la vidange du volume utile durant 7-90 jours
- De la condition d'amenée d'eau pour l'irrigation suivant la condition de la vidange.

La vidange de fond qui est une conduite en charge (aspect économique), est mise dans la galerie de dérivation provisoire pour minimiser les coûts de déblai pour l'installation de cette dernière. On a prévu une protection amont pour cette conduite contre le colmatage, on l'a équipée aussi de vannes ; à l'amont d'une vanne batardeau et une autre à l'aval.

V.4.1. 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 :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots \dots \dots (V-24)$$

V_u : volume utile en [m³].

T : temps de vidange ($15 < T < 21$) jours.

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

A.N :

$$Q_{vf} = 0.05 \text{ m}^3 / \text{s}$$

V.4.2. Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre

On a :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2gZ}} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \dots\dots\dots (V-25)$$

D'où :

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m³/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m].

μ : Coefficient de débit : $\mu \in [0,8 - 0,85]$.

A.N :

$$S = \frac{0,05}{0,8 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 3,7}} = 0,017 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,017}{3,14}} = 0,15 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$D_{vf} = 200 \text{ mm}$

La conduite étant en acier de diamètre 200mm

Chapitre VI: Organisation De chantier

VI-1 Introduction:

L'organisation de chantier est l'utilisation optimale de ses moyens matériels et humains afin d'achever le projet (le barrage) dans les délais mais aussi le plus économiquement possible et dans les règles de l'art. Ceci ne sera fait qu'une fois un schéma ou un programme d'exécution sera projeté d'une manière intelligente.

Les principes de base observés dans l'organisation de chantier et le calendrier des travaux sont :

1. Mécanisation du chantier à un degré maximal et l'utilisation d'un matériel efficace et d'un personnel hautement qualifié.
2. Coordination des différentes phases de construction en matière de simultanéité des travaux à exécuter sur le chantier pour accélérer la réalisation.
3. Réalisation du barrage et des ouvrages annexes dans la période la plus sèche de l'année.

VI-2 Succession des travaux :**Travaux préparatoires :**

Généralement les travaux préparatoires sont :

- La préparation des accès et de la circulation pour la préparation de chantier.
- Le piquetage d'implantation des ouvrages.
- Les travaux d'aménagement des emprises et préparation des zones d'emprunt.
- Déboisement de la cuvette et décapage des fondations et creusement éventuel de la clé d'ancrage du barrage.

La réalisation de l'ouvrage de dérivation qui va servir par la suite à une vidange de fond.

Exécution de l'ouvrage (Planning et phasage des travaux) :

Pour une bonne gestion du projet du point de vue délai et coût, un programme d'exécution doit être fait et étudié sérieusement.

L'enchaînement chronologique des principales phases du chantier de construction ne devrait guère être éloigné du schéma type proposé :

Un piquetage est nécessaire pour la matérialisation des repères par rapport à des points de référence fixes, l'axe et l'assiette du barrage et les ouvrages annexes tels que les canalisations, les drains et l'évacuateur.

- Aménagement des emprises (abattre des arbres, décapage des terres végétales)
- Remblaiement de la clé de l'ouvrage et des fondations jusqu'au terrain naturel.

- Dérivation et protection contre les eaux (protection contre les crues survenant lors des travaux d réalisation.)
- Mise en place de la conduite de vidange et de prise.
- Approvisionnement des matériaux filtrants.
- Exécution du remblai (excavation, chargement, transport, décharge, et compactage).
- Génie civil des ouvrages de prise et de restitution et de l'évacuateur de crue.
- Mise en place des équipements hydrauliques.
- Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de crête et de route d'accès, équipement divers et aménagements des abords.

VI-3 Réalisation de la digue:

Les travaux ainsi que les engins utilisés sont mentionnés ci-dessous:

VI-3-1 Décapage de la couche de terre végétale :

- Pour le creusement et les déplacements des terres on utilise des bulldozers.
- Pour les chargements on utilise des chargeurs.
- Pour les transports des remblais on utilise les camions à benne.

VI-3-2 Exploitation des carrières :

- Les décapages des couches superficielles et leur transport vers les dépôts provisoires se feront à l'aide des bulldozers muni de rippers.
- On doit procéder à un aménagement des fosses de ceinture tout autour de la carrière.
- On doit encore procéder à des rampes pour permettre tous les accès.

Il est à noter que la pente des talus des déblais dans les zones d'emprunt ne devra pas dépasser la valeur 1/1.

VI-3-3 Exécution de la fouille d'encrage de la digue:

- Les terrains meubles seront exécutés à l'aide des chargeurs.
- Les terrains rocheux seront exécutés à l'aide des explosifs.

VI-3-4 Choix des engins:

Les engins utilisés pour les excavations sont des excavateurs à godets et des excavateurs de tranchée. En ce qui concerne le transport des camions à bennes sont utilisés qui ont une bonne capacité, le nivellement sera fait par de niveleuses.

On compacte le sol dans le corps du barrage couche par couche par un rouleau. Pour atteindre la densité du projet, il faut faire de couche de sol de 30cm d'épaisseur avec 6 à 8 passes au rouleau pour obtenir un remblai bien compacté. Un contrôle journalier doit être fait durant toute la période de réalisation du remblai. Pendant la saison d'été il faudra augmenter la quantité d'eau pour l'humidification et pour faciliter le compactage.

VI-3-5 Réalisation des drains et filtres:

On a projeté un drain incliné suivi d'un drain tapis pour acheminer l'eau infiltrée vers le drain prisme, qui va l'évacuer en dehors du remblai.

Le compactage des filtres s'effectue à l'aide d'un compacteur à pneu vibrant. On note que la circulation des engins au dessus des collecteurs et des drains n'est autorisé qu'après la mise en place d'une couche suffisante de remblai.

VI-3-6 Protection de la crête et des talus:

La crête est protégée par une couche de 40 cm insensible à l'eau (produit asphaltique), résistant à la circulation des véhicules.

La mise en place des enrochements pour la protection des talus se fait à l'aide d'une pelle mécanique. Les enrochements seront posés sur des épaisseurs au moins égales à celle indiquées sur les plans d'exécution.

VI-4 Réalisation de l'évacuateur de crue:

L'évacuateur de crue sera réalisé en parallèle avec la digue.

Les principales étapes de sa réalisation sont:

Exécution de la fouille de l'évacuateur le long du tracé à l'aide de pelles mécaniques ou de BULLDOZERS.

Aménagement du fond du canal.

Aménagement des filtres, béton de propreté et des drains.

Coffrage, ferrailage, bétonnage, blocs par blocs et mise des joints.

Protection en enrochement à l'entrée et à la sortie de l'ouvrage.

VI-5 Réalisation de la dérivation provisoire:

La galerie de dérivation se fait en béton armé elle en section fer de cheval avec un diamètre de 2,5m, l'épaisseur des parois est de 25cm cette galerie est munie d'écrans anti renards.

La vidange de fond est une conduite en acier, de diamètre 300mm,

Avant d'entamer la réalisation du corps du barrage, on est tenu à réaliser la dérivation provisoire qui va servir à évacuer le débit de chantier et qu'on transformera plus tard en vidange de fond.

On résumera les étapes de sa construction en:

Excavation de la tranchée le long de la trace de la galerie à l'aide d'une pelle mécanique.

- Préparation et mise du béton de propreté pour la galerie le long du tracé.

Coffrage, ferrailage et bétonnage de la galerie par tranche avec jointure.

Réalisation du batardeau et du remblai déversé en argile.

Montage de la vidange de fond. (fin de travaux en préférence)

Exécution de la prise d'eau.

Exécution de la chambre des vannes et montage des vannes.

Réalisation du bassin d'amortissement et en fin le canal de restitution.

VI-4 Planification :

- **Définition:**

La planification n'est rien d'autre que le résultat d'un bon management basé sur la recherche permanente de nouvelles méthodes du travail pour un meilleur rendement; son objectif est de s'assurer que le travail se fait dans un enchaînement logique, dans les délais et au moindre coût.

- **Techniques de la planification:**

Il existe deux méthodes essentielles; l'une est basée sur le réseau et l'autre sur le graphique.

La technique de planification utilisée dans notre projet est la méthode basée sur le réseau, le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives ou simultanées.

On a ainsi utilisé 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.

- **Construction du réseau :**

La procédure se fait comme suit:

Etablissement d'une liste des tâches;

Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération ;

Construction des graphes partiels ;

Regroupement des graphes partiels ;

Construction du réseau.

Il existe plusieurs méthodes basées sur le réseau, il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M (méthode du chemin critique).

- **Les paramètres de la méthode C.P.M :**

Cette méthode a pour objectif de réduire le temps de réalisation du projet, réduire le coût, ainsi que de garantir un bon rendement du travail.

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- TR : temps de réalisation ;
- DCP : date de commencement au plus tôt ;
- DCPP : date de commencement au plus tard ;
- DFP : date de finition au plus tôt ;
- DFPP : date de finition au plus tard ;
- MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \end{cases}$$

➤ **Chemin critique (C.C) :**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (o).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{cc} = D.T.P \end{cases}$$

➤ **Planification du projet :**

Les opérations et leurs symboles sont cités ci-dessous:

Tableau VII-1 : symboles des opérations

NOM DES OPERATIONS	OP	TR (MOIS)
-Décapage et réalisation de la portion de clé d'étanchéité au droit de la conduite de vidange	A	1/2
-Déboisement de la cuvette.	B	2
-Dérivation provisoire du cours d'eau et construction du batardeau pour dévier correctement les eaux de l'oued.	C	1/2
- Réalisation de la clé d'étanchéité.	D	3/4
-Préparation des zones d'emprunt.	E	3/4
-Remblai des fondations.	F	1/4
-Approvisionnement des filtres.	G	1,5
-Mise en place du système de drainage (prisme de drainage).	H	1/4
-Remblai soigneusement compacté.	I	2
-Génie civil de l'évacuateur de crue.	J	1
-Revêtement des talus.	K	3/4
-Equipements hydrauliques.	L	1/2
-Finitions.	M	3/4

La retenue peut être réalisée au bout de 6,5 mois si le planning qui suivra sera respecté sur le chantier. Le commencement des travaux sera au début du mois de Mai qui correspond au début de la saison estivale. C'est la saison favorable pour l'exécution d'un barrage en terre.

Le schéma du réseau à nœuds de l'organigramme des opérations est donné

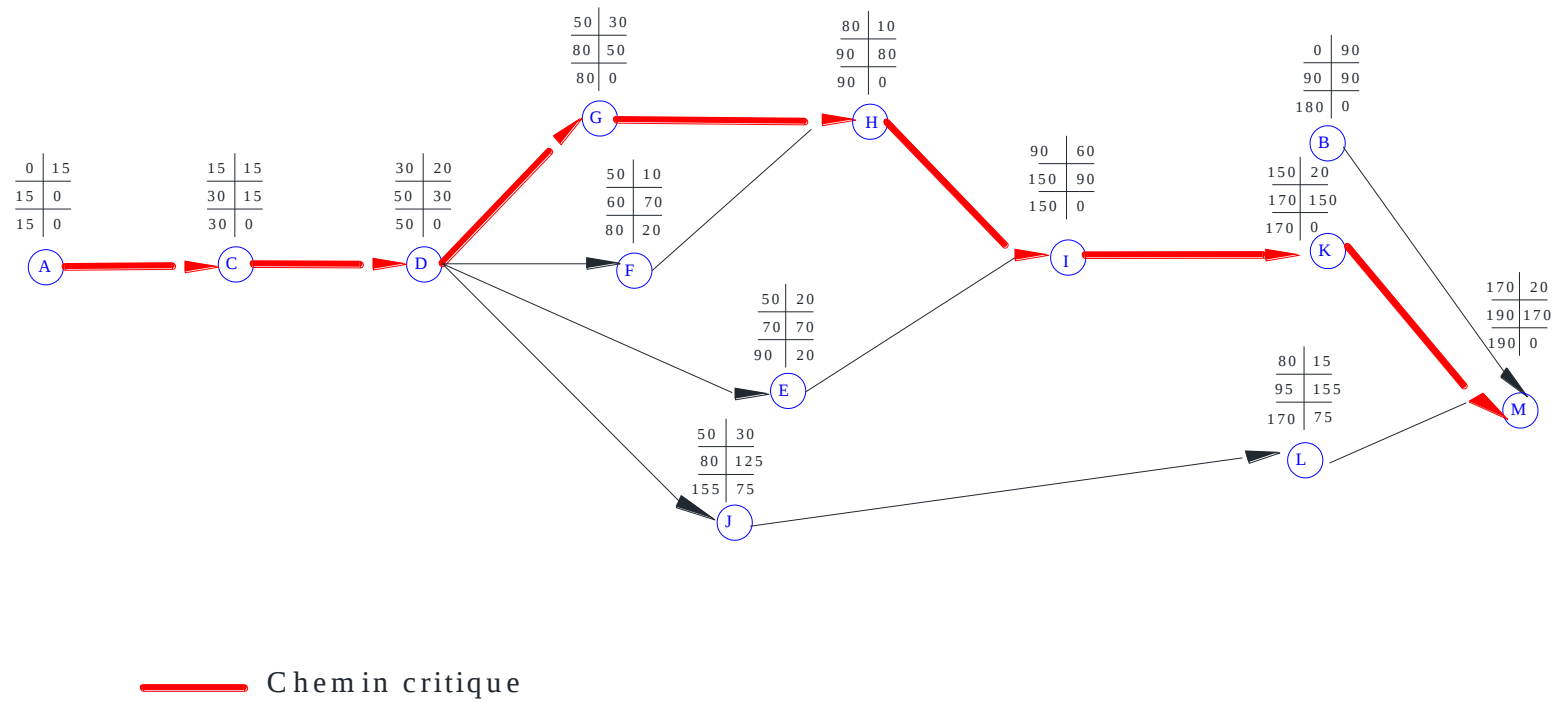
Par la figure VI-1.

➤ **Détermination du/des chemin(s) critique(s) :**

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donné à une durée de :

$$DTR = \sum TR = 15 + 15 + 20 + 30 + 10 + 60 + 20 + 20 = 190 \text{ jours}$$

FIG VI.1: RESEAU A NOEUDS



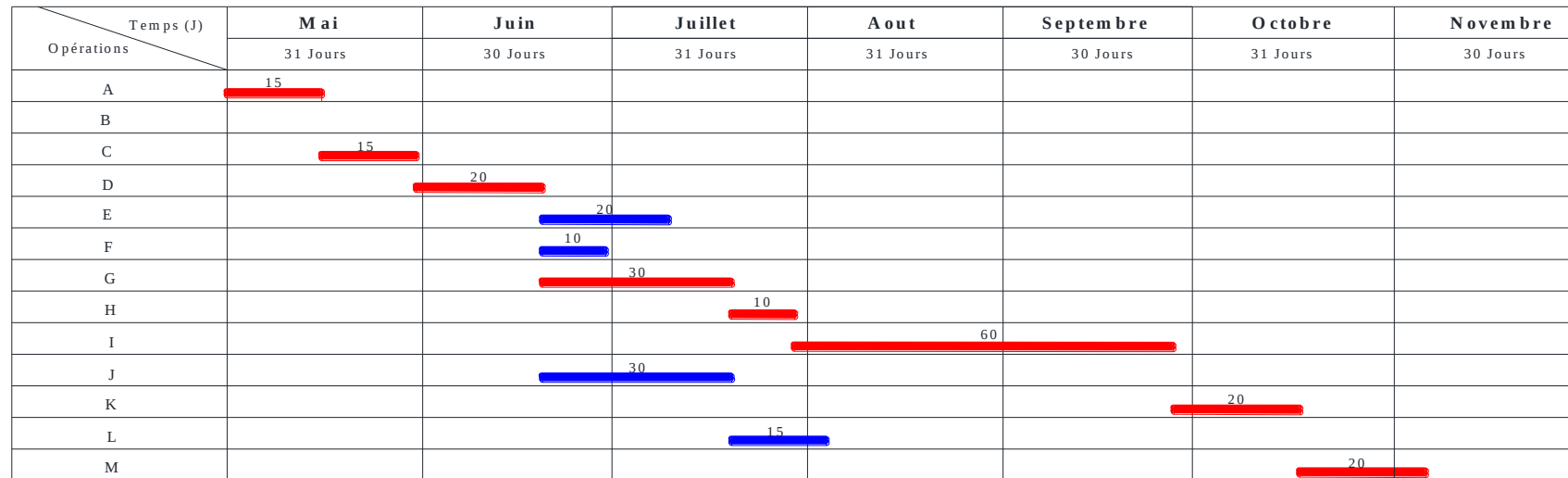


FIG VI.2: DIAGRAMME DE GANT

VI-6 Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes :

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues et la dérivation provisoire.

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages:

Tableau VII-2 : devis estimatif;

- **La digue:**

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m ³	(DA)	(DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m ³	2783,28	300	834984
Enrochement	m ³	3578,13	800	1073439
Gravier	m ³	4931,21	600	2958726
Sable	m ³	1316,04	600	789624
Remblai en argile compacte	m ³	46275,74	500	23137870
Fouille	m ³	1202,42	300	360726
Produit asphaltique	m ³	363,3	1000	363300
Montant total = 29518669 (Da)				

- **L'évacuateur de crues:**

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m ³	(DA)	(DA)
Déblai	m ³	2869	300	860700
Remblai	m ³	1822	500	91100
Béton armé 350 kg/m ³	m ³	660	15000	9900000
Béton de propreté 250 kg/m ³	m ³	25	11000	275000
Enrochements	m ³	75	800	225000
sable	m ³	126	600	151200
Waterstop	ml	60	300	18000
Montant total = 11521000 (Da)				

- **Dérivation, vidange de fond et prise d'eau:**

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m ³	(DA)	(DA)
Déblai	m ³	1150	250	287500
Remblai	m ³	820	500	410000
Béton armé 350 kg/m ³	m ³	178	15000	2670000
Béton de propreté 250 kg/m ³	m ³	8	11000	88000
Enrochements	m ³	5	800	15000
Conduite métallique 300 mm	ml	128	40000	5120000
Vannes 300mm	u	2	38000	76000
Grille	u	1	3000	3000
Montant total = 8715500 (Da)				

Le coût total de l'ouvrage est de: **Quarante neuf millions sept cent cinquante cinq milles cent soixante neuf 49755169 DA.**

Chapitre VII:

Protection et sécurité de travail

Introduction :

La protection et la sécurité de travail comprennent tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements qui doivent s'appliquer aux chantiers.

Ces règlements contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et les dégâts humains et matériels dus à ces accidents. En ce qui concerne la sécurité pendant la période de construction et d'exploitation du barrage, la prévention contre les accidents de travail est indispensable.

VII -1-Conditions dangereuses dans le chantier [10]:

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Stockage irrationnel.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

VII -2-Actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.
- Adopter une position peu sûre.

VII -3-Mesures préventives :

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tous danger.
- Les abris doivent être aérés et climatisés.

VII-4-Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation:

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profondes. On a résumé ce plan dans le tableau suivant.

Tableau (VII -1) :

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
1) Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement.	Disposition concernant : -La réalisation du chantier de jour comme nuit. -Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard. -Réglementation de la circulation , signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
2) Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	Repérage des lignes électriques.
3) Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
4) Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	Interdiction de dépassement et de stationnement.
5) Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	-Définition des lieux de stockage des divers matériaux. -Moyens de calage de chargement et de déchargement.
6) Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7) Prévenir les chutes des objets.	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.

8) Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
9) Heurts des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.

VII-5 Conclusion :

La prévention devrait tendre à être appuyée sur les critères défensifs uniquement mais aussi il faut créer des progrès techniques et scientifiques en ce qui concerne le matériel utilisé de point de vue confort et facilité de manipulation.

Chapitre VII: Protection et sécurité de travail

Introduction :	144
VII -1-Conditions dangereuses dans le chantier [10]:	144
VII -2-Actions dangereuses :	145
VII -3-Mesures préventives :	145
VII-4-Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation:	145
VII-5 Conclusion :	147

Chapitre VIII:
Etude de l'impact
Sur l'environnement

Introduction

La prise de conscience dans les années 1970 de la nécessité de limiter les dommages à la nature s'est concrétisée par des lois obligeant à réduire les nuisances et pollutions, et à atténuer les impacts des grands projets (ou de projets dépassant un certain coût). Pour ce faire, des « Études d'impact environnemental » (EIE) sont devenues obligatoires préalablement à la réalisation d'aménagements ou d'ouvrages qui, par l'importance de leurs dimensions ou leurs incidences sur le milieu naturel, pourraient porter atteinte à ce dernier

L'étude d'impact sur l'environnement (EIE) est un processus permettant d'optimiser un projet et d'évaluer sa compatibilité avec les prescriptions relatives à la protection de l'environnement. En tenant compte de la protection de l'environnement dès la phase de planification d'un projet, l'EIE favorise la réduction des atteintes et des nuisances identifiées, par des mesures constructives au projet ou par des mesures complémentaires, économiquement supportables. C'est un instrument préventif, un outil de gestion de projet et de communication.

Un barrage et sa retenue, comme de nombreuses autres activités humaines, sont partie intégrante de leur environnement, qu'ils influencent et transforment de façon variable d'un projet à l'autre. Souvent considérés comme contradictoires, sans être nécessairement incompatibles, barrage et environnement sont liés par un mécanisme très complexe, qui rend difficile la tâche de l'ingénieur de barrage. Il lui faut trouver le juste milieu, en harmonisant des besoins différents, et parfois antagonistes.

VIII.1 But et utilité de l'EIE

Les méthodes traditionnelles d'évaluation technique et économique des projets ne prenaient pas en considération de manière adéquate les préoccupations environnementales. L'EIE vient combler cette lacune en intégrant l'évaluation environnementale dans les différentes étapes du projet. Le but ultime étant de s'assurer que le projet prend en considération les impacts négatifs et ne présente pas de risque pour l'environnement. L'utilité de l'évaluation environnementale réside dans la détermination, la prévision, l'interprétation, l'atténuation et la surveillance des effets environnementaux du projet et dans le fait qu'elle est prise en compte au même titre que les aspects économiques et techniques dans le processus décisionnel associé au projet.

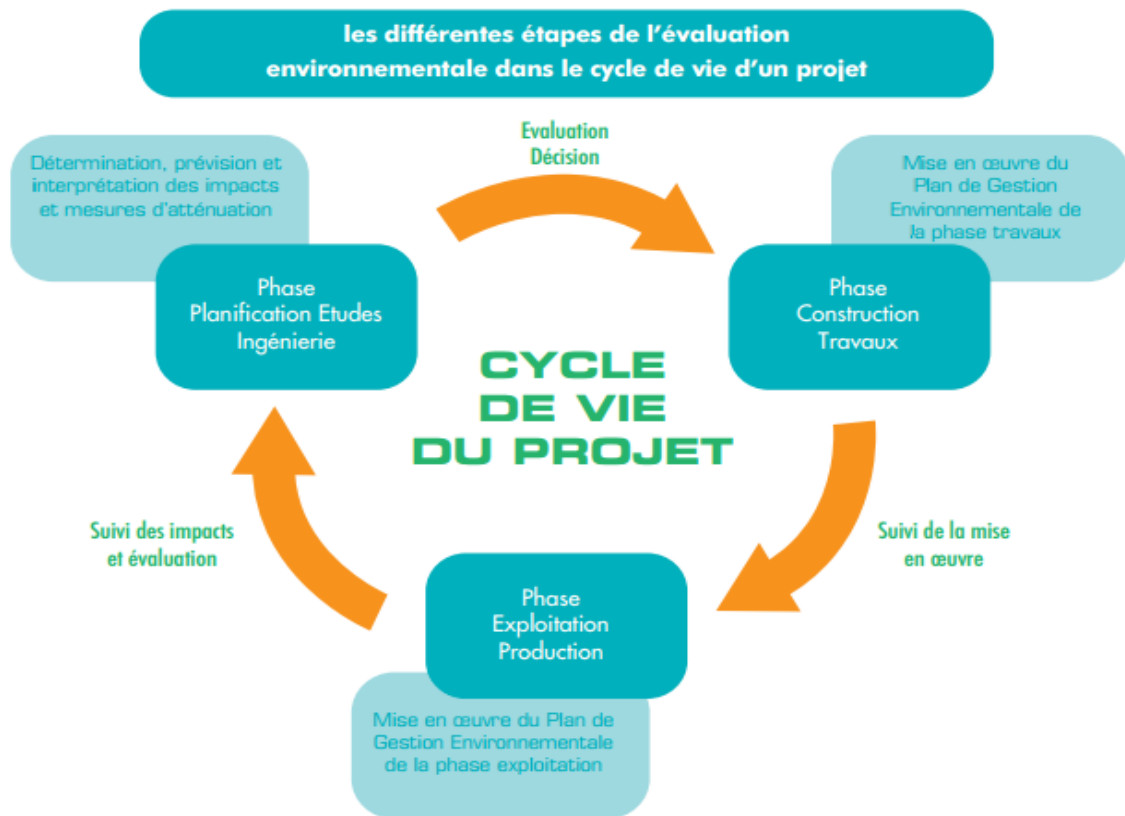


Figure VIII.1 Etapes d'évaluation environnementale (ANPE)

VIII.2 Les principaux intervenants dans le système d'EIE

Trois parties sont directement concernées :

- ❖ L'initiateur du projet : Il s'agit du Maître de l'Ouvrage. Qu'il soit public ou privé, c'est lui en premier lieu qui doit se préoccuper de la nécessité de respecter les exigences de protection de l'environnement. Il doit, à sa charge et sous sa responsabilité, confier l'élaboration de l'EIE à des mandataires disposant des compétences nécessaires (bureaux d'études ou experts spécialisés).
- ❖ L'autorité compétente C'est l'autorité administrative responsable de l'instruction du dossier de demande d'autorisation formulée par le Maître de l'Ouvrage. Elle ne peut délivrer l'autorisation de réalisation du projet qu'après avoir constaté que l'ANPE ne s'oppose pas à sa réalisation.
- ❖ L'organisme de protection de l'environnement L'ANPE est l'organisme public chargé de l'examen de l'EIE. Elle vérifie la qualité de l'EIE fournie, évalue dans quelle mesure le projet répond aux exigences de protection de l'environnement et assure le suivi de l'EIE et la coordination avec les autres services responsables des aspects traités dans l'EIE (ressources en eaux, sols, littoral, faune et flore, parcs naturels, patrimoine archéologique, santé publique).

VIII.3 Impact écologique d'un projet de barrage

Nous avons besoin des barrages et des bienfaits que leurs retenues apportent par le stockage de l'eau en période d'abondance et la fourniture en période de carence. Les barrages maîtrisent les crues dévastatrices et les sécheresses catastrophiques. Ils réalisent la régulation des débits naturels, variables selon les saisons et les aléas climatiques, en les adaptant à la demande en eau pour l'irrigation, l'hydroélectricité, l'eau potable et industrielle, et la navigation. Ils favorisent loisirs, tourisme, pêche et pisciculture, et peuvent améliorer parfois les conditions environnementales. Ainsi, les barrages-réservoirs sont devenus une partie intégrante de l'infrastructure que nous avons construite, de la base de survie que nous avons réalisée. Dans l'avenir, beaucoup de barrages seront à construire pour assurer la bonne gestion des ressources mondiales en eau, limitées, mal réparties, et dans bien des régions dramatiquement insuffisantes (voir le texte complémentaire).

En contrepartie, nous sommes de plus en plus conscients de la nécessité absolue de protéger et préserver le milieu naturel, qui est le fondement, menacé, de toute vie.

L'évolution récente de l'approche plus raisonnée en matière d'environnement se traduit par la notion de développement durable mis en valeur par les enjeux du Millénaire, avec la déclaration des Nations Unies à New York en septembre 2000. [CFGB]

VIII.4 Impacts sociaux d'un projet de barrage

Dans la charte éditée par la CIGB/ICOLD en 1997, il est également souligné l'aspect social, au sens large du mot "environnement" : les gens, leurs terres, leurs lieux de vie, leur économie leur patrimoine et leurs traditions. L'impact des barrages-réservoirs sur ce milieu-là est inéluctable et évident :

- Leurs Terres Sont Noyées,
- Les Populations Sont Déplacées,
- La Continuité De La Vie Aquatique Le Long Du Cours D'eau Est Interrompue,
- Le régime d'écoulement est modifié et souvent les débits sont réduits du fait des captages.

Pour ces raisons, les ingénieurs de barrage se trouvent confrontés aux problèmes inhérents à la transformation du milieu naturel en un milieu favorable aux humains.

Dans cette lutte séculaire d'amélioration des conditions de vie d'une population mondiale toujours croissante, l'exploitation nécessaire des ressources naturelles, dont l'eau, ne permet pas de préserver le milieu naturel dans son état initial.

Par contre, il convient de protéger ce milieu de toute agression ou toutes les perturbations qui sont évitables.

Il est essentiel de collaborer, de bonne foi, avec la fragilité mais aussi avec le dynamisme propre à la nature, sans surcharger son pouvoir de résilience, son pouvoir d'adaptation à un équilibre qui, quoique nouveau, reste équivalent dans son caractère écologique.

De plus, il convient de s'assurer que les personnes directement touchées par un projet se trouvent, après la construction du barrage, dans une meilleure situation qu'auparavant.

[CFGB]

VIII.5 Les impacts potentiels du projet sur l'environnement

L'identification des sources d'impacts sur l'environnement, consiste à définir toutes les activités du projet susceptibles d'avoir un impact sur le milieu récepteur, Les sources d'impact prévisibles de l'implantation de la retenue de l'oued Corso ainsi que les éléments du milieu qui risquent d'être affectés par les différentes activités ou composantes du projet peuvent être regroupées comme suit :

Tableau VIII.1 Identification, Description Et Evaluation Des Impacts

Composante affectée	Période	Source d'impact	Description de l'impact
Micro climat et qualité de l'air	Travaux, mise en eau et exploitation	- Activités du chantier et travaux d'entretien et trafic - Présence du barrage et des périmètres	-Poussière et fumées générées par les travaux sur le chantiers et zone d'emprunt -Augmentation de l'humidité et diminution de la température entraîne un micro climat local -Risque de dégagement très limité de CH₄ (qui est un GES)
Sols	Travaux, mise en eau, exploitation et mise en valeur	-Activités de chantier, travaux en zones d'emprunt et érosion hydrique au droit des ouvrages et l'amont du barrage dans les arrivées d'eau	-Tassement du sol par les engins et camions, -Erosion des sols accrus à cause des ouvrages réalisés - Destruction du sol dans les zones d'emprunt et les carrières - Risque de pollution des sols par les déchets liquides et solides des chantiers - Sols exondés vont devenir inondés avec les conséquences sur la biodiversité (modification de la dynamique physico-chimique des sols)
Sédimentation	Mise en eau du barrage et exploitation	- Remplissage du barrage, - Travaux agricoles en amont du barrage	- Exposition des sols à l'érosion hydrique avec pour conséquence des dépôts solides dans la cuvette par le déboisement de la cuvette, des zones de culture autour de la retenue, le surpâturage et la collecte du bois. • - Sédimentation dans les ouvrages à l'aval du barrage provenant des eaux troubles du barrage, de l'érosion éolienne et de la terre des parcelles

Eau de surface	Travaux, mise en eau et exploitation	Activité de chantiers	- Baisse de la qualité de l'eau du barrage (turbidité, altération) due à la pollution dans les chantiers, par charriage et des déchets solides.
Eaux souterraines	Travaux, mise en eau et exploitation	- Activité de chantiers	- Faible risque de pollution des eaux souterraines par infiltration dans le sous-sol des chantiers -Augmentation de la quantité d'eau souterraine par le fait de la recharge des nappes phréatiques après la mise en eau Disques de pollution des eaux souterraines par les eaux
Biodiversité	Travaux, mise en eau et exploitation	- Travaux de déboisement de la cuvette, déboisement des emprises des ouvrages et des zones d'emprunt - la mise en eau	- Perte de biodiversité végétale et faunique due aux différents déboisements, prélèvements clandestins par les ouvriers des chantiers, mise en eau, -Apparition la végétation aquatique dans le réseau de drainage à la place des végétations terrestre et risque des végétaux aquatiques envahissantes, - Disparition de la micro faune terrestre pour laisser place à microfaune aquatique - Colonisation du plan d'eau par les reptiles, les batraciens et les oiseaux aquatiques. - Le barrage sera un frein dans la diversification des espèces halieutiques.
Paysage	Travaux, mise en eau et exploitation	- Activités des chantiers et présence du barrage	-Modification du paysage due au déboisement de la cuvette et des emprises et la présence d'un plan d'eau quasi permanent
Déplacement des populations	Pré-construction	- Mise en œuvre du projet	- Les populations dans la cuvette et sur les zones affectées en cas de rupture du barrage seront déplacées

Santé, sécurité, nuisances	Pré-construction, Travaux, mise en eau et exploitation	- Activités des chantiers et présence du barrage et des périmètres	- Maladies respiratoires et nuisances liées à la poussière et fumée, - Risque d'accidents pendant les travaux et pendant l'exploitation, - Nuisances sonores dues au bruit des chantiers et aux vibrations
Patrimoine culturel	Travaux et exploitation	- Présence du personnel des chantiers - Présence du barrage	- Risque d'introduction des mauvais comportements qui vont dépraver les mœurs - Risque de perturbation de la cohésion dans la zone d'étude
Ressource naturelle	Construction, mise en eau, exploitation du barrage et des périmètres	- Activités de chantiers, exploitations des zones d'emprunt - Présence du barrage	-Des pertes en ressources végétales par le déboisement. - Risques d'indisponibilité des ressources en eau dû à une abondante utilisation pour les travaux. - Les sols seront détruits et modifiés sur les sites et dans les zones d'emprunt. -Amélioration quantitative de la ressource en eau souterraine grâce à l'infiltration de l'eau du lac
Emploi et revenus	Travaux et exploitation	- Activités de construction et entretien des infrastructures - Travaux agricoles - Présence du barrage	- Création d'emplois lors des travaux de construction - Augmentation locale des revenus des populations et des travailleurs des entreprises
Circulation	Travaux et exploitation	Activités de chantiers Présence du barrage et des périmètres irrigués	- Perturbation de la circulation pendant les travaux - La présence du barrage et des périmètres irrigués est un obstacle physique pour la circulation.

VIII.6 Mesures D'atténuation

Dans tous les projets, touchant à l'habitat naturel des mesures d'atténuation courantes qui visent à réduire à la source les impacts de ses interventions sur le milieu sont prises. Ces mesures d'atténuation sont particulièrement efficaces pour limiter ou prévenir les impacts sur le milieu physique, comme la contamination des sols ou la perturbation du drainage de surface, et cela De façon à atténuer le plus de répercussions sur la faune aquatique et sur les autres composantes du milieu.

Tableau VIII.2 Mesure d'atténuation

Éléments affectés	Mesures d'atténuation
Eaux	• Mettre en place un système de collecte et de traitement des eaux usées pour la cité, les bureaux et les ateliers. • Mettre en place un système de collecte de déchets solides et assurer sont éliminations dans le dépotoir. • Faire l'entretien de véhicule dans des garages réservés spécialement à cette tâche. • Sécuriser les installations de stockage et de distribution de carburant, afin d'éviter les fuites et les déversements accidentels. • Préparer un plan d'intervention d'urgence
Sols	• Procéder dans les zones d'excavations à la séparation de la terre végétale des autres matériaux et mettre en dépôt la terre végétale en vue de sa réutilisation pour la remise en état des lieux. • Choisir pour les décharges des zones propices éloignées des cours d'eau et réutiliser les matériaux des décharges pour combler les zones d'emprunts • Adopter des pentes stables pour toutes excavations temporaires et définitives. • Mise en place de dispositifs antiérosifs dans le bassin versant avant la mise en eau du barrage. • Restreindre le nombre de voies de circulation ainsi que leur largeur. • Recouvrir les surfaces dénudées, sensibles à l'érosion. • Favoriser la reprise végétale à la fin des travaux • Exploiter les zones d'emprunt de manière planifiée et organisée et prévoir un plan de fermeture.
Population	• Recruter, lorsque possible, les travailleurs dans les communes touchées par le projet. • Bien planifier, avec les autorités locales concernées, la venue des travailleurs provenant de l'extérieur et devant s'installer temporairement dans la région du projet et ce, afin de s'assurer de la capacité d'accueil de celle-ci. • S'assurer du respect des standards de santé et sécurité au travail (par exemple, en ce qui a trait à la durée de l'exposition à des niveaux de bruit élevés et à l'utilisation de moyen de protection individuelle, aux travaux en hauteur et en souterrain. • Prendre toutes les mesures requises afin de prendre les lieux de travail sécuritaires pour la population et ainsi éviter les accidents (en interdisant l'accès, installer des clôtures, couvrir les excavations, embaucher des gardiens).

Air	• Utiliser uniquement des engins et de l'équipement en parfait état de fonctionnement et éviter de laisser tourner inutilement des moteurs afin de réduire la perturbation du milieu causée par le bruit, les gaz d'échappement, la fumée, la poussière et toutes autres nuisances • S'assurer que les niveaux de bruit acceptables ne sont pas dépassés. • Toujours garder en bon état de fonctionnement les équipements servant à réduire ou à prévenir l'émission de contaminants (système antipollution des engins de chantier et des véhicules). • Faire fonctionner les moteurs conformément aux instructions du constructeur et les règles convenablement. • Réparer dans les plus brefs délais les engins de chantier et les véhicules qui produisent des émissions excessives de gaz d'échappement. • Lorsque l'émission de poussière provenant des accès, des aires de stationnement ou de circulation ou des tas d'agrégats ou de déblais porte atteinte à la qualité de l'environnement, prendre les mesures nécessaires pour supprimer cette nuisance (arrosage, recouvrement d'une bâches, etc.)
Faune et Flore	• Limiter les aires de déboisement au minimum requis. • Indiquer clairement les limites du déboisement sur le terrain afin d'éviter de circuler et de perturber les habitats naturels à l'extérieur des aires de déboisement essentiel. • Récupérer les bois marchands et les disposer dans un endroit accessible afin que les intervenants concernés puissent en disposer. • Interdire le prélèvement de bois de chauffage pour les travailleurs du chantier à l'extérieur des limites du déboisement. • Incinérer le bois inutilisable ou non recyclable ainsi que les débris végétaux (souches, branches, etc.) • Afin de ne pas abimer les arbres conservés, ne pas circuler ou stationner ni décharger ou entreposer des matériaux sous couronne de ces arbres. • Après les travaux de construction, restaurer les terrains perturbés de façon à ce qu'ils retrouvent le plus rapidement possible les conditions d'origine. • Interdire le rejet de déchets dans la nature afin de ne pas attirer les animaux et d'éviter les risques d'accidents ou de blessures.

VIII.7 L'évaluation à posteriori

L'évaluation du projet ne s'arrête à la réalisation du projet mais se prolonge pendant les périodes de construction et d'exploitation du projet et dans certains cas après même le transfert ou l'arrêt des activités.

Un suivi devra donc être assuré tout au long du cycle de vie du projet dans le but de :

- vérifier si la mise en œuvre des mesures d'atténuation et du Plan de Gestion Environnementale était effectuée conformément à l'EIE ;
- contrôler l'évolution de la qualité des rejets et du milieu récepteur et tout changement apporté à l'environnement ;
- évaluer l'efficacité des mesures mis en œuvre et identifier les insuffisances de l'évaluation initiale effectuée au moment des études du projet ;
- remédier à temps aux lacunes constatées et en tenir compte dans l'évaluation environnementale des nouveaux projets. Ce contrôle est aussi coercitif. Les dispositions réglementaires ont prévu le retrait de l'autorisation du projet en cas de non-respect des mesures mentionnées dans l'étude d'impact sur l'environnement. [ANPE]

Conclusion

Les impacts sur l'environnement sont nombreux : destruction de la faune et de la flore, dévastation d'exploitation industriels, en conséquence leur sécurité doit être très élevée, ce qui implique de faire preuve de rigueur dès l'élaboration du projet et lors de sa construction. En cours d'exploitation, un accent particulier doit être mis en place en appliquant les mêmes critères de sécurité de l'ensemble des ouvrages en exploitation.

Conclusion Générale

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude nous avons mener l'étude de faisabilité de la retenue collinaire sur Chabet Aziet (Willaya de Bouira) .

En conclusions les différentes étapes de l'étude ont permis d'arriver aux suivants :

- La construction du la retenue est réalisable sans difficulté technique.
- Grâce à la construction de la retenue qui stock les eau des crues qui déversé sur la ville a permis d'allégé la charge sur le réseaux d'assainissement pour diminuer le risque d'inondation.

Ainsi les différentes caractéristiques de notre ouvrage d'après l'étude réalisée son résumé comme suit :

- La cote NNR est fixée à 542.5 m NGA et la cote Nphe 543.5 la hauteur de barrage et de 6m
- La cote en crête est fixée à 544m, sa largeur est 4m.
- L'évacuateur de crues projeté est latéral à entonnement frontale de largeur déversante de 6m, comprendra un déversoir de profil Creager, un chenal d'écoulement, un coursier et un bassin de dissipation USBR type II.
- L'étude géologique et géotechnique n'a pas donné de résultats qui représentent vraiment le sol du site ce qui nous a poussé à modifier certains paramètres.

Références bibliographiques

Bernardo, A. R. & Santos L. (2004) Manuel de conception et projets typiques des digues en terres : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages. ANBT Alger.

Buyan. César, M .Véliz. (2004) Hydrologie appliquée : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages. ANBT Alger.

Degoutte, G. (2002) Petits barrages : Recommandation pour la conception. Editions CEMAGREF.

MIHOUBI, M.K . (2013)Ouvrages Hydrotechniques. Polycopie de cours. ENSH. Blida.

Muncher Ruck. Munich Re Group. (2004) Guide technique pour les souscripteurs.

TOUAIBIA, B. (2004) Manuel pratique d'hydrologie. Edition Madani. Blida. Algérie.

TOUAIBIA,B. (2001) Polycopié de cours de régularisation des débits ; les retenues. ENSH. Blida.

United States department of the interior, 1960.Design of small dams. A Water Resources Technical Publication. Third Edition, 1987.

Liste Des Planches

Planches 1 : Plan D'aménagement de la Retenue.

Planches 2 : Coup Type de la digue pour les 3 variantes.

Planches 3 : Coups transversales de la Digue .

Planches 4 : Profile en long de l'évacuateur .

Planches 5 : coup en travers de l'évacuateur .

Planches 6 : Profile en long de vidange de fond .

Planches 7 : Schémas de calcul de stabilité de la digue .

Annexes

a= 0,2 tangø= 0,5
 R 10,66
 C= 1
 γ1 1,83
 γ2 1,7
 r 8

Stabilité pour le cas de fin de construction

											P							
N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	1	0	0,87	0,88	-0,286	0,958315	2,975	-0,85	2,85098667	1,07	1,07	0,5	1,425493	0	0	0	8	4,76
-3	1	0	1,28	1,2	-0,214	0,976771	4,216	-0,903429	4,11806664	1,07	1,07	0,5	2,059033	0	0	0	8	6,7456
-2	1	0	1,84	1,41	-0,143	0,989743	5,525	-0,789286	5,46833184	1,01	1,01	0,5	2,734166	0	0	0	8	8,84
-1	1	0	2,33	1,52	-0,071	0,997446	6,545	-0,4675	6,52828222	1	1	0,5	3,264141	0	0	0	8	10,472
0	1	0	2,82	1,53	0	1	7,395	0	7,395	1	1	0,5	3,6975	0	0	0	8	11,832
1	1	0	3,31		0,0714	0,997446	5,627	0,4019286	5,61262705	0,98	0,98	0,5	2,806314	0	0	0	8	9,0032
2	1	0	3,8	1,17	0,1429	0,989743	8,449	1,207	8,3623413	1,03	1,03	0,5	4,181171	0	0	0	8	13,5184
3	1	0	4,29	1,07	0,2143	0,976771	9,112	1,9525714	8,90033757	1,07	1,07	0,5	4,450169	0	0	0	8	14,5792
4	1	0	4,77	0,67	0,2857	0,958315	9,248	2,6422857	8,86249571	1,06	1,06	0,5	4,431248	0	0	0	8	14,7968
5	1	0	5,25	0	0,3571	0,93405	8,925	3,1875	8,33639423	1,19	1,19	0,5	4,168197	0	0	0	8	14,28
6	1	0	5	0	0,4286	0,903508	8,5	3,6428571	7,67981717	1,31	1,31	0,5	3,839909	0	0	0	8	13,6
7	1	0	4,56	0	0,5	0,866025	7,752	3,876	6,71342893	1,49	1,49	0,5	3,356714	0	0	0	8	12,4032
8	1	0	3,47	0	0,5714	0,820652	5,899	3,3708571	4,84102501	1,86	1,86	0,5	2,420513	0	0	0	8	9,4384
9	1	0	1,45	0	0,6429	0,765986	2,465	1,5846429	1,88815572	2,15	2,15	0,5	0,944078	0	0	0	8	3,944
somme								18,855429	87,5572901		17,29		43,77865		0			148,213

Kss 3,238783
 Kas 1,864175

a= 0,2 tangø= 0,5
 R 64,91
 C= 0,5
 γ1 1,83
 γ2 1,7
 r 12,66

Stabilité pour le cas de fin de construction

										P								
N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	1,2	0	0,91	0	-0,286	0,95831	1,8564	-0,5304	1,7790157	1,28	0,64	0,5	0,889508	0	0	0	12,66	4,7004
-3	1,2	0	0,84	0,62	-0,214	0,97677	2,9784	-0,638229	2,9092148	1,24	0,62	0,5	1,454607	0	0	0	12,66	7,54131
-2	1,2	0	1,43	1,08	-0,143	0,98974	5,1204	-0,731486	5,0678817	1,21	0,605	0,5	2,533941	0	0	0	12,66	12,9649
-1	1,2	0	2	1,25	-0,071	0,99745	6,63	-0,473571	6,6130651	1,2	0,6	0,5	3,306533	0	0	0	12,66	16,7872
0	1,2	0	2,6	1,38	0	1	8,1192	0	8,1192	1,2	0,6	0,5	4,0596	0	0	0	12,66	20,5578
1	1,2	0	3,18	1,35	0,0714	0,99745	9,2412	0,6600857	9,2175954	1,2031	0,60154	0,5	4,608798	0	0	0	12,66	23,3987
2	1,2	0	3,75	1,17	0,1429	0,98974	10,037	1,4338286	9,9338557	1,2124	0,60622	0,5	4,966928	0	0	0	12,66	25,4132
3	1,2	0	4,35	1,07	0,2143	0,97677	11,057	2,3693143	10,799962	1,24	0,62	0,5	5,399981	0	0	0	12,66	27,9958
4	1,2	0	4,95	0,67	0,2857	0,95831	11,465	3,2756571	10,986888	1,28	0,64	0,5	5,493444	0	0	0	12,66	29,0289
5	1,2	0	5,74	0	0,3571	0,93405	11,71	4,182	10,937349	1,33	0,665	0,5	5,468675	0	0	0	12,66	29,6487
6	1,2	0	5,69	0	0,4286	0,90351	11,608	4,9746857	10,487558	1,42	0,71	0,5	5,243779	0	0	0	12,66	29,3904
7	1,2	0	5,12	0	0,5	0,86603	10,445	5,2224	9,0454621	1,64	0,82	0,5	4,522731	0	0	0	12,66	26,4462
8	1,2	1,91	2,14		0,5714	0,82065	8,56	4,8914057	7,0247466	1,76	0,88	0,5	3,512373	1,91	3,3616	1,6808	12,66	21,6738
9	1,2	0,59	1,97		0,6429	0,76599	5,3144	3,4164257	4,0707871	2,15	1,075	0,5	2,035394	0,59	1,2685	0,63425	12,66	13,4562
somme								28,052117	106,99258		9,68275		53,49629		4,6301	2,31505		289,003

Kss 2,169676
 Kas 1,87248

a= 0,2 tangø= 0,5
 R 13
 C= 1
 γ1 1,83
 γ2 1,7
 r 5

Stabilité pour le cas de fin de construction

											P							
N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	1,3	0	1,18	0,5	-0,182	0,983332	3,7128	-0,675055	3,65091567	1,31	1,31	0,5	1,825458	0	0	0	5	3,7128
-1	1,3	0	1,81	0,64	-0,091	0,995859	5,4145	-0,492227	5,39207961	1,17	1,17	0,5	2,69604	0	0	0	5	5,4145
0	1,3	0	2,44	0,64	0	1	6,8068	0	6,8068	1,39	1,39	0,5	3,4034	0	0	0	5	6,8068
1	1,3	0	3,07	0,51	0,0909	0,995859	7,9118	0,7192545	7,87903878	1,31	1,31	0,5	3,939519	0	0	0	5	7,9118
2	1,3	0	3,7	0,24	0,1818	0,983332	8,7074	1,5831636	8,5622665	1,34	1,34	0,5	4,281133	0	0	0	5	8,7074
3	1,3	0	4,17	0	0,2727	0,962091	9,2157	2,5133727	8,86634558	1,39	1,39	0,5	4,433173	0	0	0	5	9,2157
4	1,3	0	4,24	0	0,3636	0,931541	9,3704	3,4074182	8,72891159	1,46	1,46	0,5	4,364456	0	0	0	5	9,3704
5	1,3	0	4,12	0	0,4545	0,890724	9,1052	4,1387273	8,110216	1,56	1,56	0,5	4,055108	0	0	0	5	9,1052
6	1,3	0	3,77	0	0,5455	0,83814	8,3317	4,5445636	6,98313441	1,71	1,71	0,5	3,491567	0	0	0	5	8,3317
7	1,3	0	2,71	0	0,6364	0,771389	5,9891	3,8112455	4,61992715	1,97	1,97	0,5	2,309964	0	0	0	5	5,9891
8	1,3	0	2	0	0,7273	0,686349	4,42	3,2145455	3,03366075	2	2	0,5	1,51683	0	0	0	5	4,42
somme								22,765009	72,6332961		16,61		36,31665		0	0		78,9854

Kss 2,324912
 Kas 1,83513

a= 0,2 tangø= 0,5
 R 11,3
 C= 1
 γ¹ 1,83
 γ² 1,7
 r 9

Stabilité pour le cas de fin de construction

P																		
N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	1,13	0	0,47	0	-0,25	0,96825	0,9029	-0,225718	0,8742001	1,17	1,17	0,5	0,4371	0	0	0	9	1,62517
-2	1,13	0	1,23	0,7	-0,182	0,98333	3,7075	-0,674096	3,6457335	1,11	1,11	0,5	1,822867	0	0	0	9	6,67355
-1	1,13	0	1,77	0,83	-0,091	0,99586	4,9946	-0,454055	4,9739183	1,1	1,1	0,5	2,486959	0	0	0	9	8,99028
0	1,13	0	2,31	0,84	0	1	6,0512	0	6,05115	1,11	1,11	0,5	3,025575	0	0	0	9	10,8921
1	1,13	0	2,84	0,74	0,0909	0,99586	6,8772	0,6251982	6,8487029	1,13	1,13	0,5	3,424351	0	0	0	9	12,3789
2	1,13	0	3,38	0,54	0,1818	0,98333	7,5303	1,3691491	7,4048059	1,17	1,17	0,5	3,702403	0	0	0	9	13,5546
3	1,13	0	4,13	0	0,2727	0,96209	7,9337	2,1637445	7,6329733	1,22	1,22	0,5	3,816487	0	0	0	9	14,2807
4	1,13	0	4,21	0	0,3636	0,93154	8,0874	2,9408764	7,5337538	1,56	1,56	0,5	3,766877	0	0	0	9	14,5573
5	1,13	0	4,15	0	0,4545	0,89072	7,9722	3,6237045	7,1009817	1,3	1,3	0,5	3,550491	0	0	0	9	14,3499
6	1,13	0	3,43	0	0,5455	0,83814	6,589	3,5940164	5,5225323	1,42	1,42	0,5	2,761266	0	0	0	9	11,8603
7	1,13	0	2,44	0	0,6364	0,77139	4,6872	2,9827891	3,6156864	1,61	1,61	0,5	1,807843	0	0	0	9	8,43703
8	1,3	0	1,55	0	0,7273	0,68635	3,4255	2,4912727	2,3510871	1,55	1,55	0,5	1,175544	0	0	0	9	6,1659
somme								18,436883	63,555525		15,45		31,77776		0	0		123,766

Kss 2,561592
 Kas 1,606955

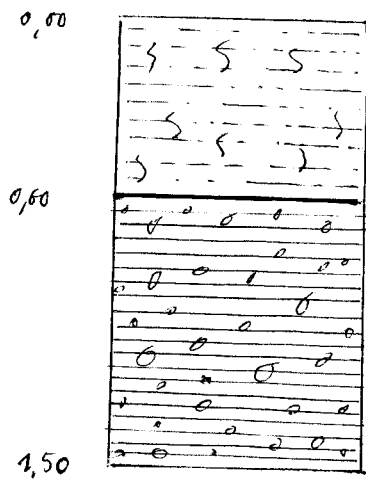
a= 0,2 tangø= 0,5
 R 12,25
 C= 1
 γ¹ 1,83
 γ² 1,7
 r 4

Stabilité pour le cas de fin de construction

										P								
N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	1,13	0	0,98	0,74	-0,25	0,96825	3,3041	-0,82603	3,1992004	1,23	1,23	0,5	1,5996	0	0	0	4	2,6433
-2	1,13	0	1,55	1	-0,182	0,98333	4,8986	-0,890645	4,8169018	1,22	1,22	0,5	2,408451	0	0	0	4	3,91884
-1	1,13	0	2,14	1,14	-0,091	0,99586	6,3009	-0,572807	6,2747893	1,22	1,22	0,5	3,137395	0	0	0	4	5,0407
0	1,13	0	2,74	1,16	0	1	7,4919	0	7,4919	1,23	1,23	0,5	3,74595	0	0	0	4	5,99352
1	1,13	0	3,33	1,06	0,0909	0,99586	8,4332	0,7666536	8,3982698	1,26	1,26	0,5	4,199135	0	0	0	4	6,74655
2	1,13	0	3,92	0,83	0,1818	0,98333	9,1248	1,6590455	8,9726602	1,3	1,3	0,5	4,48633	0	0	0	4	7,2998
3	1,13	0	4,51	0,47	0,2727	0,96209	9,5666	2,6090673	9,2039242	1,37	1,37	0,5	4,601962	0	0	0	4	7,65326
4	1,13	0	5,07	0	0,3636	0,93154	9,7395	3,5416255	9,0727154	1,37	1,37	0,5	4,536358	0	0	0	4	7,79158
5	1,13	0	4,98	0	0,4545	0,89072	9,5666	4,3484455	8,521178	1,46	1,46	0,5	4,260589	0	0	0	4	7,65326
6	1,13	0	4,7	0	0,5455	0,83814	9,0287	4,9247455	7,5673183	1,6	1,6	0,5	3,783659	0	0	0	4	7,22296
7	1,13	0	3,71	0	0,6364	0,77139	7,1269	4,5353064	5,4976215	1,84	1,84	0,5	2,748811	0	0	0	4	5,70153
8	1,3	0	2,15	0	0,7273	0,68635	4,7515	3,4556364	3,2611853	2,27	2,27	0,5	1,630593	0	0	0	4	3,8012
somme								23,551043	82,277664		17,37		41,13883		0	0		71,4665

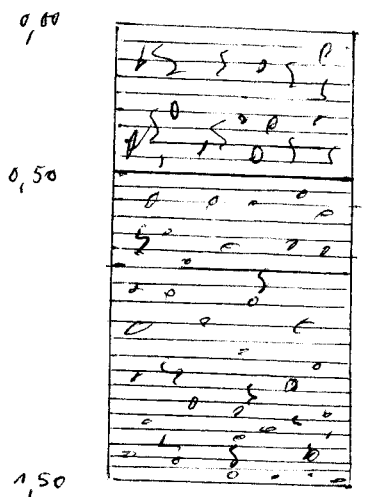
Kss 2,484341
 Kas 1,991109

coupes des puits de sondages
pour tigue à CHaabel El
AZZIT a Bouira



argile limoneuse micratis à racine, végétals

argiles rougeâtres graveleuses



argiles jaunâtres graveleuses
à racines, végétals

argiles jaunâtres à racines
végétals graveleuses

CISAILLEMENT RECTILIGNE

Etude : CHAABAT AZEIT BOUIRA

Dossier N° :

N° Sond : P1 Prof : 0.60 / 1.50

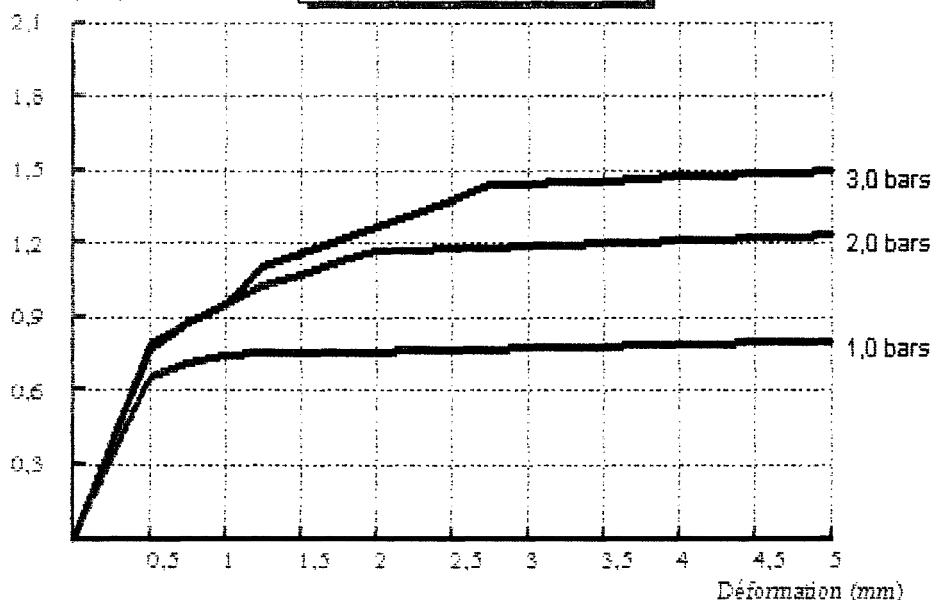
Type d'essai : CU

Coefficient de l'anneau $\langle K \rangle$: 0,354

Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn

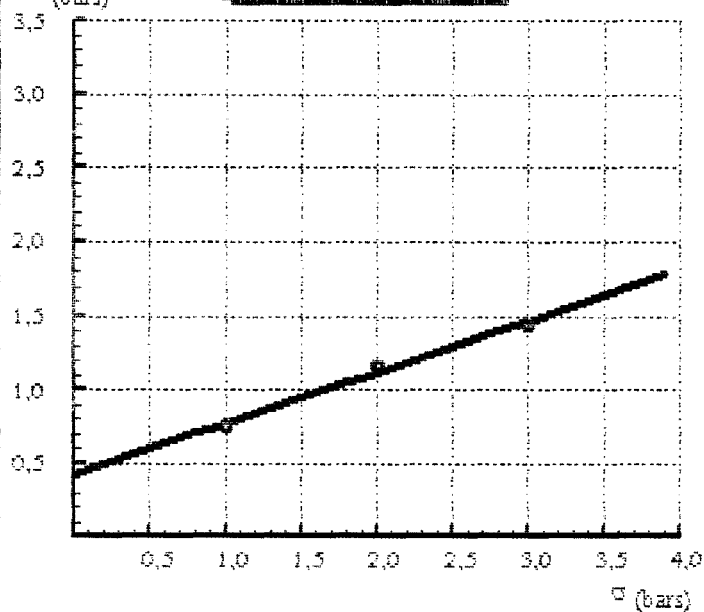
Contrainte (bars)

Contrainte / Déformation



τ (bars)

Courbe intrinsèque



RESULTATS :

Cohésion = 0,43 bars

Frottement = 19,03 degrés

LNHC

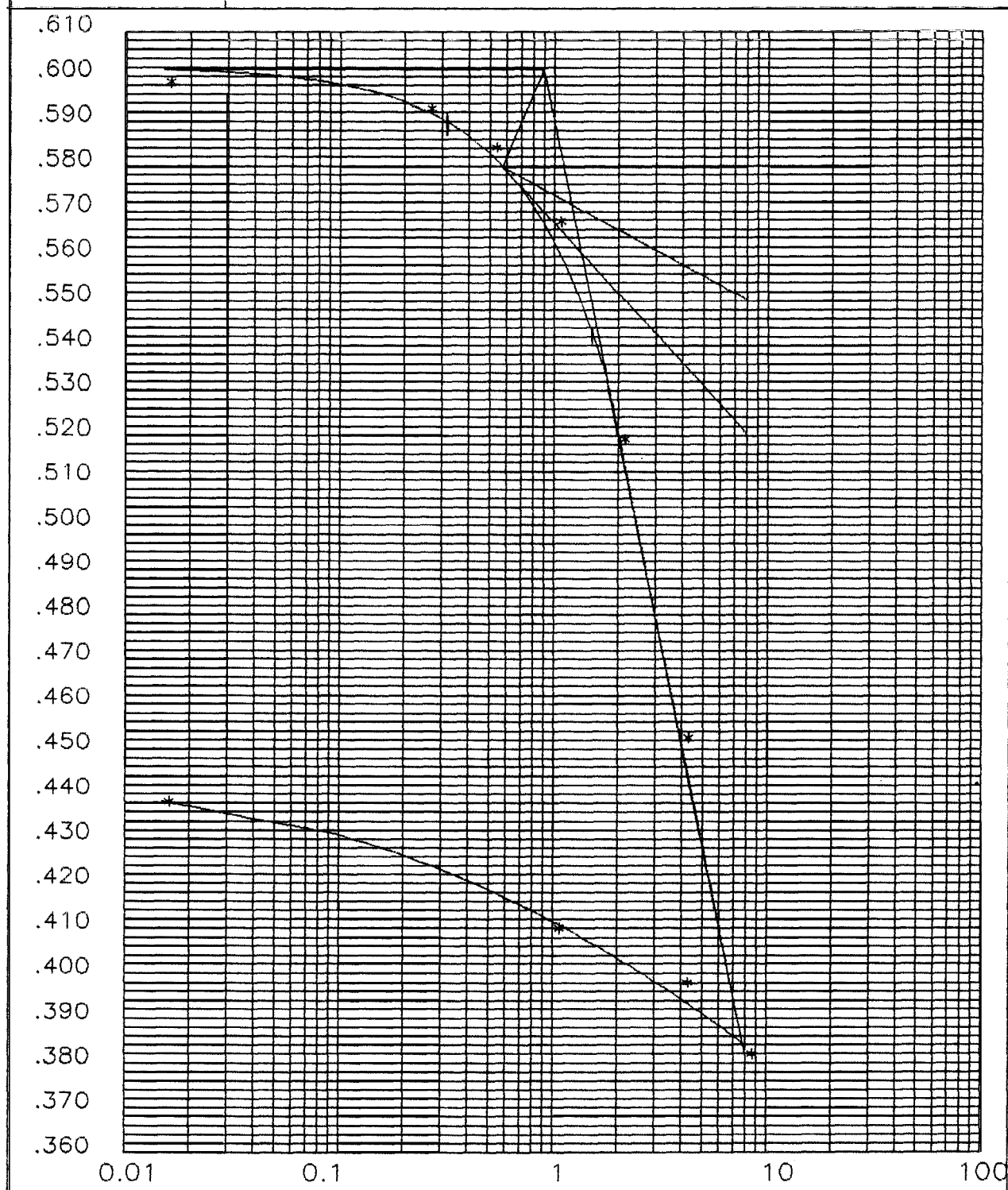
ESSAI DE COMPRESSIBILITE/PERMEABILITE
DOSSIER :CHABAT AZELET

PROJET :DIGUE BOUIRA

Ouvrage DIGUE 06

Echantillon P1

Profondeur 0.60/1.50M



$P_c = 1.20 \text{ bars}$

$C_c = .230$

$C_g = 0.019$

Unité de Bouira

ESSAI PROCTOR

Type modifié

ETUDE : DIGUE CHAABAT AZEJET

Puits N° : P2

DOSSIER N°:

Profondeur : 0.50/1.00M

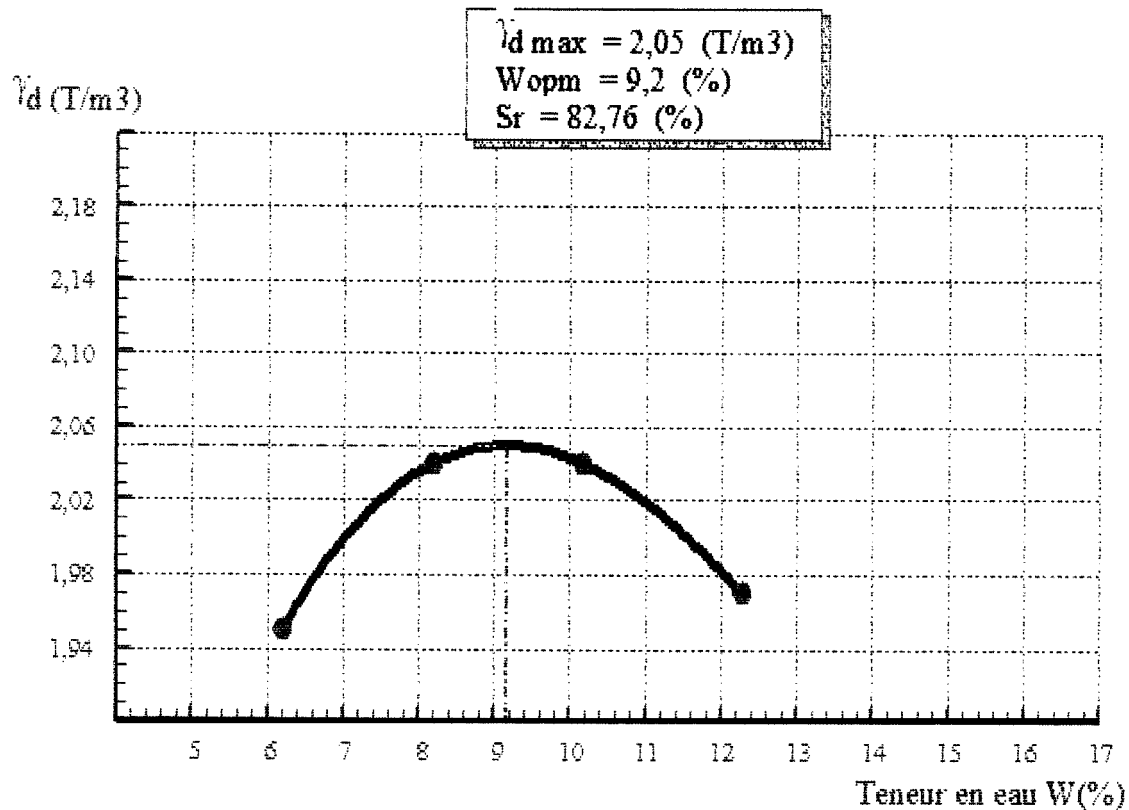


TABLEAU DE RESULTATS DES ESSAIS DE COMPACTAGE

W (%)	6,2	8,19	10,16	12,28				
Densité (T/m3)	1,95	2,04	2,04	1,97				

ESSAI PROCTOR

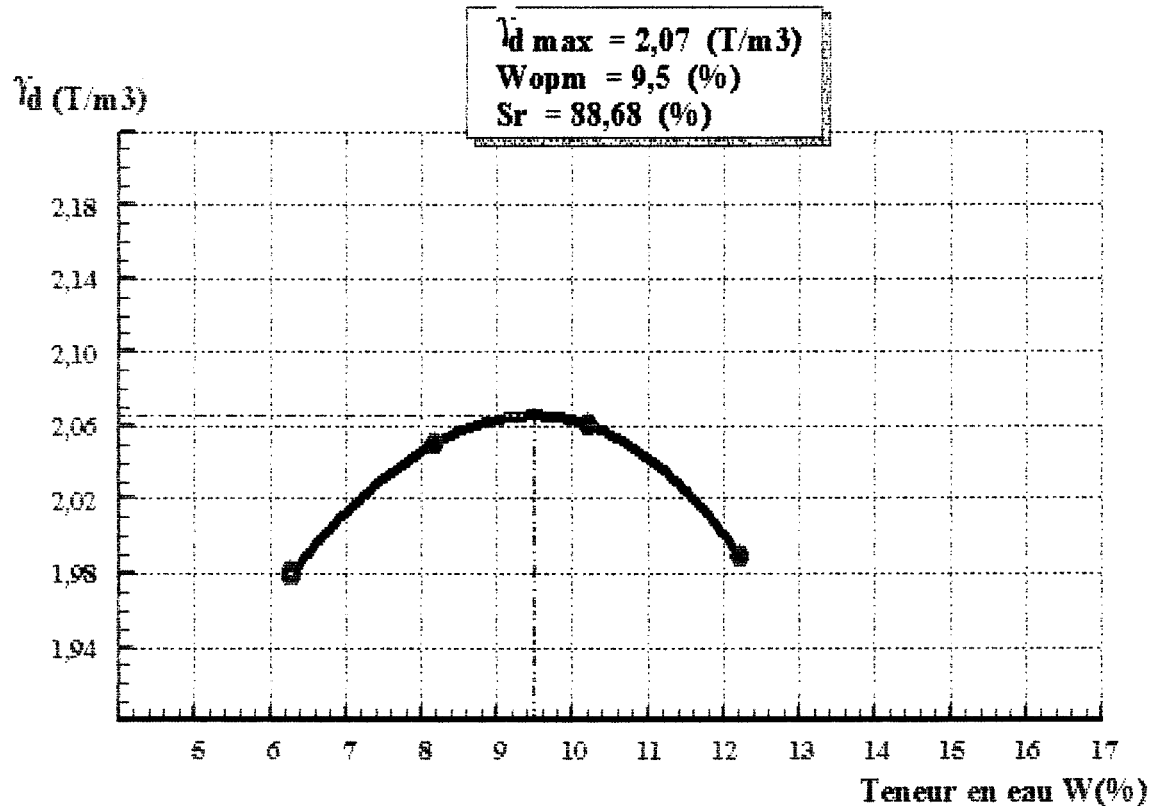
Type modifié

ETUDE : DIGUE CHAABAT AZEJET

Puits N° : P2

DOSSIER N°:

Profondeur : 1.00/1.50 m



TABEAU DE RESUTATS DES ESSAIS DE COMPACTAGE

W (%)	6,28	8,17	10,2	12,21				
Densité (T/m3)	1,98	2,05	2,06	1,99				