



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

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

Option: CONCPETION DES OUVRAGE HYDRAULIQUE

THEME :

**ETUDE DE RETENUE COLLINAIRE SUR OUED
MAGHRAOUA COMMUNE EL-OUTAYA WILAYA DE
BISKRA**

**Présenté par :
BRAHIMI DYHIA**

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M.K. MIHOUBI	Professeur	Président
D.DJODAR	M.C.B	Examineur
M. D. BENSALAH	M.C.B	Examineur
I.ZAIBAK	M.A.A	Examineur
B.BENLAOUKLI	M.C.A	Promoteur

Septembre - 2019

DEDICASE

Je dédie ce travail à tous ceux qui me sont chers,

À LA MÉMOIRE DE MON PÈRE

Qui a toujours été mon repère mon exemple, tu es toujours dans mes pensées et dans mon cœur pour tous les sacrifices que tu as fait pour tes enfants Je prie que le puissant Dieu, le tout puissant, l'accueille en sa sainte miséricorde.

À MA CHÈRE MÈRE

Je dédie ce travail à ma plus chère du monde, ma mère qui était toujours à mes côtés pour me soutenir et m'encourager, que ce travail traduise ma gratitude.

À MON MARI

Merci énormément pour ton soutien, ma vie ne serait pas aussi magique sans ta présence

À MES CHÈRES SŒURS ET FRÈRES À TOUTES MES AMIES

Dyhia BRAHIMI

REMERCIEMENT

Je remercie Dieu de m'avoir donné le courage et la sante de réaliser ce mémoire.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à toutes les personnes

qui m'ont aidé tout au long de mon mémoire :

À mon promoteur : Mr. B. BENLAOUKLI pour ses conseils.

Au président et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

À ma famille et mes amies pour la motivation qu'ils m'ont apporté.

ملخص:

السدود هي أكبر خزانات تجميع المياه المستخدمة في مختلف المجالات في هذا العمل قمنا بدراسة عن واد مغراوة (ولاية بسكرة) من اجل انجاز حاجز مائي بهدف سقي 30 هكتار.

لهذا الغرض ، أجرينا دراسة طبوغرافية ، جيولوجية ، هيدرولوجية ودراسة الاقتراحات من أجل اختيار نوع السد المراد تكيفه ، وبعدها انشائها بأبعاد (ارتفاع 10.77 وسعة مليون م³). و في الأخير تم تحجيم ملحقات السد و تنظيم للموقع

Résumé

Les barrages sont les plus grands réservoirs d'accumulation des eaux qui sont utilisées dans les divers domaines. L'objectif du présent travail est l'étude d'une retenue collinaire sur l'oued de Maghraoua (W. BISKRA) de point de vue géologie, hydrologie, et économie destinée à l'irrigation une surface de 30ha.

A cet effet nous avons réalisé une étude topographique, géologique, hydrologique et une étude de variante pour fixer le choix du type de la digue à concevoir. Ensuite on a fait la conception de la digue (hauteur 10.77m, et une capacité de 0.33 million m³) et le dimensionnement des ouvrages annexes (évacuateur de crue, prise d'eau et vidange de fond) et on a terminé par l'organisation de chantier

Abstract

Dams are the largest reservoirs of water accumulation that are used in the various fields. in this work concerns Oued Maghraoua (Wilaya de Biskra) where a small dam is carried out for the irrigation of a perimeter of 30 ha. For this, we studied the topographical, geological, and hydrological aspects as well as an alternative study to fix the type of dam to conceive, then implant the dam (height 10.77m and a capacity of 0.33 million m³). Finally, we carried the dimensioning of the dam, and we finished by organization of the work cite.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

CHAPITRE I ETUDE TOPOGRAPHIQUE

Introduction.....	1
I.1 Situation géographique et cadre physique.....	1
I.2 Fond topographique existant.....	2
I.3 Choix du site.....	2
I.4 Choix de l'axe du barrage.....	2
Conclusion	3

CHAPITRE II ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Introduction.....	4
II.1 Etude géologique.....	4
II.1.1 Description du site propose	4
II.1.2 Description géologique d'ensemble.....	5
II.1.2.1 Cadre géologique local	5
II.1.2.2 Cadre géologique régional	8
II.1.2.3 Géologie et hydrogéologie du bassin versant.....	9
II.1.2.4 Géologie de la cuvette.....	9
II.1.2.5 Géologie de l'assiette de la digue	10
II.1.2.6 Hydrogéologie de la zone de la digue.....	10
II.1.2.7 Fondation de la digue et des ouvrages annexes.....	10
II.1.2.8 Stabilité des versants de la cuvette	10
II.1.3 Sismicité de la région.....	10
II.1.4 Matériaux de construction de la digue	11
II.2 Etude Géotechnique.....	11
II.2.1 Reconnaissance IN-SITU.....	11
II.2.1.1 Prospection géotechnique de terrain.....	11

II.2.1.2	Les résultats des essais IN-SITU	13
II.2.2	Différents essais effectués	13
II.2.3	Caractéristiques géotechniques proposées pour les calculs de stabilité de la digue 15	
II.2.3.1	Terrains d'assise et de fondation	15
II.2.5	Matériaux de construction de la digue	15
II.2.3.2	Matériaux d'étanchéité.....	15
II.2.3.3	Matériaux pour recharge, filtre et drain	16
II.2.3.4	Matériau d'enrochement	16
II.2.4	Caractéristiques géotechniques des matériaux pour calcul de stabilité.....	16

CHAPITRE III ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction.....	17
III.1 Bassin versant.....	17
III.1.1 Caractéristiques morphologiques de bassin versant	17
III.1.1.1 Caractéristiques physiographiques du bassin versant.....	18
III.1.1.2 Caractéristiques hydro-morphologiques	18
III.1.1.3 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant	24
III.2 Caractéristiques climatiques.....	27
III.2.1 L'humidité relative	29
III.2.2 Couverture végétale	30
III.3 Etude des précipitations.....	31
III.3.1 Homogénéité des séries pluviométriques.....	31
III.4 Pluies annuelles fréquentielles	32
III.4.1 Ajustement des pluies maximales journalières	34
III.5 Pluie de courtes durées.....	38
III.6 Etude des apports.....	40
III.6.1 Estimation de l'apport moyen annuel (AO)	40
III.6.2 Caractéristiques de l'écoulement.....	43
III.7 Estimation fréquentielle des apports	45
III.8 Apports solides	46
III.8.1 Volume mort.....	46
III.9 Etude de crue.....	47
III.9.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue.....	47
III.9.2 Détermination des hydrogrammes de crues probables par les méthodes de Sokolovski	50

III.10	Estimation de la crue de projet	52
III.11	La Régularisation	55
III.11.1	Répartition mensuelle des besoins	55
III.11.2	Courbes caractéristiques de la retenue	
	Les courbes de niveau ont été établies avec une équidistance de 1m.	56
III.11.3	Calcul du volume utile.	58
III.12	Laminage de crue	62
III.12.1	Méthode de Kotcherine	63
III.12.2	Méthode de Muskingum	66
III.13	Etude d'optimisation	72
III.13.1	Calcul du coût de la digue	72
III.13.2	Calcul de la revanche	73
III.13.3	Coût de la digue pour différentes largeurs déversantes.	75
III.13.4	Calcul du coût de l'évacuateur de crue.	76
III.13.4.1	Coût du déversoir	76
III.13.4.2	Coût du coursier	78
	Conclusion	80

CHAPITRE IV ETUDE DE VARIANTES

	Introduction	80
IV.1	Le choix du site du barrage	80
IV.2	Le choix de type de barrage	80
IV.3	Les variantes à choisir	81
IV.3.1	Calcul des volumes des différents matériaux	93
IV.3.2	Barrage a zonée	95
IV.4	L'estimation du coût des variantes	99
	Conclusion	99

CHAPITRE V ETUDE DE VARIANTE CHOISIE

	Introduction	99
V.1	Étude de la variante retenue	99
V.1.1	Définition de profil général du barrage.	99
V.1.2	Conception de la digue.	99
V.2	Calcul des filtres	99

V.3	Etude des infiltrations.....	102
V.3.1	Objectif de calcul d'infiltration	102
V.3.2	Positionnement de la ligne de saturation.....	102
V.3.3	Calcul du débit de fuite par infiltration.....	103
V.4	Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage	105
V.5	Etude de stabilité.....	106
V.5.1	Généralité sur la stabilité des barrages (Talus).....	106
V.5.2	Méthode de FELLENIUS.....	107
V.5.3	Ordre de calcul (Méthode des tranches)	107
V-4-5	Calcul des forces appliquées à chaque tranche	109
	Conclusion	112

CHAPITRE VI ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

Introduction.....	113	
VI.1	Evacuation de crue	113
VI.1.1	Critère de choix de l'évacuateur de crue.....	113
VI.1.2	Différents types des évacuateurs de crues.....	113
VI.1.2.1	L'évacuateur de crues en puits (tulipe).....	113
VI.1.2.2	L'évacuateur de crues en siphon	114
VI.1.2.3	L'évacuateur de crues latéral à entonnement latéral.....	114
VI.1.2.4	Evacuateur de crue latérale à entonnement frontal.....	114
VI.1.3	Choix de variante.....	114
VI.1.4	Dimensionnement de l'évacuateur de crue.....	115
VI.1.4.1	Canal d'amenée	115
VI.1.4.2	Le déversoir.....	116
VI.1.4.3	Chenal d'écoulement	118
VI.1.4.4	La convergent.....	120
VI.1.4.5	Coursier.....	121
VI.1.4.6	Ouvrage de fuite	127
VI.2	Ouvrage de prise d'eau	129
VI.2.1	Type de prise	129
VI.2.1.1	Prise d'eau en charge	129
VI.2.1.2	Prise d'eau flottante	129
VI.2.1.3	Tour de prise.....	129
VI.2.2	Choix de variante.....	129
VI.2.3	La prise d'eau :	129
VI.3	Vidange de fond.....	130
Conclusion	133	

CHAPITRE VII ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction.....	133
VII.1 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	133
VII.1.1 Installations destinées au personnel :	133
VII.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux	134
VII.1.3 Installations destinées à la réparation des engins :.....	134
VII.1.4 Installation destinée pour la préfabrication.....	134
VII.1.5 Les moyens de chantier	134
VII.2 Le devis estimatif.....	135
VII.3 Définition	137
VII.3.1 Techniques de la planification	137
VII.3.2 Méthodes basées sur le réseau	137
VII.3.2.1 Définition du réseau :.....	137
VII.3.2.2 Construction du réseau.....	138
VII.3.3 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)	138
VII.3.3.1 Les paramètres de la méthode C.P.M	139
VII.3.4 Chemin critique (C.C)	139
VII.3.5 Les plannings	139
VII.3.6 Délai de construction et programme des travaux.....	140
VII.4 Symboles des différentes opérations	140
VII.4.1 Détermination des chemins critiques	142
VII.5 Technologie des principaux travaux :.....	143
VII.5.1 Exécution des voies d'accès	143
VII.5.2 Exécution des travaux de terrassement.....	143
Conclusion	144

CONCLUSION GENERALE

ANNEXES A

ANNEXES B

Listes de tableaux

Tableau II-1: Puits N°1(Bureau d'étude Batna).....	13
Tableau II-2: PuitsN°2 (Bureau d'étude Batna).....	13
Tableau III-1: Coordonnées du site de la retenue collinaire d'Oued Maghraoua (Bureau d'étude de Batna).....	17
Tableau III-2: Répartition des surfaces en fonction des cotes	20
Tableau III-3: Détermination de L'indice de pente de ROCHE	22
Tableau III-4: Classification O.R.S.T.O.M	23
Tableau III-5: Le temps de concentration.....	24
Tableau III-6: Résultats de calcul des caractéristiques du bassin versant	26
Tableau III-7: Distribution mensuelle de la température en °C	27
Tableau III-8: Vitesses moyennes des vents enregistrées à la station de Biskra (ANBT)	29
Tableau III-9: Humidités relatives moyennes enregistrées à la station de Biskra (ANBT)	29
Tableau III-10: Coordonnées Lambert des stations pluviométriques (Bureau d'étude de Batna)	31
Tableau III-11: Paramètres du test WILCOXON	32
Tableau III-12: Pluies annuelles fréquentielles sur le bassin versant sur le bassin versant d'oued Maghraoua.....	33
Tableau III-13: Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80 % du bassin versant d'oued Maghraoua	34
Tableau III-14: Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel	35
Tableau III-15: Comparaison entre les caractéristiques de la loi GUMBEL et de l'échantillon	35
Tableau III-16: Résultat du test du Khi	37
Tableau III-17: Pluies de courtes durées	38
Tableau III-18: Intensité des pluies It (mm/h)	39
Tableau III-19: Récapitulatif des résultats.....	43
Tableau III-21: Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80 % du bassin versant d'oued Maghraoua	45
Tableau III-22 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de MALLET-GAUTHIER).....	47
Tableau III-23: les valeurs du coefficient de ruissellement.	48
Tableau III-24: Calcul de débit de crue par la formule de Sokolovsky.....	48
Tableau III-25: Calcul de débit de crue par la formule rationnelle.....	49
Tableau III-26: Débit des crues fréquentielle d'oued Maghraoua par les différentes formules	49
Tableau III-27 : Débit des crues fréquentielles d'oued Maghraoua.....	50
Tableau III-28: Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ	51
Tableau III-29: Volumes des crues maximales d'oued Maghraoua.....	52
Tableau III-30: Crue de projet recommandée selon (RIBEIRO, 2009)	53
Tableau III-31: Crues de projet recommandé (RIBEIRO, 2009).....	53

Tableau III-32: Choix de la crue de projet (RIBEIRO, 2009)	54
Tableau III-33 : Besoins mensuels en m ³	55
Tableau III-34: Courbes topographiques et volumétriques	56
Tableau III-35: Les besoins en eau.....	58
Tableau III-36: Résultat de calcul	64
Tableau III-37: Calcul de q (h ₀).....	64
Tableau III-38: Résultats de calcul.....	66
Tableau III-39 : Résultats obtenus pour des valeurs choisies de H.....	68
Tableau III-40: Calcul du débit laminaire correspondant à l'hydrogramme de sortie pour b=12	69
Tableau III-41: Calcul de la courbe caractéristique du barrage	71
Tableau III-42: Résultats de calcul.....	73
Tableau III-43: Les résultats de calcul	74
Tableau III-44: Coût de la digue pour différentes largeurs déversantes	75
Tableau III-45 : Coût de déversoir pour différentes largeurs déversante	77
Tableau III-46: Coût du coursier pour les différentes largeurs déversante.....	78
Tableau III-47: Coût de l'évacuateur de crue	78
Tableau III-48: Coût Total de la retenue	79
Tableau IV-1: Valeurs indicatives des fruits de talus.....	84
Tableau IV-2: Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de G _s	86
Tableau IV-3: Epaisseur de l'enrochement et d ₅₀ minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.....	86
Tableau IV-4: Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....	87
Tableau IV-5: Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage.....	88
Tableau IV-6: Volume de recharge (argile).....	93
Tableau IV-7: Coûts des différentes variantes étudiées	99
Tableau V-1: Coordonnées de la parabole de KOZENY	103
Tableau V-2 : Classification de l'ouvrage en fonction de type du sol de la fondation	105
Tableau V-3: Coefficient de stabilité admissible des talus.....	107
Tableau V-4: Les différentes valeurs de K ₁ et K ₂	108
Tableau V-5: Caractéristique géotechnique.....	109
Tableau V-6: Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement	112
Tableau VI-1: Coordonnées de la nappe déversante	116
Tableau VI-2: Calcul de la profondeur normale par itération.....	119
Tableau VI-3: Différents paramètres de calcul de la ligne d'eau.....	123
Tableau VI-4: Calcul de la ligne d'eau du coursier.....	125
Tableau VI-5: Calcul de temps de vidange.....	133
Tableau VII-1: Devis estimatif et quantitatif de la retenue collinaire d'oued Maghraoua.....	135
Tableau VII-2: Symboles des opérations.....	140
Tableau VII-3: Détermination des chemins critiques.....	142
Tableau VII-4: Programme des travaux pour la réalisation de la retenue collinaire sur oued Maghraoua	143

Listes de figures

Figure I-1: Plan de situation du site de la retenue collinaire d'oued Maghraoua à l'échelle 1/150000	1
Figure I-2: Délimitation du bassin versant sur la carte d'état-major AL-KANTARA NI-3 XXIV-Ouest Echelle 1/50000 (Bureau d'étude de Batna)	3
Figure III-1 : Délimitation du bassin versant sur la carte d'état-major AL-KANTARA NI-3 XXIV-8 Ouest Echelle 1/50000	18
Figure III-2 : Courbe hypsométrique du bassin d'oued Maghraoua	21
Figure III-3: Répartition mensuelle de la température	28
Figure III-4: Répartition mensuelle des vents.....	29
Figure III-5 : Répartition mensuelle de l'humidité	30
Figure III-6: Extrait de la carte pluviométrique de Biskra à L'échelle 1/10000(ANBT).....	31
Figure III-7: Ajustement à la loi log Normal des pluies annuelle sur le bassin versant D'oued Maghraoua	33
Figure III-8: Représentation graphique des résultats d'ajustement à la loi de Gumbel	36
Figure III-9: Représentation graphique de la loi de log-normale (Galton).....	37
Figure III-10: Pluies de courte durée.....	39
Figure III-11: Intensité de courte dure pour les différentes fréquences	40
Figure III-12: Hydrogrammes des crues pour différentes périodes de retour	52
Figure III-13: Courbe Capacité – Hauteur.....	57
Figure III-14: Courbe surface hauteur.....	58
Figure III-15 : La variation de la charge déversant en fonction de (Q, q).....	65
Figure III-16 : La variation du volume force en fonction de (Q, q)	66
Figure II-17: Modélisation de la courbe caractéristique de la cuvette	69
Figure III-18: Hydrogramme d'entrée et l'hydrogramme laminé.....	71
Figure III-19 : Hydrogrammes de sorties	72
Figure 0-20: Principe de calcul de volume d'un barrage.....	73
Figure III-21: Optimisation de l'ouvrage	80
Figure IV-1 : Coupe transversale d'une digue zonée a noyau	81
Figure IV-2 : Coupe transversale d'une digue homogène	82
Figure IV-3: Coupe transversale d'une digue en enrochement avec masque en béton.....	83
Figure IV-4: Coupe d'un prisme de drainage	90
Figure IV-5: Coupe d'un tapis de drainage.....	91
Figure IV-6 : Schéma d'un drain vertical.	91
Figure V-1: Positionnement de la ligne de saturation	103
Figure V-2: Zone du centre du cercle critique selon le principe de Fondeev	108
Figure VI-1: Profil Creager du déversoir.....	117
Figure VI-2 : Profil de la ligne d'eau fans le coursier.....	126
Figure VII-1: Réseau a nœud.....	142

Listes de planches

Planche 1/7 : Vue en plan de l'aménagement

Planche 2/7 : Coupes types de la digue pour les trois variantes.

Planche 3/7 : Coupes en travers de la digue

Planche 4/7 : Profil en long de l'axe de la digue

Planche 5/7 : Profil en long de l'évacuateur de crues

Planche 6/7 : Schéma de calcul de la stabilité de la digue et la ligne de saturation

Planche 7/7 : Planning d'exécution des travaux

INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'Algérie a souffert de problèmes d'eau ; une sécheresse abondante dans certaines régions depuis plusieurs décennies. L'édification de petits barrages en Algérie a été une solution très largement utilisée pour résoudre les délicats problèmes de mobilisation des ressources en eau. La demande en eau d'irrigation et en eau potable est devenue de plus en plus importante entraînant la conception de petites retenues collinaires sur les différents endroits du pays. Cela a été possible grâce à leur facilité d'exécution et d'adaptation aux reliefs algériens. Dans le but de remplir les déficits, d'améliorer ces services envers les citoyens et pour le développement intégré de toute région où la pluviométrie est moyenne à faible, la mobilisation des ressources en eau superficielles et leurs utilisations à des fins d'irrigation, d'écrêter les crues qui menacent les terres agricoles, alimenter les nappes alluvionnaires et de sauvegarder les habitats situés en aval, tout cela devient un impératif.

Dans cette optique, la wilaya de BISKRA a bénéficié d'un important projet de réalisation d'un aménagement hydraulique : le barrage sur l'Oued Maghraoua, qui est destiné à l'irrigation de cette région. L'Oued Maghraoua draine un bassin versant considérable.

Vu toutes ces considérations, il importe de mettre en œuvre une méthodologie efficace pour la réalisation d'une retenue collinaire.

De ce fait, le travail de ce mémoire de fin d'études consistera à concevoir une retenue adaptée aux conditions locales du milieu c'est-à-dire topographiques, géologiques et hydrologiques, et aussi respecter les objectifs généraux du projet

CHAPITRE I
ETUDE
TOPOGRAPHIQUE

CHAPITRE I

CHAPITRE I ETUDE TOPOGRAPHIQUE

Introduction

Avant toute réalisation d'un barrage il faut bien étudier les objectifs qui en découlent pour les caractéristiques de l'ouvrage à concevoir et son implantation, en tenant compte sur la bonne connaissance des conditions géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

I.1 Situation géographique et cadre physique

Notre site se trouve à environ 5 Km à l'ouest de la localité d'EL-Outaya, cette plaine se trouve dans une région aride de la Wilaya de Biskra au sud algérien. Cette plaine occupe une place importante dans la wilaya de Biskra par sa superficie qui dépasse 30000 Ha

Elle est délimitée :

- Au nord par la commune d'El-Kantara.
- A l'Est par la wilaya de Batna.
- A L'Ouest par la commune de Tolga.
- Au Sud par la commune de Biskra

La plaine d'EL-Outaya est un glacis en pente extrêmement douce qui s'étale au sud-ouest du Djebel Maghraoua et du pied des Aurès à des altitudes qui s'abaissent d'une manière très régulière et presque imperceptible de 250 à 180m.

Les vallées ne s'y marquent guère, seuls les talwegs des oueds qui coulent lors des pluies exceptionnelles s'y enfoncent de 1 à 3 m et y montrent une nappe de graviers.

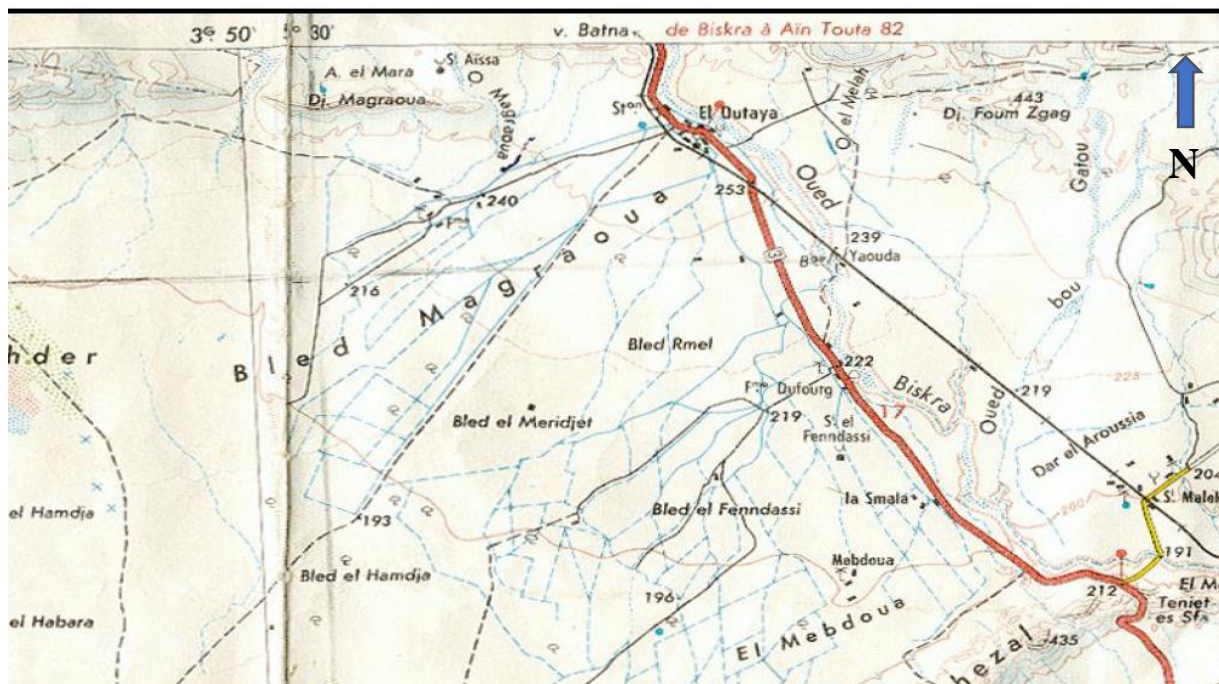


Figure I-1: Plan de situation du site de la retenue collinaire d'oued Maghraoua à l'échelle 1/150000

(Bureau d'étude de Batna)

CHAPITRE I

CHAPITRE I ETUDE TOPOGRAPHIQUE

I.2 Fond topographique existant

Le site de la retenue collinaire et celui du bassin versant sont identifiés sur la carte d'état-major AL-KANTARA NI-3 XXIV-8 Ouest Echelle 1/50000

X = 732488 km Y = 3880407 km Z = 253m

- Le bassin versant de Maghraoua est un milieu de colline relativement plat avec une faible couverture végétale
- L'air d'étude se présente généralement comme une région au relief ondulé
- Eviter les fortes pentes

I.3 Choix du site

L'identification des différents sites prévus pour la conception des barrages collinaires se fait selon une démarche précise cette dernière est basée sur des règles et des critères principaux du terrain permettant d'élaborer une base de données importante, puisque l'inventaire se fonde sur :

- Carte topographique
- Photos aériennes disponibles
- Documents des études existants sur la zone (géologie, géotechnique, hydrologie, études de régularisation)

I.4 Choix de l'axe du barrage

Pour le choix de l'axe du barrage pour la réalisation d'un ouvrage qui répond aux meilleures conditions techniques et économiques on s'est basé essentiellement sur les connaissances et les conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques du site.

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

- Garantir la quantité d'eau qui sera emmagasinée 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 d'un remblai minimum.
- Choisir l'emplacement rapproché et facile des zones d'accès existantes, afin d'éviter la création d'autres voies pour les engins et la main d'œuvre.
- Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

Lors de la préparation d'un inventaire de sites possibles des barrages dans la région, et sur la base des résultats géologiques et des conditions topographiques, nous avons choisi l'axe le plus économique et le plus stable.

CHAPITRE I

CHAPITRE I ETUDE TOPOGRAPHIQUE

Ses coordonnées Lambert

X = 732488 km

Y= 3880407km

Z=253m

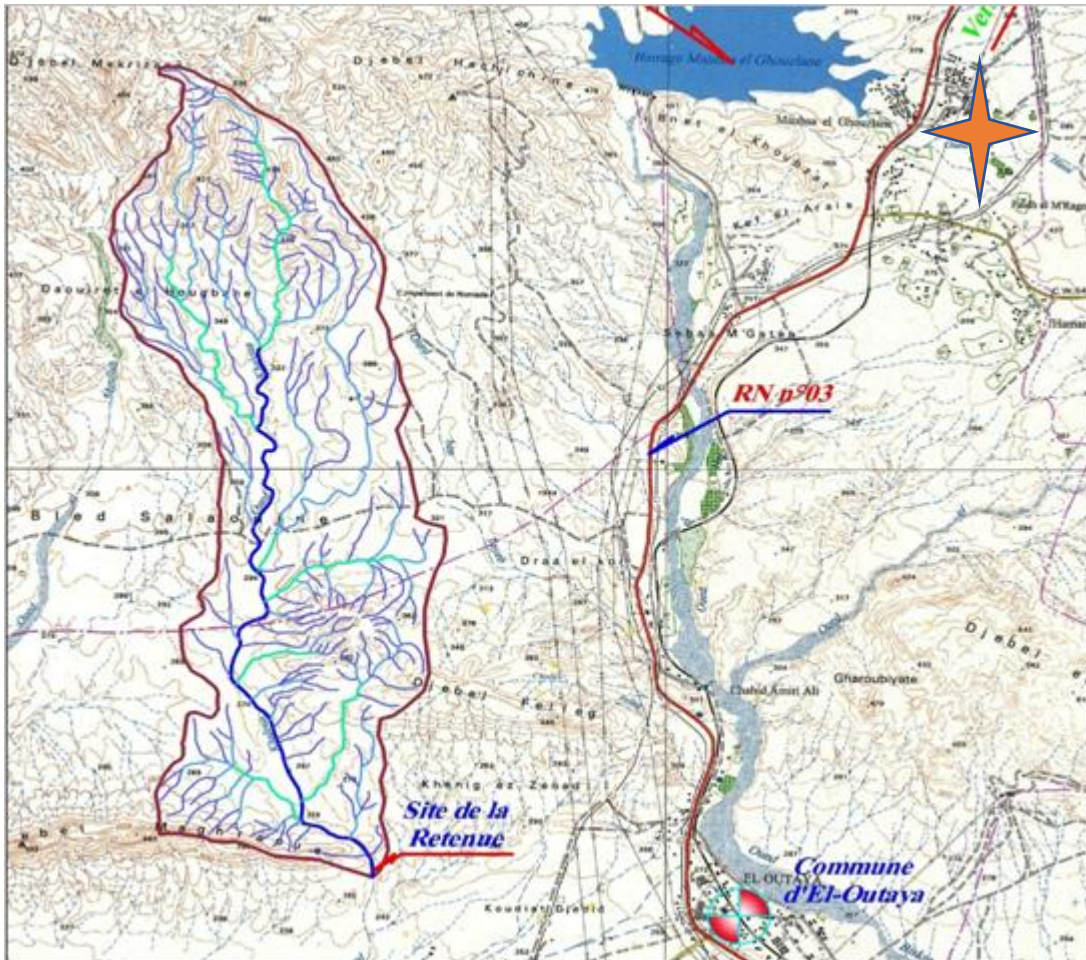


Figure I-2: Délimitation du bassin versant sur la carte d'état-major AL-KANTARA NI-3 XXIV-Ouest Echelle 1/50000 (Bureau d'étude de Batna)

Conclusion

Après l'analyse des données topographiques du site de la future retenue d'Oued Maghraoua, commune El -Outaya représentée par un levé topographique de la cuvette à l'échelle : 1/500000, on peut dire que les conditions topographiques sont bien réunies pour l'implantation définitive de la digue et ses ouvrages annexes.

Chapitre II
ETUDE
GEOLOGIQUE ET
GEOTECHNIQUE

CHAPITRE II

ETUDE GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUE

Introduction

L'étude géologique et géotechnique est basée sur les travaux de reconnaissances au niveau du site, les matériaux d'emprunt nécessaires pour la construction de la digue, ainsi que les essais géotechniques de laboratoire qui ont pour objet de répondre aux questions concernant :

- La stabilité mécanique et l'étanchéité des appuis et des fondations des ouvrages
- L'étanchéité de la cuvette de la retenue et la stabilité de ses versants
- La localisation des zones instables et les zones de fuites d'eau potentielles lors de la mise à eau de la retenue
- L'existence et les caractéristiques géotechniques des matériaux nécessaires au choix et à la construction du type du barrage le mieux adapté au site
- Pérennité de la retenue.

II.1 Etude géologique

II.1.1 Description du site propose

Le site proposé pour la construction de la retenue de Maghraoua se trouve au niveau du flanc nord du bassin d'EL-Outaya dont les formations sont caractérisées par :

- En rive gauche d'une série détritique composée de grés avec des conglomérats à la base alternés avec des argiles de couleur marron clair présentant d'importants filons de gypse avec un pendage sub-vertical.
- En rive droite de couverture récente composée d'éboulis de pente avec une pente douce.
- En zone centrale, d'une couverture alluvionnaire d'apparence superficielle.

A l'amont du site proposé, des gorges creusées par l'eau dans des carbonates présentent des stries ainsi que des brèches de failles témoignant d'une activité tectonique intense cette gorge pourra être utilisée comme bassin de décantation une fois fermée à un certain niveau pour ralentir le processus d'envasement de la retenue. La cuvette présente l'avantage d'être de surface réduite ce qui permet de minimiser l'évaporation.

CHAPITRE II

ETUDE GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUE



Figure II.1 Vues des rives et de lit d'oued de Maghraoua (Bureau d'Etudes Batna)

II.1.2 Description géologique d'ensemble

II.1.2.1 Cadre géologique local

Le bassin est formé par un remplissage Néogène. Il se trouve dans une région qui constitue une des zones les plus franches de transition entre les domaines atlastiques montagneux et plissés du Nord et les étendues plates et désertiques du Sahara

Deux domaines très contrastés, tant du point de vue géomorphologique que géologique sont séparés par l'accident sud atlastique.

Cette région est formée d'un ensemble de bassins et (ou) sous bassins aligné presque parallèlement Nord-sud

La partie nord de la région se présente sous la forme d'une chaîne, grossièrement orientée Nord-est-Sud-ouest : l'atlas saharien qui inscrit dans son prolongement oriental le massif de l'Aurès culminant à 2328 m le relief est de type jurassien et se présente sous la forme de plis courts et espacés tantôt creusés par de profondes combes de flanc tantôt festonnés de chevrons sous l'effet de l'attaque du ruissellement, Au sud de Biskra la plaine saharienne se présente comme un piémont sans relief marqué qui relie par une pente douce les chaînons atlastiques

CHAPITRE II

ETUDE GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUE

aux étendues sahariennes proprement dites. Elle est formée par toute une série de glacis d'érosion modelés par le ruissellement et où se localisent des oasis.

Cette situation est illustrée dans la carte de la figure qui met en évidence les accidents tectoniques qui ont affectés la région avec les pointements triasiques dont celui d'El-Outaya

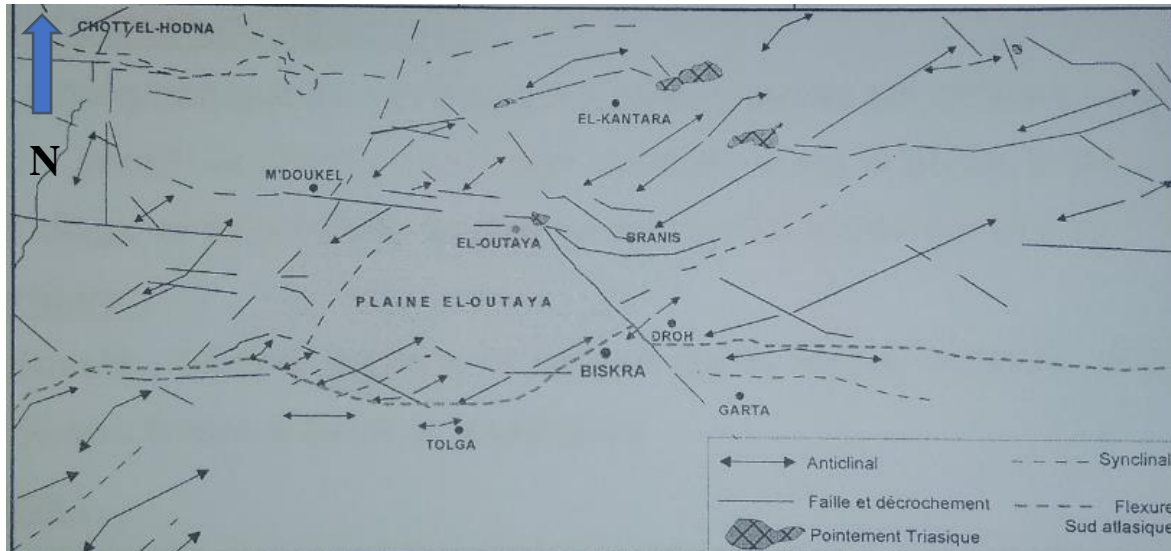


Figure II-2 : Situation du bassin d'EL-Outaya dans le contexte sud-atlasique échelle 1/150000

(Bureau d'étude de Batna)

Le substratum des formations néogènes du bassin d'El-Outaya et les Aurès en général est formé de dépôts d'âge secondaire et paléogènes. Ce bassin délimite une plaine à vocation agricole qui s'étend sur une superficie de 33 Hectares. La carte géologique montre les affleurements d'âge Trias, Crétacé et Néogène sur la périphérie cependant la plaine elle-même est couverte par des formations quaternaires. Parmi les nombreux auteurs qui ont travaillé sur la géologie de la région ; nous avons exploité les descriptions fournies par Laffitte (1939), et Guiraud (1973, 1990). Nous pensons que ces travaux assez cohérents peuvent nous donner un aperçu sommaire sur la géologie de la région.

CHAPITRE II

ETUDE GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUE

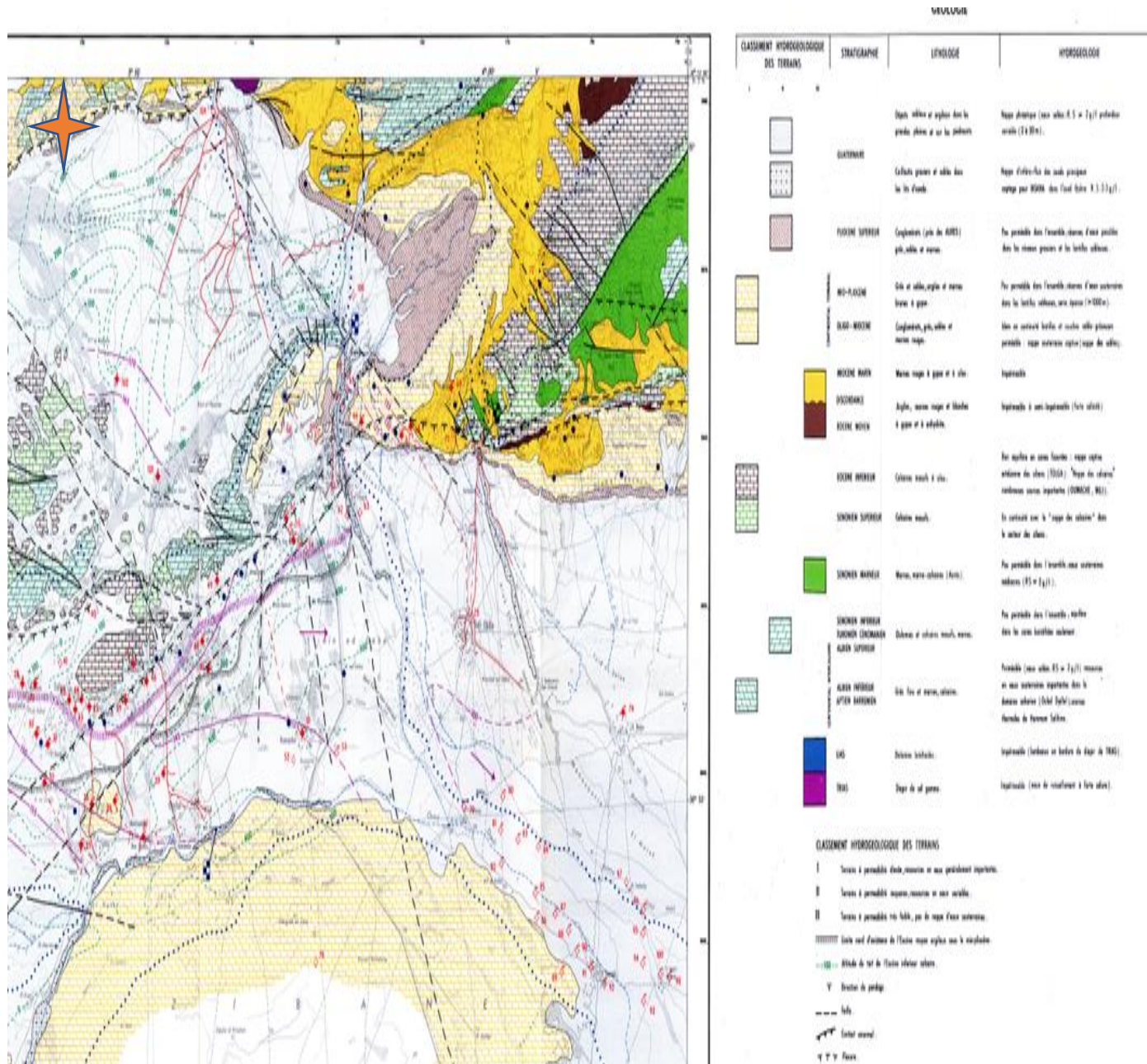


Figure II-3 : Carte géologique de Biskra au 1/ 5000000 (Bureau d'étude de Batna)

CHAPITRE II

ETUDE GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUE

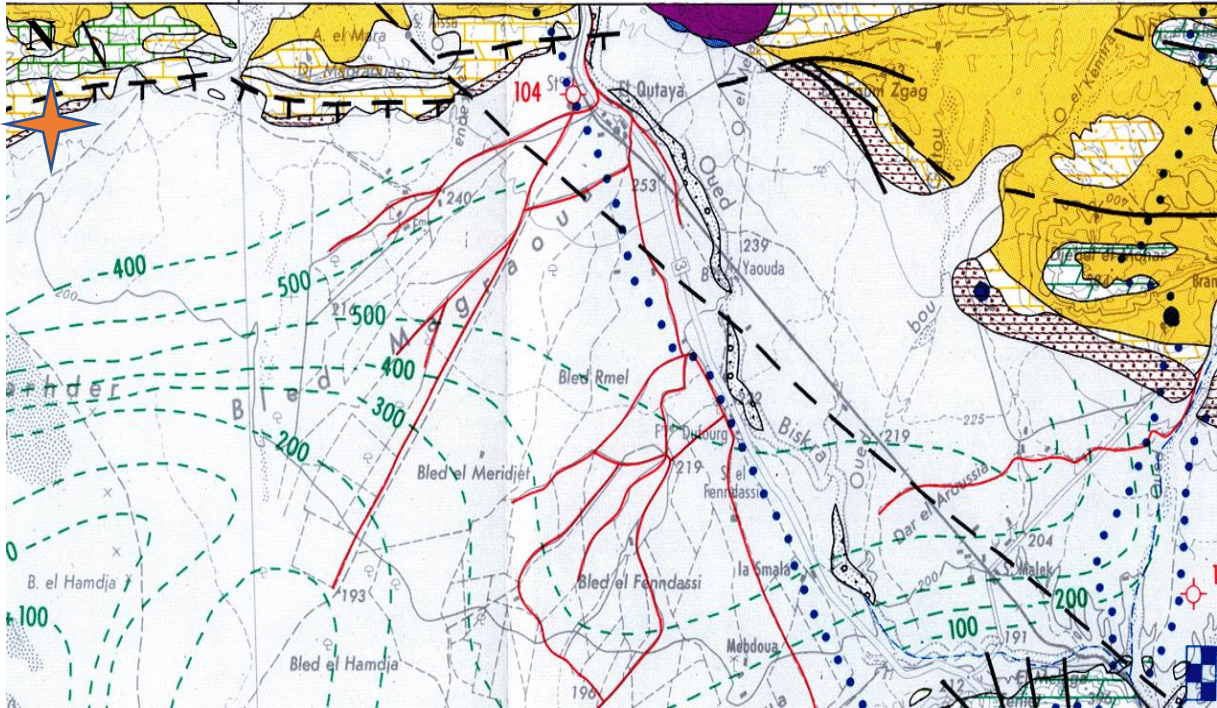


Figure II-4 : Extrait de la carte géologique de Biskra au 1/ 5000000 (Bureau d'étude de Batna)

II.1.2.2 Cadre géologique régional

La recherche bibliographique de nombreux documents établis par différents auteurs sur la région nous ont permis de donner une image synthétique sur la géologie de la région. La succession se présente du plus récent au plus ancien comme suit :

- **Quaternaire :**
Alluvion et éboulis : limons argileux et sableux de la plaine, cailloutis et graviers à proximité du Djebel, limons à blocs et poudingues.
- **Pliocène :**
Poudingues et grès à limite de la plaine et de l'Aurès au sud-est du Djebel, suivant la bordure de l'Aurès.
- **Pontien :**
Marnes, calcaires et grès a la limite de la plaine et de l'Aurès au sud-est du Djebel, frangeant l'Aurès.
- **Burdigalien :**

CHAPITRE II

ETUDE GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUE

Sable, grès et silt stone, avec marnes, surtout au nord-ouest du Djebel Melah se développe également à peu de distance à l'Est et au sud-est, constituant la terminaison périclinale de l'anticlinal de Djebel el Azreg.

- **Oligocène :**

Marnes gypseuses rouges à passées se silt-stones, roches argilo-gréseuses rouge

- **Maestrichtien :**

Calcaires argileux gris claire, puis marnes jaune-verdâtre constitué l'enveloppe de la marne saline vers l'est au contact brèches argileuse gris-verdâtre et argilites violacées également observé à la bordure ouest et nord-ouest du Djebel

- **Lias :**

Dolomies foncées éventuellement pyritifères souvent fissurées, parfois brchoïdi constitue à la bordure sud et nord-ouest du Djebel des paquets en relief pouvant atteint 500*200m il en existe également plusieurs blocs de 50 m à 150m

- **Trias :**

Constitué essentiellement de sel gemme plus ou moins chargé d'impuretés sulfatées (anhidrite) et rocheuses (marnes, carbonates). l'affleurement triasique mesure environ 3900*2000

II.1.2.3 Géologie et hydrogéologie du bassin versant

Le bassin versant drainant les eaux qui vont être mobilisé par la retenue d'étude est constitué par l'ensemble de roches situées à l'extrémité nord de la plaine d'El-Outaya au niveau de Djebel Maghraoua. Il s'agit de formation calcaire sur les hautes avec des alternances d'argile et grés avec présence de gypse sur les piedmonts des alluvions au niveau des oueds et chaabats

II.1.2.4 Géologie de la cuvette

La surface de la cuvette qui va être mise à l'eau est constituée de terrasses alluvions en rive droite (jusqu'à 4m d'épaisseur) et en zone centrale (jusqu'à 1m). La partie gauche est constituée d'alternance d'argiles alors que sur la limite amont de la cuvette. Les eaux seront en contact avec les calcaires.

CHAPITRE II

ETUDE GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUE



Figure II-5 : Vues de limite cuvette coté rive gauche

II.1.2.5 Géologie de l'assiette de la digue

Au niveau de l'axe de l'emprise de la digue la géologie est identique à la description précédent. Les alluvions couvrent la zone centrale et la rive droite avec une pente douce surmontant des argiles brunes. Au niveau de la rive droite, affleure des argiles.

II.1.2.6 Hydrogéologie de la zone de la digue

L'oued ainsi que la terrasse qui y associée se trouvent à sec sauf pendant les crues. Sur la rive gauche, à l'amont de l'axe affleure des passages gréseux pouvant constituer un aquifère.

II.1.2.7 Fondation de la digue et des ouvrages annexes

Sous les alluvions, l'assise argileuse à l'avantage d'être étanche et peut supporter n'importe quel type de digue. Il est préférable d'implanter l'évacuateur de crues sur la rive droite.

II.1.2.8 Stabilité des versants de la cuvette

Le versant gauche de la cuvette, qui va être mise à l'eau, est stable, alors que celui de la rive gauche nécessite quelques travaux pour adoucir la pente constituée d'alternance de grès et d'argiles gypseuses. Sur coté amont de la cuvette affleure des calcaires présentent des signes d'une activité tectonique.

II.1.3 Sismicité de la région

La classification d'un ouvrage selon le règlement parasismique algériens se fait selon La zone sismique et le groupe d'usage. Notre retenue est situé dans la zone 1 et l'ouvrage est catégorie (1B) selon le RPA 99/2003, alors le coefficient d'accélération de zone est égale $\alpha=0.12$

CHAPITRE II

ETUDE GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUE

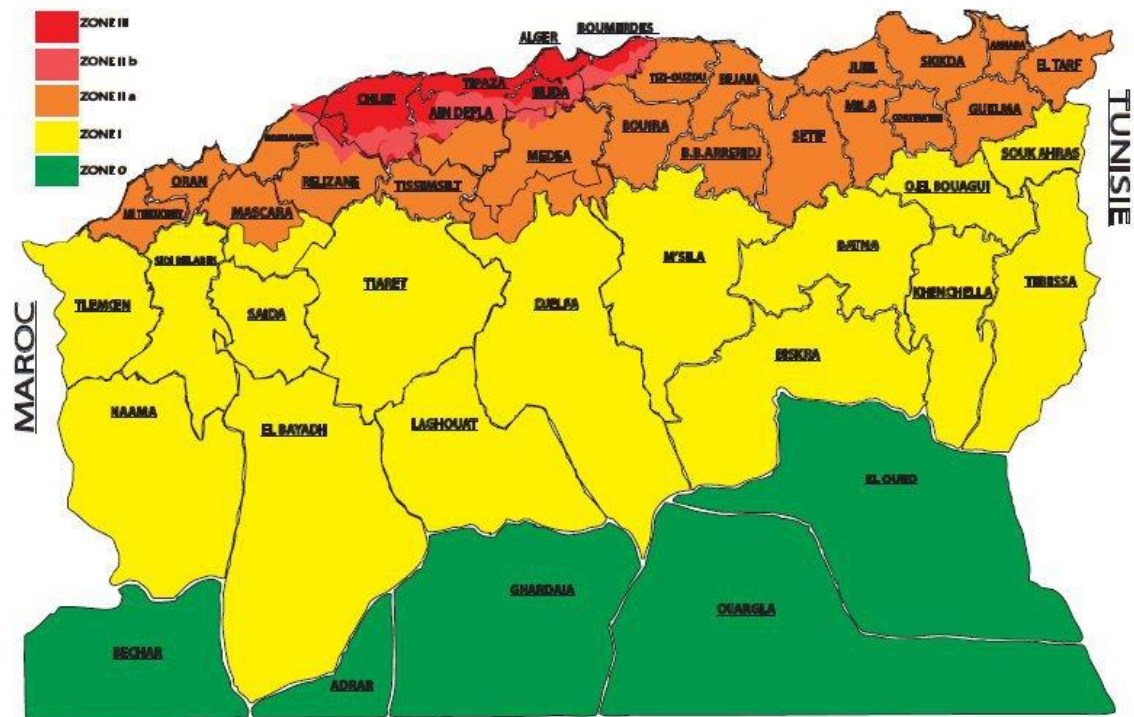


Figure II-6 : Carte zonage sismique du territoire national (RPA99, 2003)

II.1.4 Matériaux de construction de la digue

Une investigation à l'amont du site montre la présence de gisements pouvant servir pour la construction d'une digue hétérogène zonée cependant il convient de pousser l'étude sur ces gisements pour une caractérisation quantitative et qualitative.

II.2 Etude Géotechnique

II.2.1 Reconnaissance IN-SITU

Une campagne d'investigation par puits de reconnaissance

Le but de la réalisation des puits de reconnaissance est :

- D'avoir une aide sur la compacité du sol
- D'identifier la nature de sol
- De prélever la quantité suffisante pour faire des essais que l'on ne peut pas réaliser par les sondages carottés par exemple les essais de Proctor

II.2.1.1 Prospection géotechnique de terrain

Deux 02 puits ont été réalisés sur l'axe proposé de la digue

- Le premier au niveau de l'oued sur une profondeur de 3 m touchant la totalité de la couche alluvionnaires et les argiles à partir desquels des prises d'échantillons ont été effectuées.

CHAPITRE II

ETUDE GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUE

- Le deuxième sur la rive droite sur une profondeur de 3.6 m traversant la totalité d'une couche d'alluvions et 1 m dans les argiles.
- Par ailleurs, la rive gauche se présente sous forme de successions de couches sub-verticales de grès friable à matrice argileuse et d'argiles avec présence de filons de gypse.

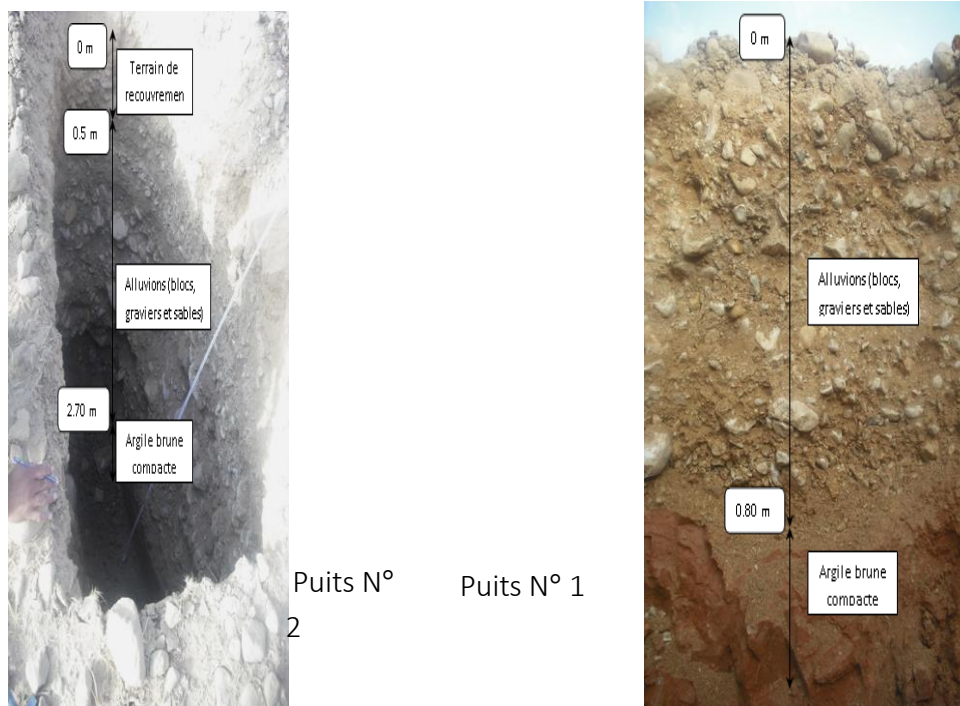


Figure II-7: Les puits réalisés (Bureau d'étude de Batna)

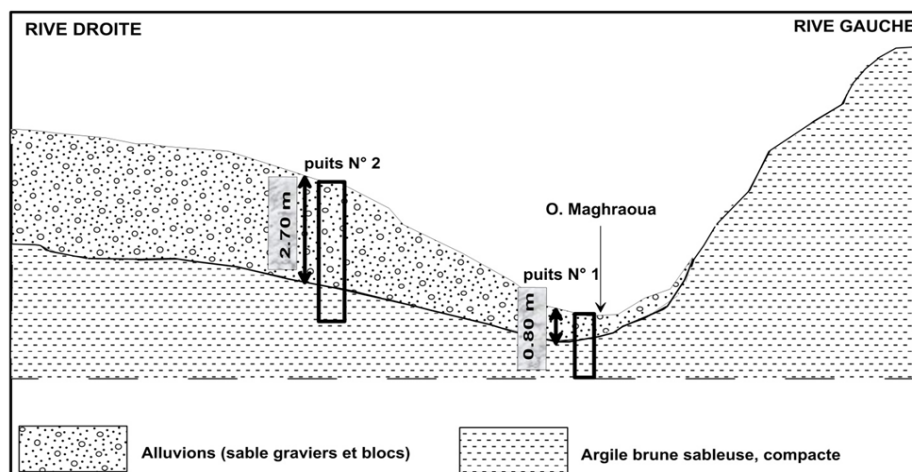


Figure II-8 : Coupe schématique sur l'axe proposé (Bureau d'étude de Batna)

CHAPITRE II

ETUDE GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUE

II.2.1.2 Les résultats des essais IN-SITU

Tableau II-1: Puits N°1(Bureau d'étude Batna)

Profondeur	Type de sol	Classification selon DTR-BE 1.2
0.00÷ 0.40	Terre de recouvrement	/
0.40÷ 2.20	Dépôt alluvionnaire	Moyennement compact
A partir de 2.20 cm	Argile sableuse rougeâtre parfois compacte	Compact

Tableau II-2: PuitsN°2 (Bureau d'étude Batna)

Profondeur	Type de sol	Classification selon DTR-BE1.2
0.00÷ 0.40	Terre de recouvrement	/
0.40 ÷2.70	Dépôt alluvionnaire	Moyennement compacte
2.70÷ 3.60	Argile sableuse rougeâtre à brunâtre parfois compacte	Compacte

II.2.2 Différents essais effectués

A. Essais physiques d'identification et de classement

- Teneur en eau naturelle (W_n)
- Densité humide (γ_h)
- Densité sèche(γ_d)
- Degré de saturation (S_r)
- Limite de liquidité (W_l)
- Limite de plasticité (W_p)
- Indice de plasticité (I_p)
- Granulométrie de sol

B. Essais mécaniques :

- Proctor normal

C. Analyse chimique de sol :

- Les carbonates

CHAPITRE II

ETUDE GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUE

- Les gypses
- Les insolubles

II.2.3 Mode opération des essais :

- Essai physique
- Essai mécanique
- Proctor normal
- Analyse chimique

II.2.3 résultats des données géologique de terrain et de laboratoire et leur interprétation :

II.2.3.1 Terrain d'assises et de fondation

➤ Terrains alluviaux

Ces terrains constituent les matériaux actuels de fond de vallée de l'Oued Maghraoua et qui occupent le lit mineur de l'oued sur une profondeur de 0.80m ainsi que la totalité de la rive droite avec une épaisseur dépassant 2m, la disposition de ces formations laisse à supposer que les terrasses deviennent plus anciennes en se déplaçant vers la rive droite d'où l'importance du terrain de couverture constitue d'éboulis de pente enrobés dans une matrice fine. Vers la rive gauche, cette couche est absente et on remarque des affleurements sans couverture alluvionnaire.

La disposition des éléments de la couche d'alluvions témoigne d'un milieu de dépôt à haute turbulence. Vu que la constitution lâche de l'échantillon prélevé que la granulométrie, quelques paramètres physiques et l'analyse chimique ainsi que l'essai Proctor

La composition de l'échantillon est à 26% de cailloux, de 36% de gravier, de 18% de gros sable, de 12% de sable fin et le reste des limons.

Leur teneur en eau est de l'ordre de 5.19%, l'essai Proctor a donné une densité sèche maximale de 1.93 t/m pour une teneur en eau optimale de 5.1%.

Concernant leurs constitutions chimiques sont à 34% de carbonates et 2.29% d'insoluble, de 1.29% de sulfates (SO₄).

➤ Substratum argileux

Ces roches constituent la base des alluvions. Elles sont de couleurs brunes, dures et souvent légèrement sableuses. Elles peuvent être utilisées comme assise de la digue. Les moyens d'investigation mis en œuvre par le laboratoire n'ont pas pu déterminer leurs extensions en

CHAPITRE II

ETUDE GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUE

profondeur mais en se basant sur les affleurements en rive gauche, ainsi que les conclusions tirées de la carte géologique de la région, on peut dire que la couche d'argile en question est d'une épaisseur importante. Ces argiles peuvent être utilisées pour le noyau argileux étanche (sous réserve d'une analyse complémentaire).

➤ **Etanchéité de la cuvette**

La cuvette aux abords immédiats de la digue, coté amont, est constituée (en se basant sur les affleurements en rive gauche) d'alternance de grès friable à matrice argileuse et d'argiles de pendage sub-vertical. La digue sera fondée sur le passage argileux, il sera par conséquent nécessaire de localiser les passages de grès pour les protéger par une couche d'argile ou dans les meilleurs des cas effectuer un revêtement en béton projeté. Le matériau excavé durant l'opération de mise en surface de ces passages sera utilisé pour le corps de la digue de plus, gagner un volume supplémentaire d'eau dans la retenue est souhaitable.

II.2.3 Caractéristiques géotechniques proposées pour les calculs de stabilité de la digue

II.2.3.1 Terrains d'assise et de fondation

Cette roche occupe toute la surface au niveau de l'emprise de la digue et même sur les rives. Comme fondation, elle est très importante et présente une bonne résistance aux charges et d'une étanchéité satisfaisante, elle permet la réalisation sans difficulté des travaux de mise en place du corps de la digue. L'ancrage de la digue dans la fondation sera aisément réalisé. On n'a pas rencontré de nappe phréatique au niveau de l'axe de la digue. Ce qui facilitera la mise en place des remblais sans obligation de recourir aux opérations d'assèchement très coûteuse de la fondation.

II.2.5 Matériaux de construction de la digue

II.2.3.2 Matériaux d'étanchéité

D'après l'essai physique d'identification et de classement des argiles prévues à être utilisées pour la partie étanche de la digue sont de type limoneux-argileux

- ✓ Teneur en eau naturelle (W_n) est comprise entre 4.6 et 5.9%
- ✓ Densité sèche est comprise entre 1.84 et 2.19 t/(m³)
- ✓ Degré de saturation moyen (S_r) est de l'ordre de 43.51%
- ✓ Limite de liquidité moyenne (W_L) est de l'ordre de 34.98%
- ✓ Limite de plasticité moyenne (W_p) est de l'ordre de 18.60%
- ✓ Indice de plasticité moyen (I_p) est de l'ordre de 16.38%

La teneur des carbonates est importante dans la masse des argiles. Elles peuvent être dissoutes par les eaux d'infiltration dans la digue. Cette dissolution est régie par la

CHAPITRE II

ETUDE GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUE

teneur en gaz carbonique dans l'eau qui fait passer l'équilibre entre les carbonates et les bicarbonates.

II.2.3.3 Matériaux pour recharge, filtre et drain

Analyse granulométrique présente une courbe continue qui peut être classé comme matériaux gravélo-caillouteux avec une matrice sablo-argileux (60% graviers et cailloux 30% de sable et 10% entre argile et limons)

Analyse chimique présente une haute teneur en carbonates de 34%, les insolubles 2.29% et le gypse n'est représenté dans la masse que par 0.21%. Ce matériau est de nature friable ne nous permet pas d'avoir des mottes pour procéder aux essais de cisaillement et d'œdomètre.

II.2.3.4 Matériau d'enrochement

L'emploi de la roche existante en place nécessite un matériel spécial et l'utilisation de l'explosif. Par ailleurs, la présence d'une carrière en exploitation non loin de notre site sur le versant sud de la limite de la plaine d'el-Outaya, nous évite l'extraction des calcaires sur les lieux.

II.2.3 Résultats des essais de laboratoire

Les résultats des différents essais réalisés au laboratoire sont regroupés dans le tableau dans l'annexes C

II.2.4 Caractéristiques géotechniques des matériaux pour calcul de stabilité

- L'angle de frottement : $\varphi' = 25^\circ$
- Cohésion du sol (Matériau) : $c' = 0.64 \text{ kg/cm}^2$
- Coefficient de poisson : $\nu = 0.3$
- Poids volumique saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 1.99 \text{ t/m}^3$
- Poids volumique sec : $\gamma_d = 2.02 \text{ t/m}^3$
- La teneur en eau : $W_n = 5.31 \%$
- Densité des grains solides $G_S = 1.87 \text{ (t/m}^3\text{)}$

Conclusion

Après l'analyse des données géotechnique et géologique on déduit que notre fondation présente de calcaire alors elle doit être renforcé par un système de drainage

L'implantation de l'évacuateur de crue se fera en rive droite puisque la rive gauche constitue de gypse

Notre site du point de vue géologique et hydrogéologique, est favorable à sa réalisation et les matériaux de construction. Cependant du point de vue perméabilité les alluvions doivent faire

CHAPITRE II

ETUDE GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUE

l'objet d'un traitement par des injections alors que dans les zones où l'épaisseur est faible, il sera plus pratique de les excaver et les exploiter pour la construction de la digue.

Chapitre III

Etude Hydrologique

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction

Dans cette étude hydrologique nous allons établir les paramètres hydrologiques de conception qui permettent de connaître les potentialités et la capacité du bassin versant, de produire des écoulements, ainsi que d'évaluer en première approximation, les paramètres pour le dimensionnement des différents objets des ouvrages annexes, leur capacité de stockage et les caractéristiques des ouvrages d'évacuation de crues. Dans ce but l'étude hydrologique devra considérer :

1. La détermination de l'apport moyen interannuel
2. La détermination des apports fréquentielles
3. L'estimation des volumes de l'apport solide
4. L'estimation du volume mort pour déterminer la capacité de la retenue
5. Une analyse de crues : l'estimation du débit maximal et le volume de la crue

III.1 Bassin versant

Le bassin versant d'un oued 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 un exutoire, on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire. Le bassin versant au site de la retenue d'Oued de Maghraoua

Tableau III-1: Coordonnées du site de la retenue collinaire d'Oued Maghraoua (Bureau d'étude de Batna)

Site	Lambert (Km)	Geographies	UTM (km)
Oued Tamesoult	x = 779,16 y = 243,11	Lat. 35°26'47,64 Long. 5°46'29,15	x = 751,86 y = 3925,82
	z = 1086,36m		

III.1.1 Caractéristiques morphologiques de bassin versant

Les paramètres physiographiques ont été estimés en se basant sur les cartes d'état-major AL-KANTARA NI-3 XXIV-8 Ouest Echelle 1/50000 après avoir été scannées et numérisées

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

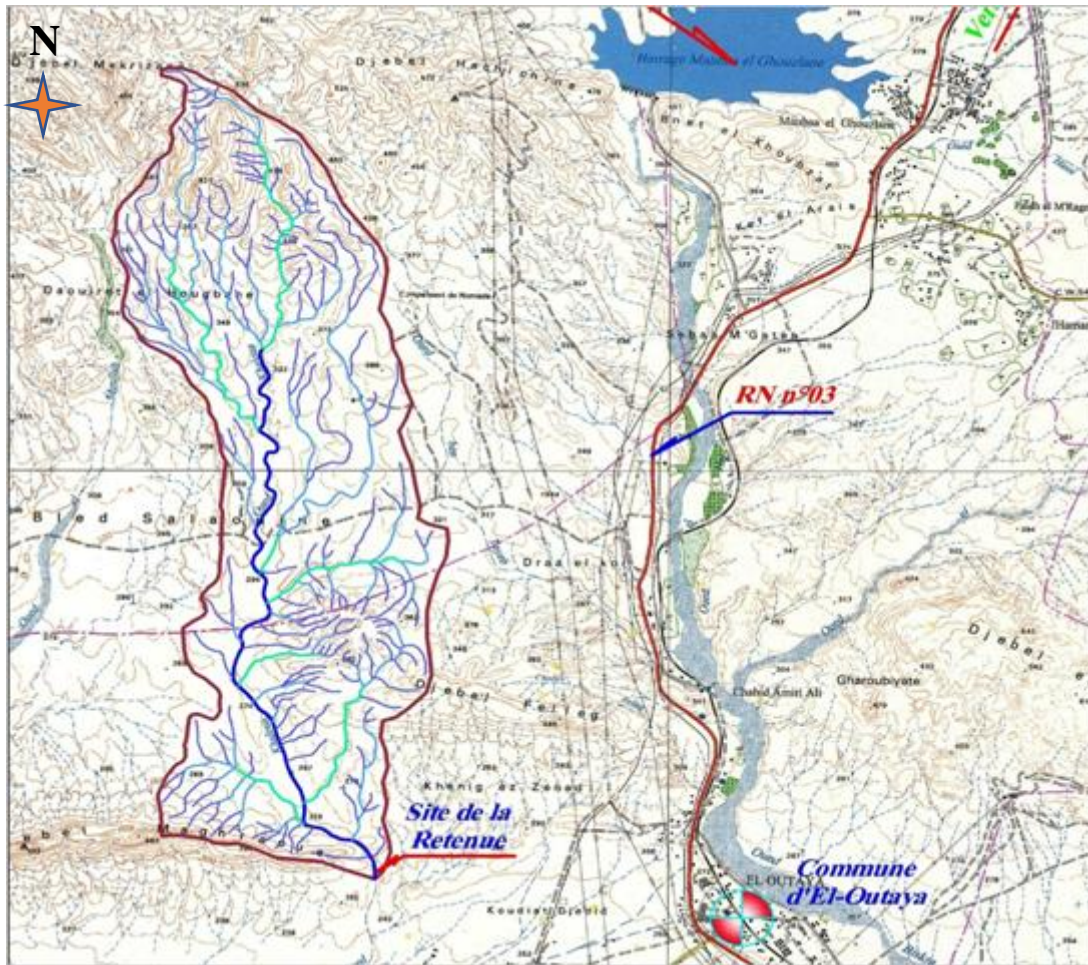


Figure III-1 : Délimitation du bassin versant sur la carte d'état-major AL-KANTARA NI-3 XXIV-8 Ouest Echelle 1/50000

III.1.1.1 Caractéristiques physiographiques du bassin versant

Les paramètres physiographiques étudiés du bassin versant sont définis comme suit :

- La surface :

$$S=20.31\text{Km}^2$$

- Périmètre

$$P=24.71 \text{ Km}$$

- Longueur de talweg :

$$L= 12.07 \text{ km}$$

III.1.1.2 Caractéristiques hydro-morphologiques

- **Indice de compacité de gravelius (Kc)**

Cet indice nous indique la fore du bassin versant, il se calcule comme suit

$$Kc = 0.28 \times p / \sqrt{s} \dots \dots \dots (III.1)$$

Où :

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

- K_c : indice de gravelius
- P : Le périmètre de bassin versant
- S : surface de bassin versant

$$K_c = 1.54 \quad K_c > 1$$

On constate que :

Le bassin versant est donc de forme allongé, ce qui permet de se faire une idée sur le débit de pointe qui sera amorti en arrivant à l'exutoire.

➤ Rectangle équivalent :

Le bassin versant peut-être assimilé à un rectangle équivalent, de dimension équivalente de longueur L et de largeur I qui ont été déterminées à l'aide des deux formules suivantes :

- Longueur du rectangle équivalent :

$$L = \frac{K_g \times \sqrt{S}}{1.12} \left(1 + \sqrt{\left(1 - \left(\frac{1.12}{K_g} \right)^2 \right)} \right) = 10.44 \text{ km} \dots\dots\dots (III.2)$$

- Largeur du rectangle équivalent

$$L = \frac{K_g \times \sqrt{S}}{1.12} \left(1 - \sqrt{\left(1 - \left(\frac{1.12}{K_g} \right)^2 \right)} \right) = 1.94 \text{ km} \dots\dots\dots (III.3)$$

$$l = 1.94 \text{ Km}$$

$$L = 10.44 \text{ km}$$

➤ Coefficient d'allongement

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$C_a = L^2/S \dots\dots\dots (III.4)$$

Où ;

L : la longueur du thalweg principal (Km)

S : la superficie du bassin versant (Km²)

$$AN : C_a = 7.17$$

➤ Hypsométrie du bassin versant

- Carte hypsométrique

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

Plusieurs facteurs météorologiques et hydrologiques sont influencés par l'altitude, donc il est important d'étudier l'hypsométrie d'un bassin versant en calculant l'aire de chaque tranche d'altitude. Ce qui permet par la suite de dessiner la carte hypsométrique et révéler la répartition des altitudes sur l'ensemble du bassin versant.

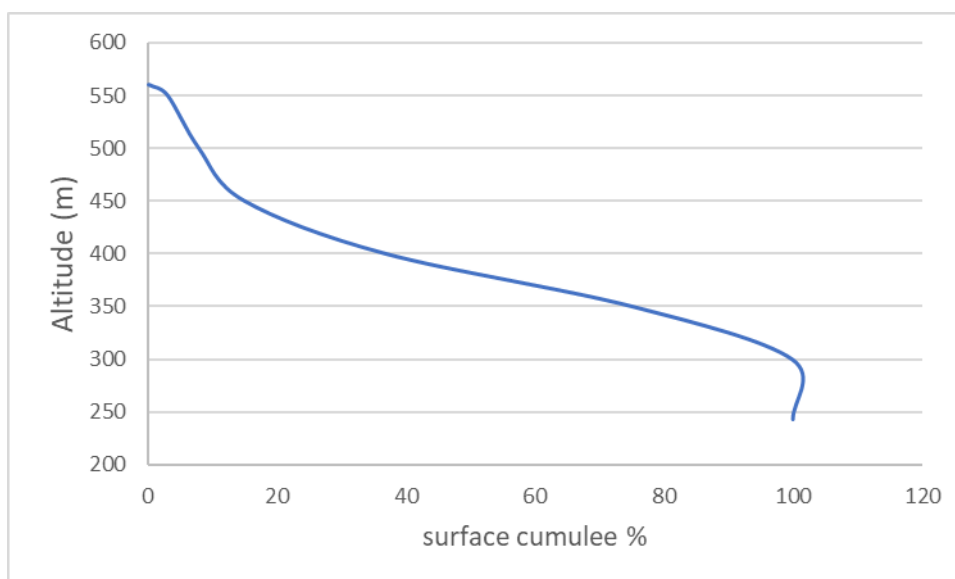
Le but de l'étude hypsométrique est la détermination de type de relief, la hauteur moyenne, la hauteur médiane ainsi que les pourcentages des aires partielles entre les différentes courbes de niveau.

La courbe hypsométrique est portée sur deux axes de coordonnées :

- En abscisses les aires cumulées en (%)
- En ordonnées les altitudes en (m)

Tableau III-2: Répartition des surfaces en fonction des cotes

Altitudes (m)	Surface (km ²)	Surface cumulé(km ²)	Surface %	Surface cumulé %
560-550	0.0128	0.0128	0.06	0.06
550-500	0.5885	0.6013	2.90	2.96
500-450	0.9846	1.5859	4.85	7.81
450-400	1.441	3.0269	7.10	14.90
400-350	4.4416	7.4685	21.87	36.77
350-300	7.7802	15.2487	38.31	75.08
300-250	5.0365	20.2852	24.80	99.88
250-243	0.0248	20.31	0.12	100



CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

Figure III-2 : Courbe hypsométrique du bassin d'oued Maghraoua

➤ **Altitude médiane**

L'altitude médiane correspond à celle lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière, d'après la courbe hypsométrique on a :

$$H_{med} = H_{50\%} = 330 \text{ m}$$

➤ **Altitude moyenne**

L'altitude moyenne H_m est calculée par la formule suivante

$$H = \frac{\sum S_i H_i}{S} \dots\dots\dots(III.5)$$

$$H = 368 \text{ m}$$

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

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

S : Superficie du bassin versant (Km^2)

➤ **Les indices des pentes**

1. Indice de pente de roche

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum \sqrt{A_i D_i} \dots\dots\dots(III.6)$$

$$I_p = 7.4$$

Où :

L : longueur du rectangle équivalent du bassin versant (m).

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

Les résultats sont enregistrés dans le tableau suivant :

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III-3: Détermination de L'indice de pente de ROCHE

Altitude (m)	D _i (m)	S _i (km ²)	A _i (km ²)	$\sqrt{A_i D_i}$
560-550	10	0.0128	0.06	0.77
550-500	50	0.5885	2.9	12.16
500-450	50	0.9846	4.85	19.76
450-400	50	1.441	7.1	27.29
400-350	50	4.4416	21.87	42.88
350-300	50	7.7802	38.3	61.27
300-250	50	5.0365	24.8	49.97
250-243	7	0.0248	0.12	26.46
Somme		20.31	100	240.57

2.Indice de pente globale I_g

$$I_g = \frac{D}{L} \dots \dots \dots (III.7)$$

Sur la courbe hypsométrique on prend les points tels que la surface supérieure ou s'inscrit 90% de la surface du bassin versant

Où :

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

D = Dénivelée entre H5% et H95% tel que :

$$D = H5\% - H95\%$$

Avec :

$$H5\% = 470\text{m}$$

$$H95\% = 260\text{m}$$

$$L = 10.44\text{Km}$$

$$I_g = 20.11\text{m/km}$$

$$I_g = 0.2\%$$

3. Indice de pente moyenne I_{pm}

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur du rectangle Équivalent. Il est donné par la formule suivante :

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots(III.8)$$

$$I_{pm} = 30\%$$

➤ **Pente moyenne du bassin versant**

Il est donné par la formule suivant :

d. Densité spécifique :

La densité spécifique nous permet de classer le relief du bassin suivant la classification (O.R.S.T.O.M) :

$$Ds = I_g * \sqrt{S} \dots\dots\dots(III.9)$$

Où :

- I_g : indice de pente globale (m/Km)
- S : surface du bassin versant (Km)

$$Ds = 92.75 \text{ m}$$

Tableau III-4: Classification O.R.S.T.O.M

Classe de relief	Dénivelée spécifique (Ds) m	Relief
R1	$Ds < 10$	Très faible
R2	$10 < D < 25$	Faible
R3	$25 < D < 50$	Assez faible
R4	$50 < D < 100$	Modéré
R5	$100 < D < 250$	Assez fort
R6	$250 < D < 500$	Fort
R7	$Ds > 500$	Très fort

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

D'après la classification de l'ORSTOM, on conclut que notre bassin versant présente un relief Modéré R5 qui favorise le ruissellement

$$50 < D_s < 100$$

III.1.1.3 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

➤ **Le réseau hydrographique :**

a-Temps de concentration :

- **Formule de GIANDOTTI**

$$T_c = (4 \times \sqrt{S} + 1.5 \times L) / 0.8 \sqrt{(H_{moy} - H_{min})} \dots\dots\dots(III.10)$$

Où :

S : Superficie du bassin (Km²)

L : Longueur du thalweg principal (Km) H_{moy} : Altitude moyenne (m) H_{min} : Altitude minimale (m)

$$T_c = 4.03h$$

- **Ventura**

$$T_c = 67.3 \times \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{I}} \dots\dots\dots(III.11)$$

S : Superficie du bassin (Km²)

I : Pente moyenne du bassin versant %

$$I = 0.026$$

$$T_c = 3.54 h$$

- **Formule de SOGREAH – ANRH**

$$T_c = [S \times L / (10 \times I)^{1.5}]^{0.25} \dots\dots\dots(III.12)$$

S : Surface du bassin versant en km²

L : longueur du cours d'eau en km.

I : Pente du cours d'eau principal

$$T_c = 209.89 \text{ mn} = 3.49h$$

Le temps de concentration retenu pour le bassin est la moyenne des temps de concentration calculés par les formules empiriques

Tableau III-5: Le temps de concentration

Giandotti	Ventura	SOGREAH-ANRH	PASSINI
-----------	---------	--------------	---------

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

Tc (heures)	4.87	3.54	3.49	4.18
-------------	------	------	------	------

$$T_c = 4.06 \text{ h}$$

b- vitesse de ruissellement :

Sachant que :
$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots(III.13)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

Tc : Temps de concentration (h).

$$V_r = 2.97 \text{ Km/h}$$

c-La densité de drainage

C'est le rapport entre la longueur totale de tous les cours d'eau et la superficie du

Bassin versant :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots(III.14)$$

$$D_d = 0.64$$

L : Longueur total des talwegs d'ordre i en Km ;

S : surface du bassin versant en (Km²)

d-Densité du thalweg élémentaire :

$$F_i = \frac{N}{S} \dots\dots\dots(III.15)$$

N1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1

S : Superficie du bassin versant.

e- Le coefficient de torrentialité Ct :

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

$$C_t = D_d * F \dots\dots\dots(III.16)$$

Dd : Densité de drainage

F : Densité hydrographique.

Ou F1 est le rapport entre le nombre des thalwegs d'ordre 1 et la surface globale

f- La pente moyenne de cours d'eau principale

$$I = \frac{H}{L} = 0.026 \dots\dots\dots(III.17)$$

$$I = 2.6\%$$

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

ΔH : Différence d'altitude entre deux cours d'eaux éloignés.

ΔL : La distance entre ces deux points.

Tableau III-6: Résultats de calcul des caractéristiques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeurs
Superficie		S	km ²	20.31
Périmètre		P	km	24.71
Longueur du thalweg		L	km	12.07
Indice de capacité		Kc	-	1.54
Coefficient d'allongement		Ca	-	
Rectangle Équivalent	Longueur	Lr	km	10.44
	Largeur	lr	km	1.94
Désignation		Symbole	Unités	Valeur
	Maximale	Hmax	M	560
	Moyenne	Hmoy	M	368
	Médiane	Hmed	M	330
	Minimale	Hmin	M	243
Désignation		Symbole	Unités	Valeurs
Indice de pente de roche		Ip	%	7.4
Indice de pente globale		Ig	%	20.1
Indice de pente moyenne		Ipmoy	%	
Densité de drainage		Dd	Km/Km ²	0.64
Coefficient de torrentialité		Ct	-	
Temps de concentration		Tc	h	4.06
Vitesse de ruissellement		Vr	Km/h	2.97

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

III.2 Caractéristiques climatiques

Deux domaines très contractés, tant du point de vue géomorphologique que géologique, sont séparés par l'accident sud atlasique.

Cette région est formée d'un ensemble de bassins et ou sous bassin aligné presque parallèlement Nord-Sud.

La partie Nord de la région sous la forme se présente sous la forme d'une chaîne, grossièrement orienté Nord-est _ Sud-ouest :

L'Atlas saharien qui inscrit dans son prolongement oriental le massif de l'Aurès culminant à 2328 m ; le relief est de type jurassien et se présente sous la forme de plis courts et espacés, tantôt creusés par de profondes colmbes de flanc, tantôt festonnés de chevrons sous l'effet de l'attaque de ruissellement.

Au sud de Biskra, la plaine saharienne se présente comme un piémont sans relief marqué qui relie par une pente douce les chaînons atlasiques aux étendues sahariennes proprement dites. Elle est formée par toute une série de glacis d'érosion modelés par le ruissellement et où se localisent des oasis.

2.1 La température

Les valeurs du tableau, reportées sur le graphique (fig), montrent que les températures minimales ont été enregistrées aux mois de janvier et décembre avec 12 et les températures maximales ont été enregistrées aux mois de juillet et août avec 33.

Tableau III-7: Distribution mensuelle de la température en °C

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aoû	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy annul
Moyenne	12	13	16	20	25	30	33	33	28	22	16	12	21.7
Maximale	21	24	28	33	38	42	45	44	40	33	26	22	33
Minimal	03	03	05	8	13	18	22	24	17	12	6	3	11
Amplitude	18	21	23	25	25	24	23	22	23	21	20	19	22

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

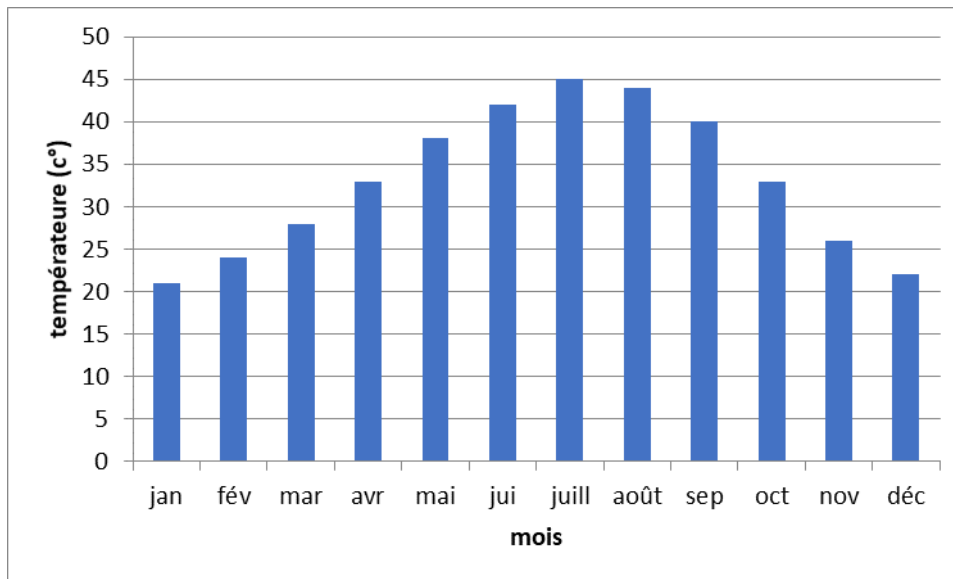


Figure III-3: Répartition mensuelle de la température

La région de Biskra présente une température moyenne annuelle de 21.7°C.

L'effet de continentalité est important, les températures n'étant pas soumises à l'influence de la mer.

Ceci donne une augmentation sensible de l'amplitude thermique (22°C de moyenne annuelle).

Cette forte chaleur conjuguée à une amplitude thermique très élevée, favorise une intense évaporation.

On constate aussi qu'avec une température de 12°C aux mois de janvier et décembre, la région présente des risques très minimes de gelée au sol.

2.2. Le vent

Les vents sont fréquents et répartis sur toute l'année avec des vitesses moyennes mensuelles de 4.5m/s environ alors que les vitesses maximales sont enregistrées aux mois d'avril et mai (respectivement 5.7 et 5.5 m/s).

Durant la saison sèche (juin, juillet, août et septembre), les vents dominants sont de secteur **Sud-est**. En effet, durant cette période arrivent souvent des siroccos d'une moyenne de 58 jours/an. Pendant la saison hivernale, les vents du secteur **Nord-est** sont dominant d l'humidité du **Nord**.

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III-8: Vitesses moyennes des vents enregistrées à la station de Biskra (ANBT)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy annul
Vitesse moyenne (m/s)	4.2	4.5	4.7	5.7	5.5	4.6	4.2	4.0	4.0	4.0	4.1	4.0	4.5

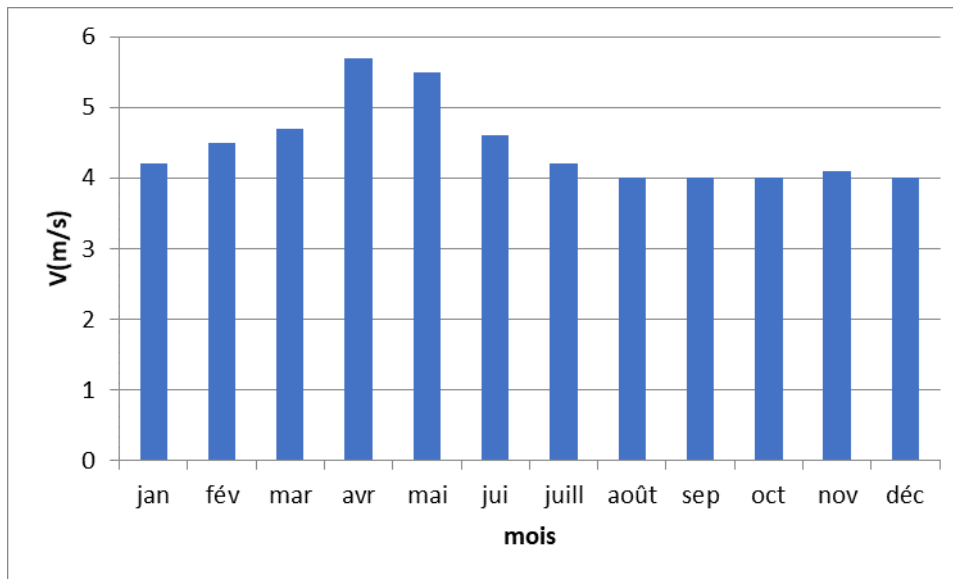


Figure III-4: Répartition mensuelle des vents

III.2.1 L'humidité relative

Ce paramètre est relativement faible dans la zone d'étude ; la moyenne est de 42.9% cette faiblesse s'explique par l'aridité du climat et la concentration des masses d'air chaudes du Sahara.

Les valeurs moyennes mensuelles sont insérées dans le tableau ci-dessous

Tableau III-9: Humidités relatives moyennes enregistrées à la station de Biskra (ANBT)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy annul
Vitesse moy (%)	53.9	50.3	44.7	38.8	34	31.9	27.7	30.6	39	48.2	53.5	58.5	42.9

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

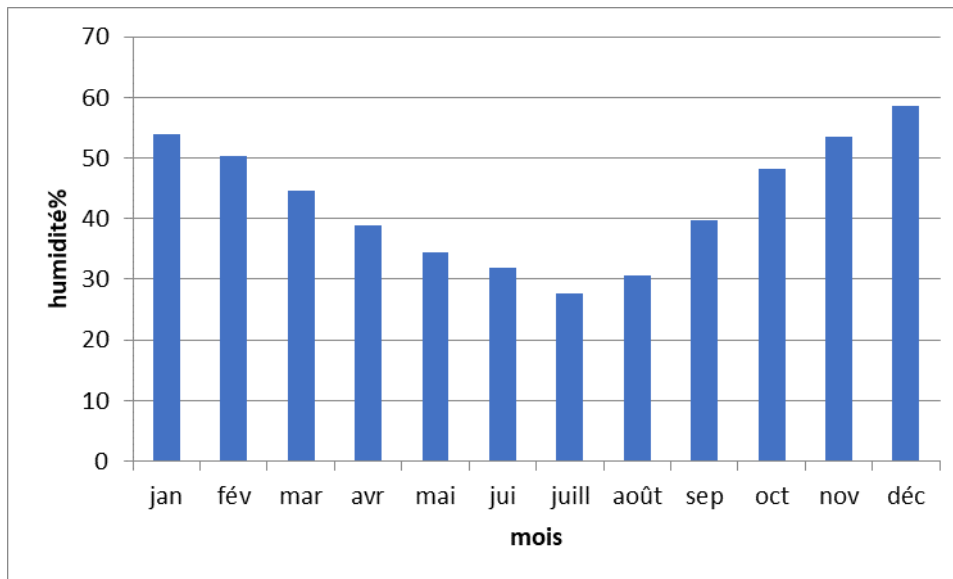


Figure III-5 : Répartition mensuelle de l'humidité

III.2.2 Couverture végétale

Les sols sont de parcours steppique dont la végétation naturelle est dégradée. La région dispose d'une grande variété de sols ayant pour genèse l'interférence de la géologie et de la géomorphologie, d'où résulte la formation de faciès différents. Nous sommes en présence de sols halomorphes salins, nous notons aussi l'absence de végétation forestière.

Par ailleurs, le manque de végétation dans le bassin versant, accélère les risques d'érosion et par conséquent un fort transport solide dans la retenue.

❖ Le régime climatique :

Trois méthodes ont été retenues pour la détermination du régime climatique, il s'agit de

1. L'indice de martonne :

Noté 1, cet indice permet de déterminer le degré d'aridité d'une région. Pour le calculer, on utilise la formule :

$$I = \frac{p}{(T+10)} \dots\dots\dots(III.18)$$

Où

- P désigne les précipitations totales annuelles
- T la température moyenne annuelle.

Selon de martonne, des valeurs de I inférieures à 10 caractérisant un milieu aride ; pour des valeurs de I comprises entre 10 et 20, il s'agit d'un milieu semi-aride.

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

Pour notre zone d'étude, l'indice d'aridité I est de 4.07, cette valeur caractérise parfaitement cette région où les influences sahariennes sont prédominantes ; il s'agit donc d'un **milieu aride**.

III.3 Etude des précipitations

Localement, la région d'El Outaya ne dispose que d'un seul poste pluviométrique (qui ne fonctionne plus actuellement). Cela nous amène à exploiter le poste de Biskra vu sa proximité ainsi que son fonctionnement régulier et continue pendant de longues années. Les caractéristiques de cette station sont consignées dans le tableau qui suit.

Tableau III-10: Coordonnées Lambert des stations pluviométriques (Bureau d'étude de Batna)

Station	Code ANRH	Coordonnées		Altitude	Observation
Biskra	06-14-16	778 .27	171.54	85	Fonctionnel

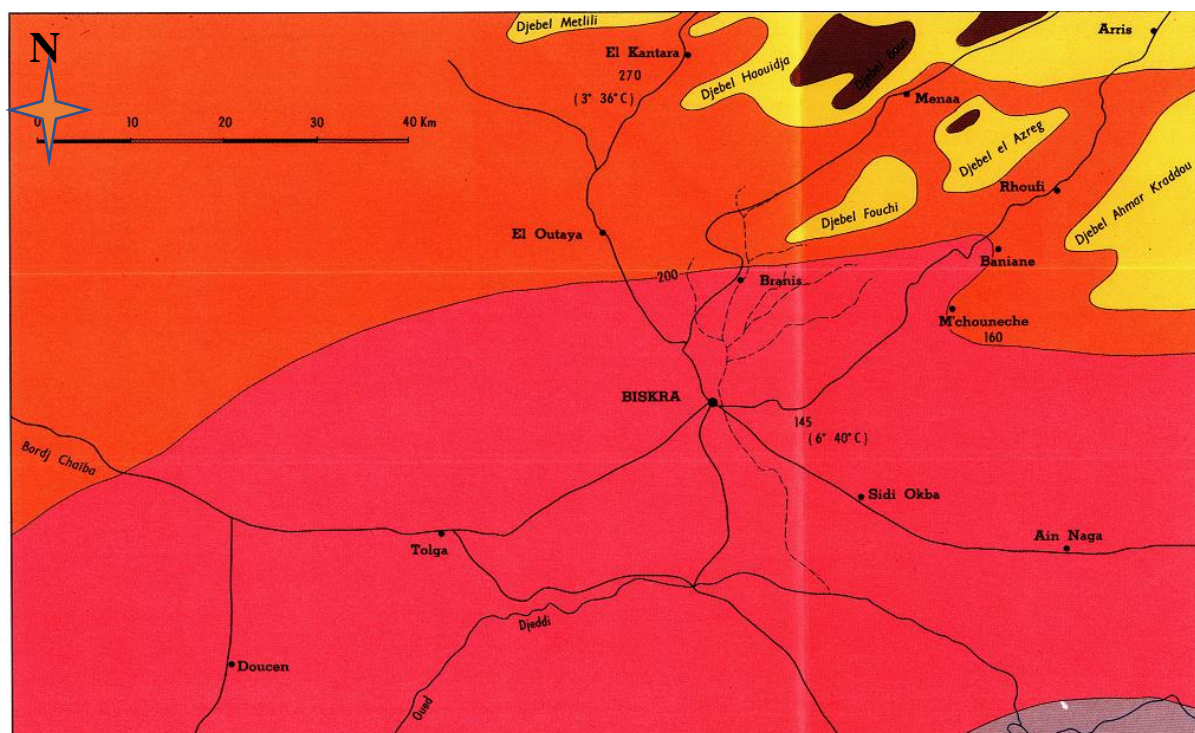


Figure III-6: Extrait de la carte pluviométrique de Biskra à L'échelle 1/10000(ANBT)

Les données pluviométriques collectées au niveau de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (A.N.R.H) se présentent sous forme de totaux mensuels et annuels ainsi que des pluies journalières maximales (annexes A)

III.3.1 Homogénéité des séries pluviométriques

L'homogénéité de la station de Biskra se vérifie par le test analytique non paramétrique de WILCOXON. L'hypothèse de l'homogénéité est vérifiée si :

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

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

Avec :

$$W_{\min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} - \mu_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12}}$$

$$W_{\max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{\min}$$

$$W_y = \sum_{i=1}^n \text{rang} = 2+3+5+\dots+n$$

Où :

N_2 : la taille de la série des apports annuels de l'échantillon X

U : la valeur de la variable centrée réduite de gauss correspondant à une probabilité de $1-\alpha/2$ ($\alpha=5\%$).

Les paramètres du test de WILCOXON sont donnés par le tableau

Tableau III-11: Paramètres du test WILCOXON

Paramètres	N_1	N_2	W_{\min}	W_{\max}	W_x	$U_{1-2.5\%}$
Valeurs	25	14	411	567.8	432.2	1.96

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

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

III.4 Pluies annuelles fréquentielles

Les pluies annuelles fréquentielles sont déterminées à partir de la série des pluies reconstituée sur le bassin versant d'Oued Tameslout en utilisant les lois de distribution statistiques (Normale, Log normale, Gumbel...).

Les données empiriques de la pluie annuelle s'adaptent mieux à la loi de répartition statistique log Normale. L'ajustement est donné dans la figure suivante

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

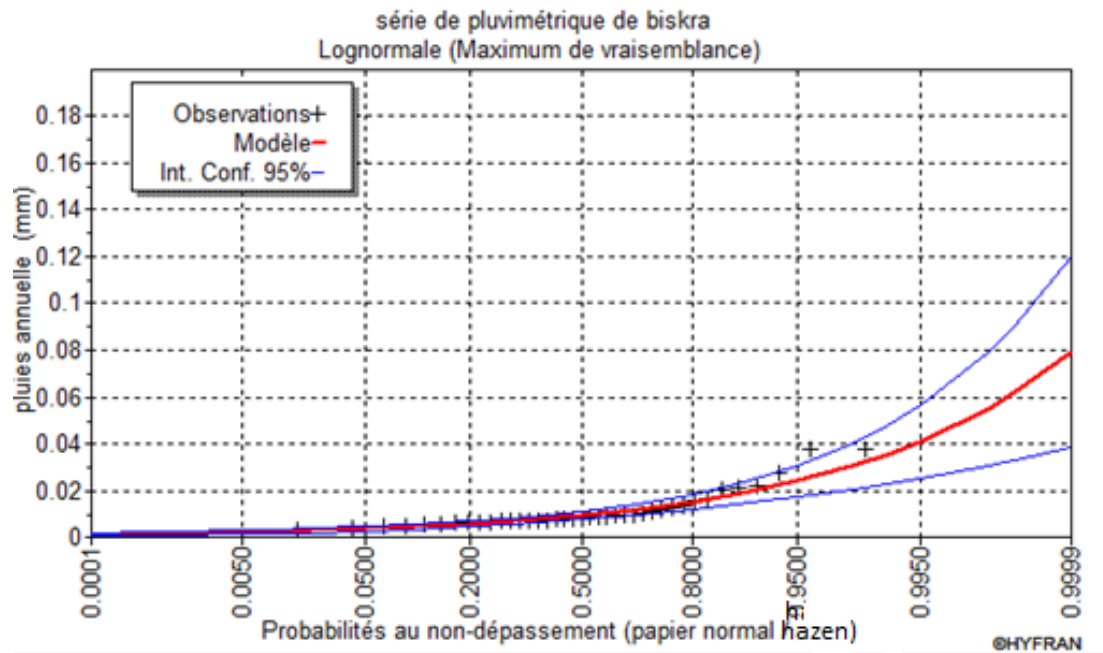


Figure III-7: Ajustement à la loi log Normal des pluies annuelle sur le bassin versant D'oued Maghraoua

Les principales caractéristiques statistiques de la série des pluies annuelles sont :

- 1 – Moyenne $P_{moy} = 124\text{mm}$
- 2 – Ecart type $\sigma = 61.5\text{mm}$
- 3 – Coefficient de Variation $Cv = 0.49$

Le résultat de calcul des pluies annuelles fréquentielles est récapitulé dans le tableau

Tableau III-12: Pluies annuelles fréquentielles sur le bassin versant sur le bassin versant d'oued Maghraoua

Fréquences (%)	80	50	20	10	5
Pluie (mm)	412	352	278	226	175

- Test d'adéquation (Teste de Pearson)

$$\chi^2_{calculée} = 7.97$$

$$\chi^2_{théorique} = 11.07$$

Tiré de la table de Gauss avec un nombre de degré de liberté $\gamma=5$)

Alors l'adéquation de l'ajustement est vérifiée.

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III-13: Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80 % du bassin versant d'oued

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Annuel
P (%)	11.34	8.19	12.54	8.37	14.38	7.34	11.5	11.94	9.73	4.35	0.43	2.86	100
A_{80%}	0.009	0.006	0.01	0.006	0.011	0.006	0.009	0.01	0.008	0.0034	0.0003	0.001	0.08

Maghraoua

III.4.1 Ajustement des pluies maximales journalières

L'ajustement des pluies maximales journalières sera fait à l'aide du logiciel HYFRAN. On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières en utilisant les lois suivantes

- Loi log Normale
- Loi de Gumbel

➤ Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}} \dots\dots\dots(III.19)$$

$$Y = \frac{x-x_0}{\alpha} \dots\dots\dots(III.20)$$

F(x) : fréquence au dépassement de la valeur de x.

α, x_0 : coefficients d'ajustement.

α : paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi (gradex).

y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : paramètre de position (mode)

$y = -\ln(-\ln(F(x)))$

Les étapes à suivre :

- Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1,2, 3n
- Calculer, pour chaque valeur de précipitation, la fréquence expérimentale par la
- Formule de HAZEN : $F(x) = \frac{m-0.5}{n}$
- Calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

$$Y = -\ln(-\ln(F(x)))$$

- Calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x_0 »
- Représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier GUMBEL.
- Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = \left(\frac{1}{\alpha}\right) y + x_0$$

Avec $(1/\alpha)$: la pente de la droite de GUMBEL

Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-14: Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel

Période de retour	Probabilité	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	140	15.2	110-170
2000	0.9995	119	12.7	94.5-144
1000	0.9990	111	11.6	87.9-133
200	0.9950	90.3	9.14	72.4-108
100	0.9900	81.5	8.08	65.7-97.4
50	0.9800	72.7	7.02	58.9-86.5
20	0.9500	60.9	5.64	49.9-72.0
10	0.9000	51.9	4.60	42.8-60.9
5	0.8000	42.4	3.57	35.4-49.4

La comparaison entre les caractéristiques de la loi de Gumbel et celles de l'échantillon figure dans le tableau.

Tableau III-15: Comparaison entre les caractéristiques de la loi GUMBEL et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	7.00
Maximum	Aucun	66.3
Moyenne	30.7	30.8
Ecart type	16.2	15.4

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

Médiane	28.1	27.0
Coefficient de variation	0.527	0.502
Coefficient d'asymétrie	1.14	0.495
Coefficient d'aplatissement	2.40	2.09

• Résultats de l'ajustement

Paramètres : $u = 23,44$

Alpha = 12.62

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

$T=1/(1-q)$ (période de retour).

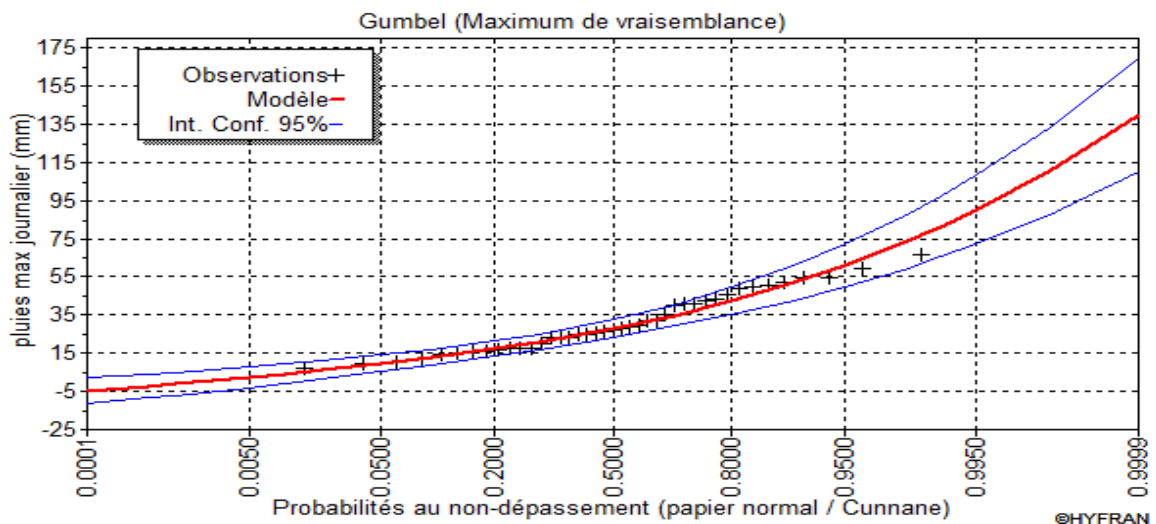


Figure III-8: Représentation graphique des résultats d'ajustement à la loi de Gumbel

• Test d'adéquation : test de Pearson X²

-Hypothèse :

H₀ : L'échantillon provient d'une loi Gumbel

H₁ : L'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel

- Résultats :

Résultats de la statistique : $X^2 = 7.59 < X_{5\%} (11.07)$

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes : 8

Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Log-normale

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

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

$$F(x) = \frac{1}{\sigma} \int_{-\infty}^x \frac{1}{u} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln u}{\sigma}\right)^2} du \dots\dots\dots(III.21)$$

Où :

$$U = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma x}$$

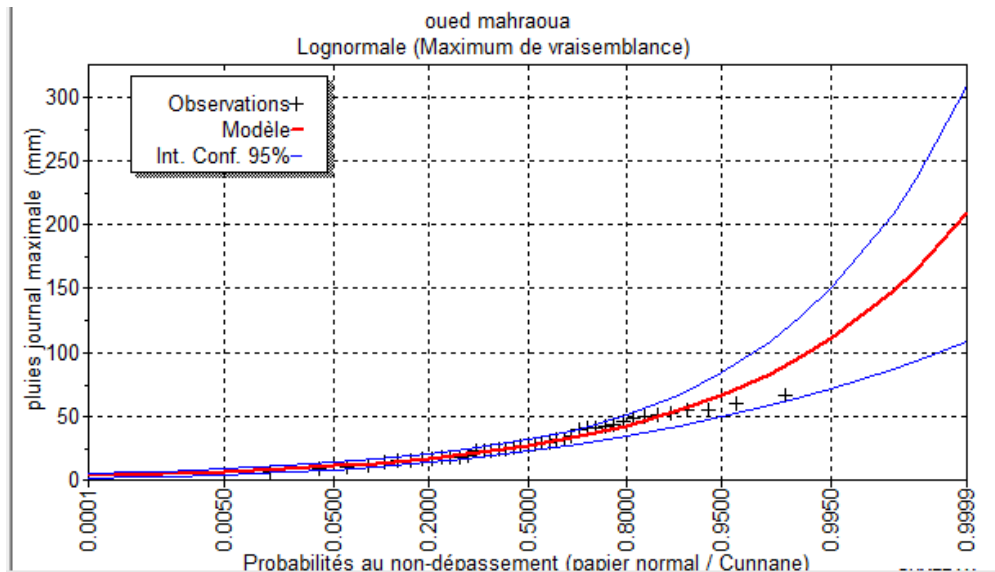


Figure III-9: Représentation graphique de la loi de log-normale (Galton)

- **Test de validité de l'ajustement (test de Khi carrée)**

On détermine le χ^2 calculé et le nombre de degré de liberté

On détermine χ^2 théorique sur la table de Pearson

Avec : χ^2 théorique = g (γ, α)

La loi est adéquate pour une erreur $\alpha = 0.05$ si et seulement si :

$$X^2_{calculé} < \chi^2_{théorique}$$

Les résultats du test pour les deux distributions statistiques d'après le logiciel HYFRAN sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III-16: Résultat du test du Khi

Distribution statistique	Nombre de classe	Degré de liberté	Khi ² _{calculé}	Khi ² _{théorique}	H ₀
Gumbel	8	5	7.59	11.07	Vérifié
Galton	8	5	8.76	11.07	Vérifié

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

Conclusion :

Le test de χ^2 Pearson montre que les ajustements (Gumbel, Gulton) sont adéquats et d'après les deux schémas on conclut que la pluie maximale journalière suit la loi log-normal car tous les points sont plus proches de la droite de Henry, pour une période donnée.

III.5 Pluie de courtes durées

- La pluie maximale de courte durée de fréquence donnée est calculée par la formule de MONTANARI

$$P_t \% = P_j \times \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots(III.23)$$

Avec :

Pt : pluie maximale de courte durée de fréquence donnée (mm)

Pj : pluie journalière maximale de fréquence donnée (mm)

t : temps (heure)

b : L'exposant climatique

Pour notre région (b=0.19) est donné par l'ANRH de Alger

Tableau III-17: Pluies de courtes durées

Fréquence	Période de retour	Temps (h)				
		2	4	6	12	24
10	10	32.36	36.92	39.88	45.49	51.9
5	20	37.98	43.32	46.79	53.38	60.9
2	50	45.34	51.72	55.86	63.72	72.7
1	100	50.82	57.98	62.62	71.44	81.5
0.1	1000	69.22	78.97	85.29	97.30	111
0.01	10000	87.31	99.60	107.58	122.72	140

La pluie de plusieurs périodes de retour apparait dans la figure suivante

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

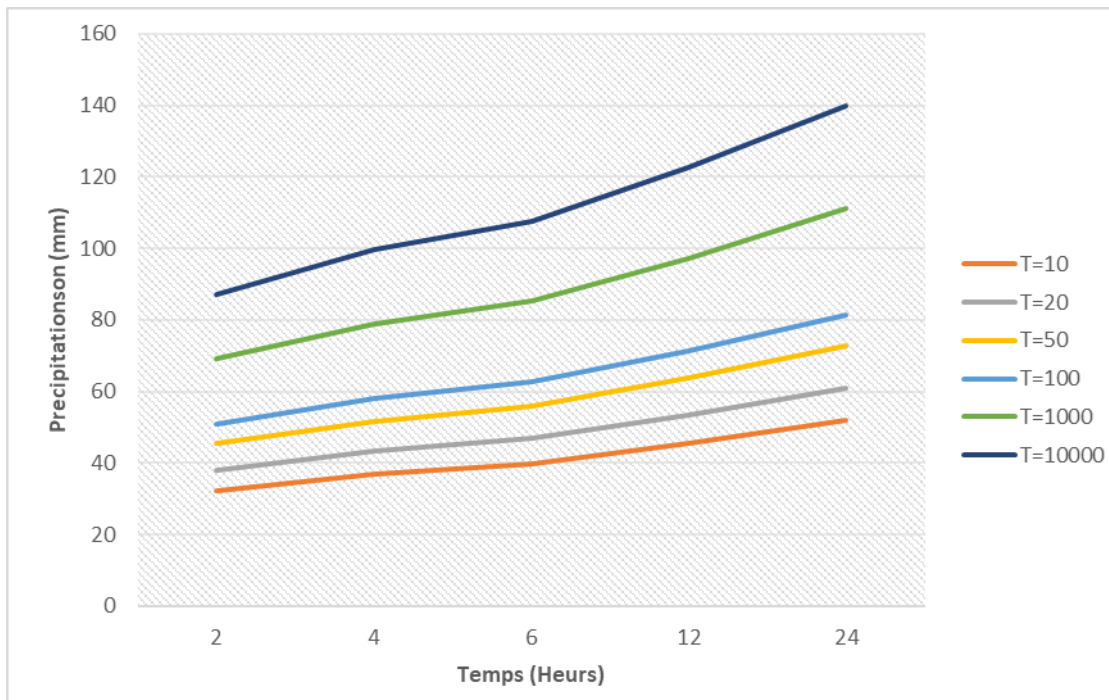


Figure III-10: Pluies de courte durée

➤ L'intensité des pluies est donnée par la formule suivante :

$$I_t = \frac{Pt}{t} \dots\dots\dots(III.24)$$

Les résultats de calcul sont donnés par le tableau

Tableau III-18: Intensité des pluies I_t (mm/h)

Fréquence	Période de retour	Temps (h)				
		2	4	6	12	24
10	10	16.18	9.23	6.64	3.79	2.16
5	20	18.99	10.83	7.79	4.44	2.53
2	50	22.67	12.93	9.31	5.31	3.03
1	100	25.41	14.49	10.43	5.95	3.39
0.1	1000	34.61	19.74	14.21	8.10	4.63
0.01	10000	43.5	24.9	17.93	10.22	5.83

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

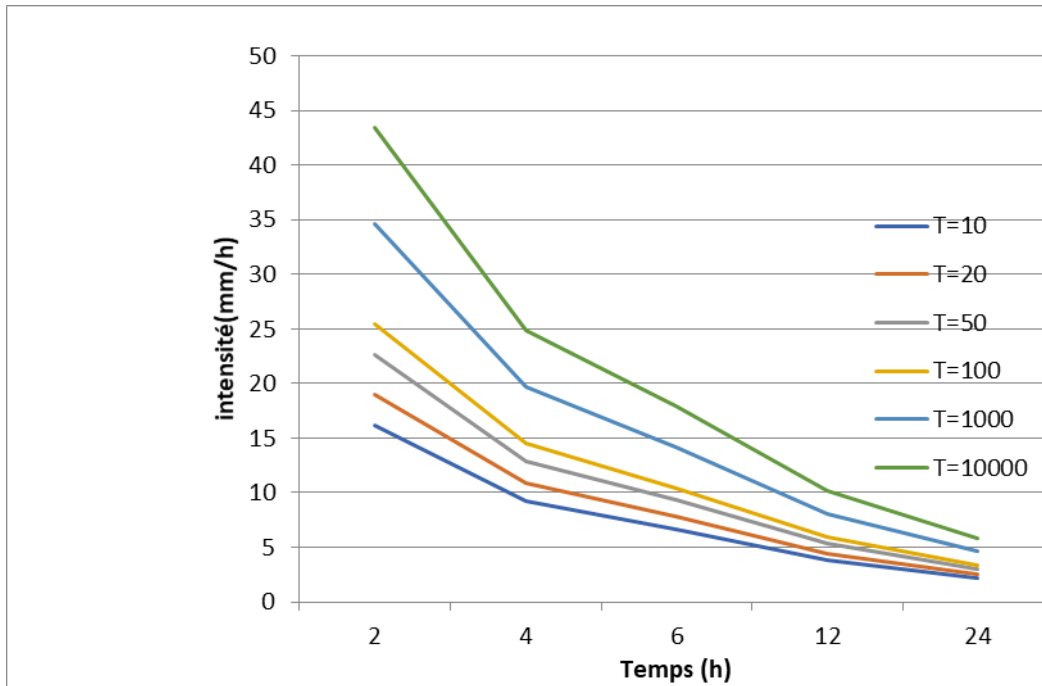


Figure III-11: Intensité de courte dure pour les différentes fréquences

III.6 Etude des apports

L'absence d'une station hydrométrique contrôlant Oued Maghraoua au site de la retenue collinaire nous a conduits à estimer l'apport liquide moyen annuel au moyen de formules empiriques souvent utilisées en Algérie dans le cas de petits bassins versants

III.6.1 Estimation de l'apport moyen annuel (A_0)

En raison de manque de données hydrométriques (absence de station hydrométriques sur le site de la future retenue et aux environs immédiats), l'estimation de l'apport moyen annuel est faite moyennant les formules empiriques.

Le calcul de l'apport moyen et son coefficient de variation seront calculés par les formules empiriques déduites des conditions du régime de l'Algérie.

✓ Formule de l'INRH

$$A = 0.513 \times p^{2.683} \times D_d^{0.5} \times S^{0.842} \dots\dots\dots(III.25)$$

$$Le = (0.513 \times p^{2.683} \times D_d^{0.5} \times S^{0.842}) / S$$

$$M_0 = (Le / 31.56)$$

Où :

- D_d : densité de drainage en km/Km²
- P : précipitation moyenne annuelle en (mm)=10.33m

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

- **S** : surface du bassin versant en km^2
- **M_o** : débit spécifique annuelle l/s/ km^2
- **L_e** : lame d'eau écoulée en (mm).

$$\mathbf{Le = 2.9 \text{ mm}}$$

$$\mathbf{Mo = 0.060 \text{ l/S/Km}^2}$$

$$\mathbf{A = 0.060 \text{ Hm}^3}$$

D'autres formules qui peuvent être employés pour comparer les résultats obtenus par les formules de base recommandées sont données.

- ✓ **Formule de SAMI :**

$$\mathbf{L_e = p^2 \times (293 - 2.2 \times \sqrt{S})} \dots\dots\dots(III.26)$$

$$\mathbf{le = 4.5 \text{ mm}}$$

$$\mathbf{Mo = (le / 31.56)}$$

$$\mathbf{Mo = 0.143 \text{ l/s/Km}^2}$$

$$\mathbf{A = le \times S \times 10^{-3}}$$

$$\mathbf{A = 0.092 \text{ hm}^3}$$

Où :

Le : lame d'eau écoulée en mm

P : pluie moyenne annuel en m

A : apport moyen annuel en

S : la surface du bassin versant

Mo : débit spécifique annuelle l/s/ Km^2

- ✓ **Formule de DERI I :**

$$\mathbf{A = 0.915 \times p^{2.684} \times s^{0.842}} \dots\dots\dots(III.27)$$

$$\mathbf{Le = (A/S \times 1000)}$$

$$\mathbf{Me = (Le / 31.56)}$$

Ainsi :

$$\mathbf{A = 0.045 \text{ hm}^3}$$

$$\mathbf{Le = 2.2 \text{ mm}}$$

$$\mathbf{Mo = 0.070 \text{ l/s/km}^2}$$

- ✓ **Formule de DERI II :**

$$\mathbf{Mo = 11.8 \times p^{2.82}} \dots\dots\dots(III.28)$$

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

- M_0 : module spécifique l/s/km²

$$Le = M_0 \times 31.56$$

$$A = Le \times (S/1000)$$

Ainsi :

$$M_0 = 0.035 \text{ l/s/km}^2$$

$$Le = 1.1 \text{ mm}$$

$$A = 0.0022 \text{ hm}^3$$

✓ **Formule de Choumont :**

$$Le = 0,6(1 - 10^{-0,36p^2})p \dots \dots \dots (III.29)$$

$$M_0 = Le / 31,56$$

$$A = Le(S/1000)$$

- Le : lame d'eau écoulé en mm
- P : pluie moyenne annuel en m
- A : apport moyen annuel en hm³
- S : la surface du bassin versant
- **M0** débit spécifique annuelle

Ainsi :

$$Le = 1 \text{ mm}$$

$$M_0 = 0.032 \text{ l/s/km}^2$$

$$A = 0.020 \text{ hm}^3$$

✓ **Formule de PADOUN :**

$$M_0 = 1.54 (0.0019 \times p^{3.57}) \dots \dots \dots (III.30)$$

$$Le = M_0 \times 31.56$$

$$A = Le \times S/1000$$

$$A = 0.060 \text{ hm}^3$$

✓ **Formule UKRGUIPROVODKHOZ**

$$M_0 = (P/340)^{2.24} \dots \dots \dots (III.31)$$

$$Le = M_0 \times 31.56 \quad A = Le \times (S/1000)$$

$$M_0 = 0.109 \text{ l/s/km}^2$$

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

Le= 3.4 mm

A = 0.070 hm³

Tableau III-19: Récapitulatif des résultats

Formule	Lame écoulée (Mm)	Module spécifique Mo Mo (l/s/km)	Apport moyen A (Hm ³)
INRH	2.9	0.093	0.060
SAMI	4.5	0.143	0.092
DERI I	2.2	0.070	0.045
DERII	1.1	0.035	0.022
CHAUMONT	1	0.032	0.020
PADOUN	0.3	0.009	0.006
UKRGUIPROVODKHOZ	3.4	0.109	0.070

Commentaire

Ces formules ont été établies pour d'autres régions terrestres, c'est pourquoi elles doivent être maniées avec réserve.

Les résultats obtenus varient dans l'intervalle allons 0.006 hm³ à 0.092 hm³

Les valeurs plus ou moins proche de la réalité sont celles INRH, UKRGUI et DERI, pour cela on prendra la moyenne de ces deux résultats. On aura A :

$$\mathbf{A_0 = 0.058 \text{ hm}^3}$$

III.6.2 Caractéristiques de l'écoulement

1. Module d'écoulement Me

Il est donné par :

$$\text{Me} = \frac{A_0}{T}$$

A0 = Apport moyen annuel (l)

T : temps d'une année (s)

Avec : T = 31,536.107

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

$$Me=1.84l/s$$

2. Module d'écoulement relatif ou spécifique

$$M_0 = \frac{Me}{S}$$

$$M_0 = 0.07 \text{ l/s/km}^2$$

Avec :

M_e : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (km)

3. Lame d'eau écoulée

$$le = \frac{A_0}{S}$$

$$Le = 2.8 \text{ mm}$$

4. Coefficient de l'écoulement

$$C_e = \frac{le}{p_{moy}}$$

$$C_e = 0.27$$

$$C_e = 27\%$$

p_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [mm]

Le : Lame d'eau écoulée en [mm]

4. Coefficient de variation C_v

- Formule de SOKOLOVSKY

$$C_v = 0.78 - 0.29 \log M_0 - 0.063 \log (S+1) \dots\dots\dots(III.32)$$

Avec M_0 : Module de l'écoulement relatif

S : Superficie du bassin (Km²).

$$C_v = 0.56$$

- Formule de PADOUN

$$C_v = \frac{0.93}{M_{0moy}^{0.23}} \times k_s \dots\dots\dots(III.33)$$

M_0 : Module de l'écoulement relatif

k_s : le coefficient de réduction égale à $k_s = 1$ pour les cours d'eau temporaire

$$C_v = 1.6$$

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

- **Formule d'OURKGUIPROVODKHO**

$$Cv = 0.7 / M_{0moy}^{0.125} \dots\dots\dots(III.34)$$

$$Cv = 0.94$$

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

- **Formule de KRISTEKLY MENKEL**

$$Cv = \frac{0.83}{S^{0.06} M_0^{0.27}} \dots\dots\dots(III.35)$$

$$Cv = 1.3$$

M₀ : module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

S : Superficie du bassin en [km²].

Tableau III-20 : Récapitulatif des résultats des coefficients des variantes

Formule	Cv
PADOUN	1.6
SOKOLOVSKY	0.56
OURKGUIPROVODKHO	0.94
KRISTEKLY MENKEL	1.3

Coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc C_v=1.1

III.7 Estimation fréquentielle des apports

Estimation à partir de la distribution log normale (Body)

$$A_{80\%} = A_0 / \sqrt{1 + Cv^2} * e^{U * \sqrt{\ln(1 + Cv^2)}} \dots\dots\dots(III.36)$$

$$A_{80\%} = 0.08 \text{ hm}^3$$

Avec :

A% : Apport de fréquence donnée.

U : Variable réduite de Gauss. (u_{80%}=0.841)

A₀ : Apport moyen annuel [Mm³].

Cv : Coefficient de variation

Tableau III-20: Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80 % du bassin versant d'oued Maghraoua

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Annuel
P (%)	11.34	8.19	12.54	8.37	14.38	7.34	11.5	11.94	9.73	4.35	0.43	2.86	100
A_{80%}	0.009	0.006	0.01	0.006	0.011	0.006	0.009	0.01	0.008	0.0034	0.0003	0.001	0.08

III.8 Apports solides

III.8.1 Volume mort

Estimation de l'érosion spécifique

A) Formule de TIXERONT

$$E_s = \alpha L_e^{0.15} \dots \dots \dots (III.39)$$

Avec :

Es : L'érosion spécifique en t/km².an ;

Le : la lame écoulée en mm ;

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, $\alpha=75$ (pour les bassins de moyenne perméabilité)

A.N:

$$E_s = 92.1 T/km^2.an$$

Le volume mort

$$V_m = (1.05 \div 1.1) \times Q_s \times T / \gamma_s \dots \dots \dots (III.40)$$

Avec :

Qs : Le débit solide en t/an.

$$Q_s = E_s * S.$$

γ_s : Poids spécifique de la vase humide (1,6 t/m³).

S : Superficie du bassin versant en Km².

A.N :

$$V_m = 11690.94 m^3$$

B) Formule de SOGREAH :

Le volume mort est estimé à

$$V_m = \frac{Q_s T}{\delta_s} \dots \dots \dots (III.41)$$

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

$$A_s = \alpha P^{0.15} \dots\dots\dots(III.42)$$

Avec :

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

a : paramètre caractérisant la perméabilité du bv ($\alpha = 75$).

T : temps d'exploitation [T = 10 ans]

P : pluie moyenne annuelle (en mm).

$$V_m = 19665.58m^3$$

Conclusion

On opte pour la formule de TIXERONT comme volume mort de notre retenue c'est la relation la plus adaptée en Algérie donc le volume mort est de $V_m = 11690.94m^3$.

III.9 Etude de crue

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

III.9.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue

A) Formule de Maillet et Gauthier

$$Q_{max,p\%} = 2 \times K \times \log(1+A+P)^S / \sqrt{L} \sqrt{1 + 4\log T - \log S} \dots\dots\dots(III.43)$$

T : Période de retour en année,

K et A : Coefficients topographiques 2 et 20,

S : Superficie du bassin versant en Km²

L : Longueur du thalweg principale en Km

P : Précipitations moyennes annuelles en mm

Tableau III-21 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de MALLET-GAUTHIER)

T (année)	5	10	20	50	100	1000
Q (m ³)	125.46	152.84	176.01	202.6	220.6	271.98

b) Formule de SOKOLOVSKY

$$Q_{max} = \frac{0.28 \times p_{TC} \times C_e \times S \times f}{T_c} \dots\dots\dots(III.44)$$

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

Q_{max} : Débit maximale de la crue en m^3/s

P_{T_c} : Pluie de durée égale au temps de concentration en (mm)

T_c : Temps de concentration en heures.

C_e : Représente le coefficient de ruissellement

Le tableau donne la variation des coefficients de ruissellement en fonction des fréquences données.

Tableau III-22: les valeurs du coefficient de ruissellement.

Fréquence	0.1	1	5	10
C_e	0.8	0.7	0.6	0.55

f : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue il est donné par la formule suivante :

$$f = \frac{12}{4 + 3B}$$

B : coefficient qui dépend du type de bassin il varie de 2 à 2.5 pour faible couverture végétale avec terrain imperméable.

$B=3$ à 4 pour des petits bassins versant et les bassins de moyenne dimension avec une couverture végétale. $B=4$ à 7 pour les grands bassins.

Le bassin versant étudié a une faible couverture végétale et un terrain imperméable donc on a pris $B=2$

$F=1.2$

Tableau III-23: Calcul de débit de crue par la formule de Sokolovsky

Fréquence %	$P_{tc}(mm)$	C_e	F	$Q_{max}(m^3)$
0.1	85.67	0.8	1.2	115.2
1	56.21	0.7	1.2	66.14
5	38.55	0.6	1.2	38.88
10	31.40	0.55	1.2	29.03
20	24.60	0.5	1.2	20.68

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

50	15.44	0.45	1.2	11.68
80	9.69	0.4	1.2	6.52

c) Méthode rationnel :

$$Q_{\max} = \frac{C_e \times S \times P_{tc}}{3.6 \times T_c} \dots\dots\dots(III.45)$$

Tableau III-24: Calcul de débit de crue par la formule rationnelle

Fréquence %	Pt _c	C _e	Q _{max%} (m ³)
0.1	85.67	0.8	95.24
1	56.21	0.7	54.68
5	38.55	0.6	32.14
10	31.4	0.55	24.00
20	24.6	0.5	17.09
50	15.44	0.45	9.66
80	9.69	0.4	5.39

Tableau III-25: Débit des crues fréquentielle d'oued Maghraoua par les différentes formules

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
Maillet et Gauthier	125.46	152.84	176.01	202.6	220.6	271.98
Méthode rationnel	9.66	17.09	24.00	32.14	54.68	95.24
SOKOLOVSKY	11.68	20.68	29.03	38.88	66.14	115.2

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III-26 : Débit des crues fréquentielles d'oued Maghraoua

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
Débit (m ³)	48.893	63.53	76.34	91.2	113.8	160.8

III.9.2 Détermination des hydrogrammes de crues probables par les méthodes de Sokolovski

L'Hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous détermine ses caractéristiques principales qui sont :

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

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

La Méthode de Sokolovski assimile l'hydrogramme de crues à deux équations paraboliques, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue.

- Pour la montée de la crue

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x \dots \dots \dots (III.46)$$

- Pour la décrue

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^y \dots \dots \dots (III.47)$$

Avec :

Q_m : Débit instantané de la montée (m³/s) ; **Q_d** : débit instantané de la décrue (m³/s)

t_m : Temps de la montée de la crue en heures ; **t_d** : temps de la décrue en heures

Q_{max} : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m³/s) ;

x, y : Puissance des courbes ;

X= 2 pour la montée de la crue ; **y= 3** pour la décrue.

Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend : **tm = tc** (pour les petits bassins versants), avec tc est le temps de concentration du bassin versant (heures)

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

$T_d = \delta t_m$;

Ou δ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue

δ : 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, on prend $\delta=2$.

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

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

Pour notre bassin

A.N :

$t_d = \delta t_m = 8.13$ heures

$t_b = t_m + t_d = 12.19$ heures

- **Pour la montée**

$$Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^2 \dots \dots \dots (III.48)$$

- **Pour la décrue**

$$Q_d = Q_{\max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^3 \dots \dots \dots (III.49)$$

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

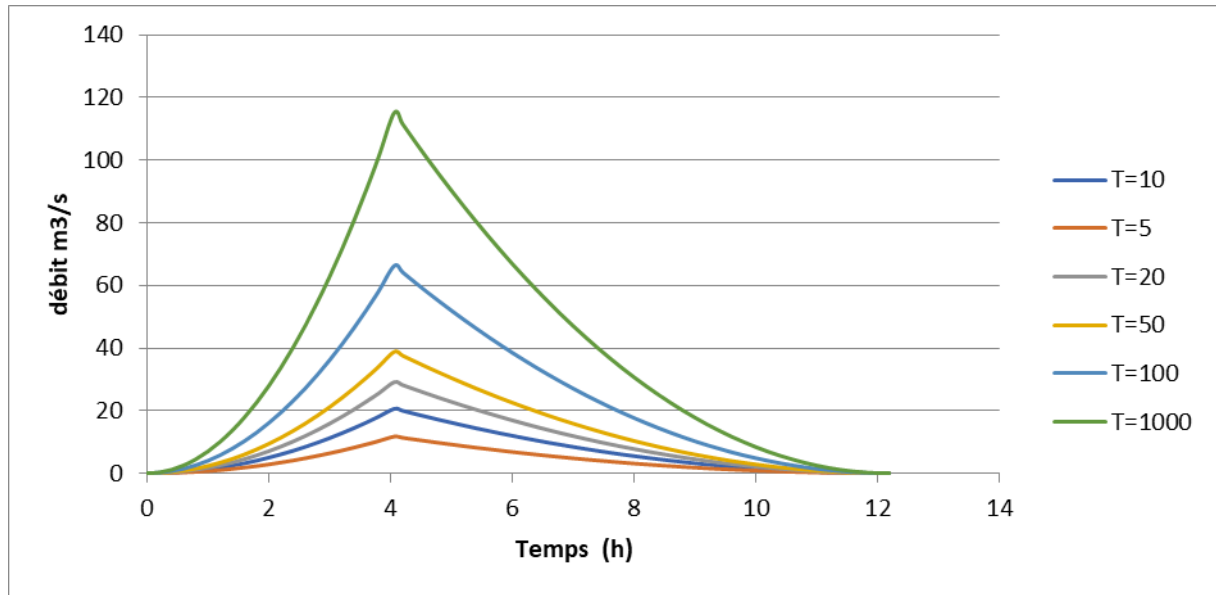


Figure III-12: Hydrogrammes des crues pour différentes périodes de retour

Les volumes de crues maximales propres aux différentes périodes de retour ont été calculés à partir de la relation suivante :

$$V_{\max} = \frac{Q_{\max} T_c}{f} \dots \dots \dots (III.50)$$

Qmax(%) : Débit de crue max pour une fréquence donnée (m³/s)

Tc : Temps de concentration (s)

f : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue ; f=1,2

Les volumes des crues maximales sont représentés dans le Tableau suivant

Tableau III-28: Volumes des crues maximales d'oued Maghraua

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
Débit (m³/s)	11.68	20.68	29.03	38.88	66.14	115.2
Volume des crues (m³)	1422624	2518824	3535854	4735584	8055852	1403136

III.10 Estimation de la crue de projet

Dans un projet de barrage, la crue désigne l'élévation du niveau des eaux contre laquelle on veut se prémunir. Sa détermination est basée sur la détermination de la fréquence d'occurrence de la plus grande crue décennal, centennal voire millénaire suivant l'importance du projet il est donc question de déterminer le débit de la crue dont on a choisi la période de retour. Selon que l'on dispose ou non d'une base de données relative au débit du cours d'eau,

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

la détermination de la crue du projet peut se faire par des méthodes probabilistes (analyse fréquentielle des pluies) ou des méthodes déterministes (courbes IDf, IDSF)

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 C.T.G.R.E.F.

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

Méthode du GRADEX (gradient exponentiel).

Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable-débits maximum probable).

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes

Tableau III-29: Crue de projet recommandée selon (RIBEIRO, 2009)

Dommages élevés	Dommages importants	Dommages faibles
Pertes de vie envisagées en raison de la fréquence de la population ou d'autre centre d'activité à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées mais la possibilité existe toutefois. Pas de développement urbain et nombre limité d'édifices à l'aval	Pas de pertes de vies envisagées
Le barrage est essentiel à l'activité économique et les réparations ne sont pas possibles	Réparation possible du barrage. Disponibilité des sources de secours	Réparation du barrage possible, pertes indirectes faibles

Tableau III-30: Crues de projet recommandé (RIBEIRO, 2009)

Catégorie des dommages	Crue de projet recommandé
-------------------------------	----------------------------------

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

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

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

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

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r \dots\dots\dots(III.51)$$

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 géotechnique

I_r : représente les risques

Si le risque est faible (degré 01), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale. Si le risque est moyen ou modérée (degré 02), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

Si le risque est élevé (degré 03), la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Tableau III-31: Choix de la crue de projet (RIBEIRO, 2009)

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	Faible	Moyen	Important

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

rupture			
La crue de projet	Q _{max} (1%)+revanche	Q _{max} (1%) +revanche majorée avec vérification pour Q _{max} (0.1%) et Q _{max} (0.2%)	Q _{max} (0.1%)

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

$$Q_{1\%} = 66.14 \text{ m}^3 / \text{s}$$

III.11 La Régularisation

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).

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport (A80% en M m3).
- La consommation totale (M m3).

Les infiltrations et l'évaporation.

- Les courbes caractéristiques de la retenue.

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.

III.11.1 Répartition mensuelle des besoins

Les besoins mensuels exprimés en m3 pour une surface irriguée de 34.45ha, figurent dans le tableau suivant :

Tableau III-32 : Besoins mensuels en m3

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Août
Besoins (hm³)	0.47	0	0	0	0	0	0	0.16	0.47	0.62	0.79	0.63

III.11.2 Courbes caractéristiques de la retenue

Les courbes de niveau ont été établies avec une équidistance de 1m.

Après l'établissement du levé topographique du site et de la cuvette, le volume est calculé par la surface planimétrie multipliée par l'équidistance de la hauteur (1,00 m).

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

$$\Delta V = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots(III.52)$$

Courbe capacité-hauteur H=f (V)

Courbe surface-hauteur H=f(S)

Si : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi en m²

Si+1 : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi+1 en m²

ΔH: Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives.

ΔVi: Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m³).

Le Tableau donne les caractéristiques topographiques de la retenue :

Tableau III-33: Courbes topographiques et volumétriques

Cote(m)	Hauteur	Surface 10 ³ m ²	Surface moyenne (S1+S2) /2	Volume moyen 10 ³ m ³	Volume cumule m ³	Volume cumulé (hm ³)
243.61	0	0	0	0	0	0
			1.2	1.2	1200	0.0012
245	1	2.4	4.135	4.135	5335	0.00534
			8.755	8.755	14090	0.01409
246	1	5.87	13.36	13.36	27450	0.02745
			18.23	18.23	45705	0.045705
247	1	11.64	24.87	24.87	60165	0.060165
			36.51	36.51	96675	0.096675
248	1	15.08	49.95	49.95	146625	0.146625
			64.03	64.03	240651	0.240651

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

			16.44	16.44	43890	0.04389
249	1	17.8	19.05	19.05	62940	0.06294
			22	22	84940	0.084
250	1	20.3	25.53	25.53	110470	0.11047
			30.905	30.905	141375	0.14138
251	1	23.7				
252	1	27.36				
253	1	34.45				

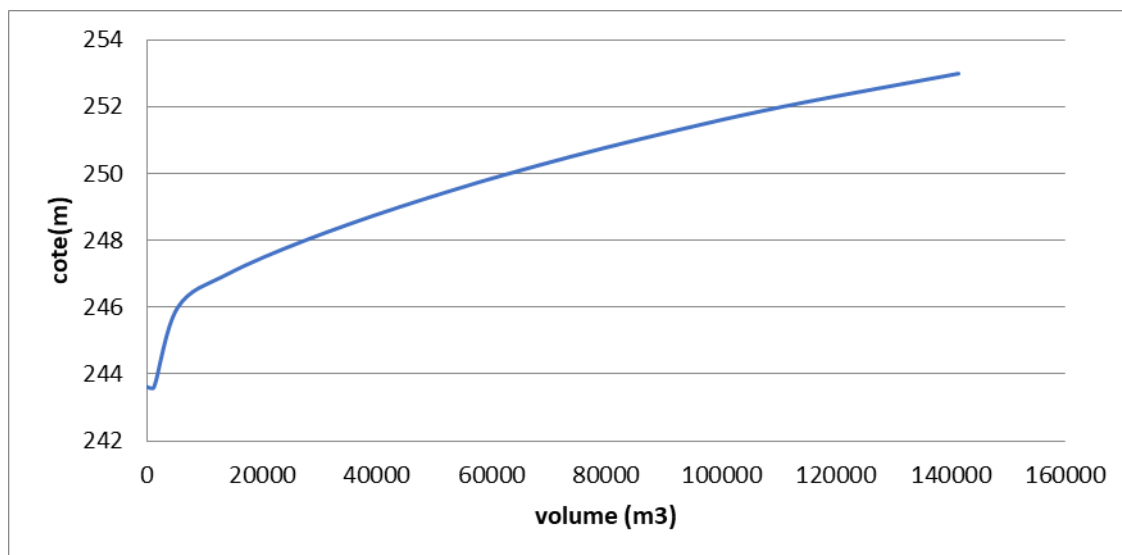


Figure III-13: Courbe Capacité – Hauteur

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

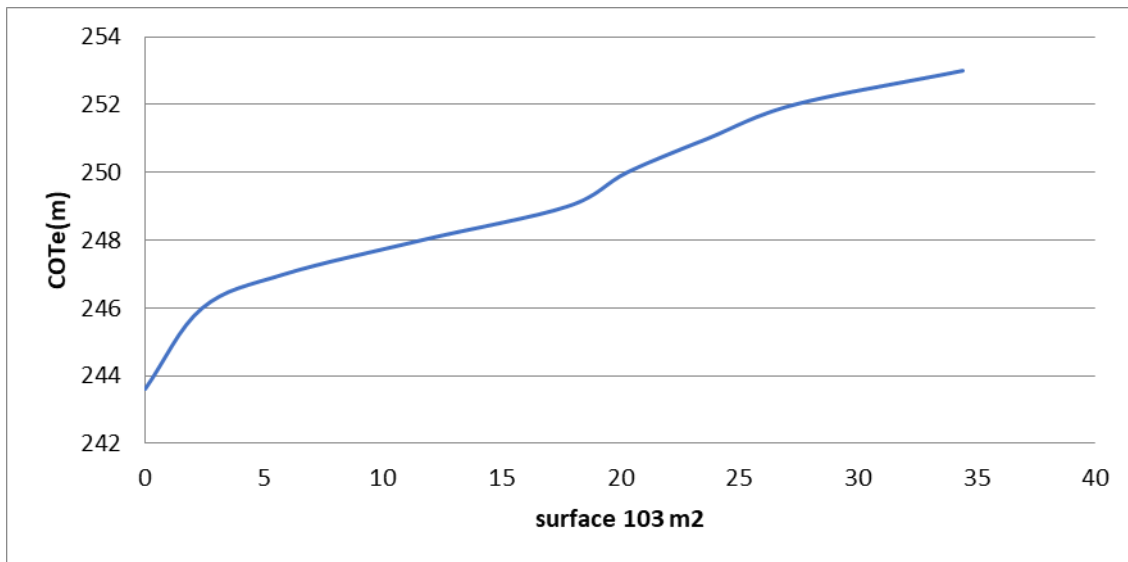


Figure III-14: Courbe surface hauteur

III.11.3 Calcul du volume utile

- **Choix de type de régularisation**

Le choix de type de régularisation dépend des besoins en eau à satisfaire et de l'apport fréquentiel interannuel. Les besoins en eau à satisfaire sont représentés dans le tableau suivant

Tableau III-34: Les besoins en eau

Mois	Sep	Oct	nov	déc	Jan	fév	Mars	Avril	Mai	ewjui	Juillet	Août
Besoins (hm³)	0.47	0	0	0	0	0	0	0.16	0.47	0.62	0.79	0.63

$$U_{tot} = 3.14 \text{ hm}^3$$

$$\sum_1^{12} U > A_{80\%} \text{ Donc on doit faire une régularisation interannuelle.}$$

- **Régularisation interannuelle**

La régularisation interannuelle a pour but de satisfaire la consommation durant plusieurs années. Pour effectuer cette étude, on a choisi la méthode de Kritsky-Menkel

1. Calcul du volume utile interannuel sans tenir compte des pertes

a. Méthode graphique

La première méthode de Kritsky-Menkel prévient l'utilisation des formules suivantes :

$$V_{int.an} = \beta_{int.an} A_0 \dots\dots\dots(III.53)$$

$$V_{an} = \beta_{an} A_0 \dots\dots\dots(III.54)$$

$$V_{uint} = (\beta_S + \beta_{plur}) A_0 = V_{an} + V_{int.an} \dots\dots\dots(III.55)$$

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

Avec

V_{util} : volume utile interannuel

$V_{\text{int.an}}$: volume interannuel

V_{an} : volume annuel

A_0 : apport moyen interannuel

β_s : Composante saisonnière du volume utile

β_{plur} : Composante pluri-annuelle du volume utile

- **La composante saisonnière β_s**

La composante saisonnière est déterminée à partir de l'abaque de Kritsky-Menkel, qui est fonction du coefficient de régularisation α et de m correspondant au volume relatif de l'écoulement pendant l'étiage au cours de l'année

- ✓ **Calcul de coefficient de régularisation**

$$\alpha = \frac{U_{P\%}}{A_0} \dots\dots\dots(III.56)$$

$U_{P\%}$: Demande en eau à satisfaire pour une garantie de P% (Mm^3)

$\alpha = 0.5$

- ✓ **Calcul de volume relatif de l'écoulement pendant l'étiage m**

$$m = \frac{\sum_1^{\text{Net}} A_m}{A_0} \dots\dots\dots(III.57)$$

Volume relatif de l'écoulement pendant l'étiage au cours de l'année (Mm^3)

$\sum_1^{\text{Net}} A_m$: Apport pendant la période d'étiage (Mm^3)

$m=0.2$

A partir de l'abaque de Kritsky Menkel, on constate que la valeur de β_s ; est

$\beta_s = 0.31$

Donc, le volume annuel (saisonnier) sera :

$V_{\text{an}} = 17980m^3$

- **La composante pluriannuelle β_{plur}**

La composante interannuelle est déterminée à partir de l'abaque de Kritsky-Menkel ou de celui de Plechkov, qui est fonction du coefficient de variation C_v , du coefficient d'asymétrie C_s , du coefficient de régularisation α et de la probabilité P (%) (annexe C)

- ✓ **Calcul de coefficient de variation C_v et le coefficient d'asymétrie C_s**

En utilisant le logiciel de Stokstat on a trouvé :

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

$$C_v=0.6$$

$$C_s=2$$

A partir de l'abaque de Kritsky-Menkel, la valeur de la composante pluriannuelle est

$$\beta_{\text{plur}} = 0.4$$

$$V_{\text{int}}=23200 \text{ m}^3$$

Le volume utile interannuel est : $V_{\text{uint}} = 41180 \text{ m}^3$

A partir de l'abaque de Plechkov, la valeur de la composante pluriannuelle est :

$$\beta_{\text{plur}} = 0.35$$

Soit :
$$V_{\text{int}} = 20300 \text{ m}^3$$

Le volume utile interannuel est : $V_{\text{uint}} = 38280 \text{ m}^3$

b. Modélisation Statistique

- **Description de la méthode de calcul**

L'objectif de la modélisation est de trouver le nombre des années déficitaires qui peuvent se produire dans le bassin versant de barrage de Chertioua, Pour cela le calcul se fait comme suit :

a) Détermination de coefficient de variation ainsi le coefficient d'asymétrie de l'échantillon des années déficitaires

A l'aide du logiciel Stokstat on a trouvé les valeurs suivantes :

$$C_v = 0,56$$

$$C_s = 2,16$$

A l'aide de table de Rébkin-Foster, la variable réduite qui correspond à une probabilité de l'ordre de $P = 20 \%$, et un coefficient d'asymétrie de l'ordre de $C_s = 2,16$ est de l'ordre de :

$$F_{p20\%} = 0,57$$

✓ **Détermination de coefficient de l'hydraulicité d'une année déficitaire $K_{p20\%}$**

$$K_{p20\%} = C_v F_{p20\%} + 1 \dots\dots\dots(III.58)$$

Donc, le coefficient de l'hydraulicité pour l'année est de l'ordre de : $K_{p20\%} = 1,32$

✓ **Détermination de la moyenne de la série des années déficitaire**

$$\bar{n} = 1.3$$

✓ **Détermination de nombre des années déficitaires successives $n_{20\%}$**

$$dn_{20\%} = K_{p20\%} \cdot \bar{n} \dots\dots\dots(III.59)$$

Donc, le nombre des années déficitaires successives est de l'ordre de :

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

$$dn_{20\%} = 1.7 \text{ ans}$$

b) Détermination de coefficient de variation ainsi le coefficient d'asymétrie de l'échantillon des volumes déficitaires spécifique (D/n)

A l'aide du logiciel stokstat on a trouvé les valeurs suivantes :

$$Cv = 0,5$$

$$Cs = 0.2$$

A l'aide de table de Rébkin-Foster, la variable réduite qui correspond à une probabilité de l'ordre de $P = 20 \%$, et un coefficient d'asymétrie de l'ordre de $Cs = 0.2$ est de l'ordre de

$$F_{P20\%} = 0,83$$

✓ Détermination de coefficient de l'hydraulicité

$$K_{P20\%} = Cv F_{P20\%} + 1 \dots \dots \dots (III.60)$$

Donc, le coefficient de l'hydraulicité pour l'année est de l'ordre de : $K_{P20\%} = 1,41$

Détermination de la moyenne de série des volumes déficitaires spécifique

$$\bar{N} = 10.04$$

✓ Détermination de volume déficitaire d'une année

Le volume déficitaire d'une année est de l'ordre de :

$$V_d = K_{P20\%} \bar{N} \dots \dots \dots (III.61)$$

$$V_d = 14.16$$

✓ Calcul du volume interannuel

$$V_{int} = V_d \cdot dn_{20\%} \dots \dots \dots (III.62)$$

Le volume interannuel est de l'ordre de :

$$V_{int} = 24072 m^3$$

Alors le volume utile sans tenir compte des pertes est de l'ordre de :

$$V_u = 42052 m^3$$

2. Calcul du volume utile en tenant compte des pertes

Avant de calculer le volume utile en tenant compte des pertes, on va utiliser le volume interannuel calculé par la modélisation statistique, parce que la modélisation statistique tient compte des combinaisons d'années, non favorable (des cycles à gros débit et des cycles a faibles débits) quand obligatoirement les eaux débordent, ou bien ne sont pas suffisantes

$$V_{u.int} = 42052 m^3$$

a) Calcul du volume évaporé

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

$$V_{\text{év}} = \bar{S}.E \dots\dots\dots(III.63)$$

\bar{S} : Surface moyenne qui correspond à \bar{V} (m²)

$$\bar{V} = \frac{V_{\text{uint}}}{2} + V_{\text{m}} \dots\dots\dots(III.64)$$

$$\bar{V} = 32716.94 \text{ m}^3$$

\bar{V} : Volume moyen(m³)

V_{m} : volume mort (m³)

V_{uint} : volume utile interannuel (m³)

A partir des courbes (Hauteur-Capacité-Surface), la valeur de \bar{S} est :

$$\bar{S} = 1.2$$

$$V_{\text{év}} = 1721.56 \text{ m}^3$$

b) Calcul de volume infiltré

$$V_{\text{inf}} = 0.03\bar{V} \dots\dots\dots(III.65)$$

$$V_{\text{inf}} = 981.5 \text{ m}^3$$

Alors le volume utile de la retenue d'oued Maghraoua $V_{\text{u}} = 44755.06 \text{ m}^3$

On admet un volume utile : $V_{\text{u}} = 44755.06 \text{ m}^3$

Le volume normal de la retenue est : $V_{\text{NNR}} = 56446 \text{ m}^3$

- La cote au niveau normal de la retenue est $\text{NNR} = 251.2 \text{ m.NGA}$

- La cote au niveau du volume mort est $\text{NVM} = 246.8 \text{ m.NGA}$

III.12 Laminage de crue

$$Qdt = qdt + Sdh \dots\dots\dots(III.66)$$

Avec :

Q : Le débit entrant de la crue

q: Le débit déversé par l'évacuateur de crue (débit laminé)

S : La surface du plan d'eau de la cuvette

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$Q - q = S \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots(III.67)$$

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

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

Il existe plusieurs procédés de laminage des crues entre autres : Hildenblat, Sorensen, Blackmore, Kotcherine, step by step,... Nous traitons dans ce travail les méthodes de muskingem, Kotchérine,

III.12.1 Méthode de Kotcherine

La méthode de Kotcherine est un procédé grapho-analytique, qui se base sur les Principes suivants :

- L'hydrogramme de crue est considérée comme un triangle ou un trapèze
- Les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire
- Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR
- Les pertes par infiltration et évaporation sont concéderait comme nulles au moment de la crue.

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

$$Q = mb\sqrt{2gH_0}^{3/2} \dots\dots\dots(III.68)$$

m: coefficient de débit dépend de la forme de déversoir m=0.49 ;

b: largeur du déversoir (m)

H₀: charge globale d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau.

$$H_0 = H + \alpha \frac{V_0^2}{2g} \dots\dots\dots(III.69)$$

H: charge d'eau sur le déversoir.

V₀: vitesse d'écoulement dans le canal d'approche déterminée d'après la formule

$$V_0 = \frac{Q}{S} \text{ avec } S = b \times (H + P)$$

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

$$Q_{lam} = 0.85 Q_{1\%} \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}}\right) \dots\dots\dots(III.70)$$

Q_{1%}: débit maximum de crue considérée en m³/s.

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

V_{cr}: volume de la crue correspondant au Q_{1%}.

$$V_{cr} = \frac{1}{2} Q_{1\%} \times t_b \dots\dots\dots(III.71)$$

$$V_{cr} = 8055852 \text{ m}^3$$

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

tb : temps global de la crue

$$ql = Q_{\max} \left(1 - \frac{W_d}{V_{\text{crue}}}\right) \dots\dots\dots(III.72)$$

Tableau III-35: Résultat de calcul

Largeur b(m)	Hauteur (m)	Débit (m ³ /s)	Surface (m ²)	Vitesse (m/s)	Wd 10 ⁶ .(m ³)
14	1.8	73.3807883	25.2	2.918528193605	0.004
16	1.6	70.2822306	25.6	2.74539963	0.01
18	1.4	64.7157723	25.2	2.5680862	0.015
20	1.2	57.0620598	24	2.37758582	0.02
22	1	47.7494376	22	2.17042898	0.027
24	0.8	37.2727814	19.2	1.9412907	0.032
26	0.6	26.2268301	15.6	1.68120706	0.039
28	0.4	15.3742379	11.2	1.37269982	0.044
30	0.2	5.82387209	6	0.97064535	0.051

Les résultats qu'on va utiliser pour les calculs du dimensionnement de l'évacuateur de crues sont celle de la méthode de Kotcherine parce qu'elle est la plus utilisée en Algérie sur tous pour les petits bassins versant. Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique, on doit faire une étude d'optimisation ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes de travaux du remblai et du béton pour chaque largeur du déversoir

Tableau III-36: Calcul de q (h0)

Hd(m)	Q(m ³ /s)								Vch(m ³)	ql(m ³)
	B=14m	B=16m	B=18m	B=20m	B=22m	B=24m	B=26m	28m		
2.23	101.34	115.81	130.29	144.77	159.24	173.72	188.20	202.67	217.15	66.11
1.98	84.93	97.06	109.19	121.32	133.46	145.59	157.72	169.85	181.98	66.06
1.74	69.51	79.44	89.37	99.30	109.23	119.16	129.09	139.02	148.95	66.02
1.49	55.16	63.04	70.92	78.80	86.68	94.56	102.44	110.32	118.20	65.98
1.24	41.96	47.96	53.95	59.95	65.94	71.94	77.93	83.92	89.92	65.92
0.99	30.03	34.32	38.60	42.89	47.18	51.47	55.76	60.05	64.34	65.88

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

0.74	19.50	22.29	25.07	27.86	30.65	33.43	36.22	39.00	41.79	65.82
0.50	10.62	12.13	13.65	15.17	16.68	18.20	19.71	21.23	22.75	65.78
0.25	3.75	4.29	4.83	5.36	5.90	6.43	6.97	7.51	8.04	65.72

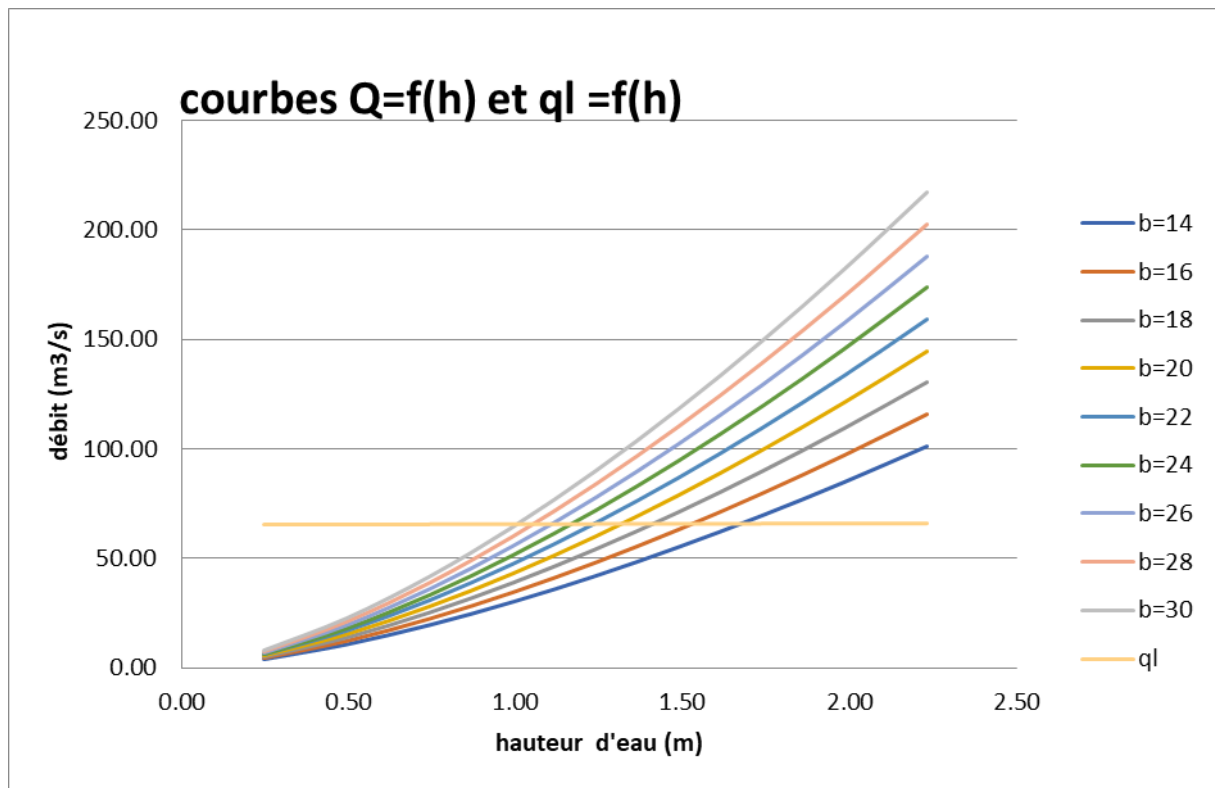
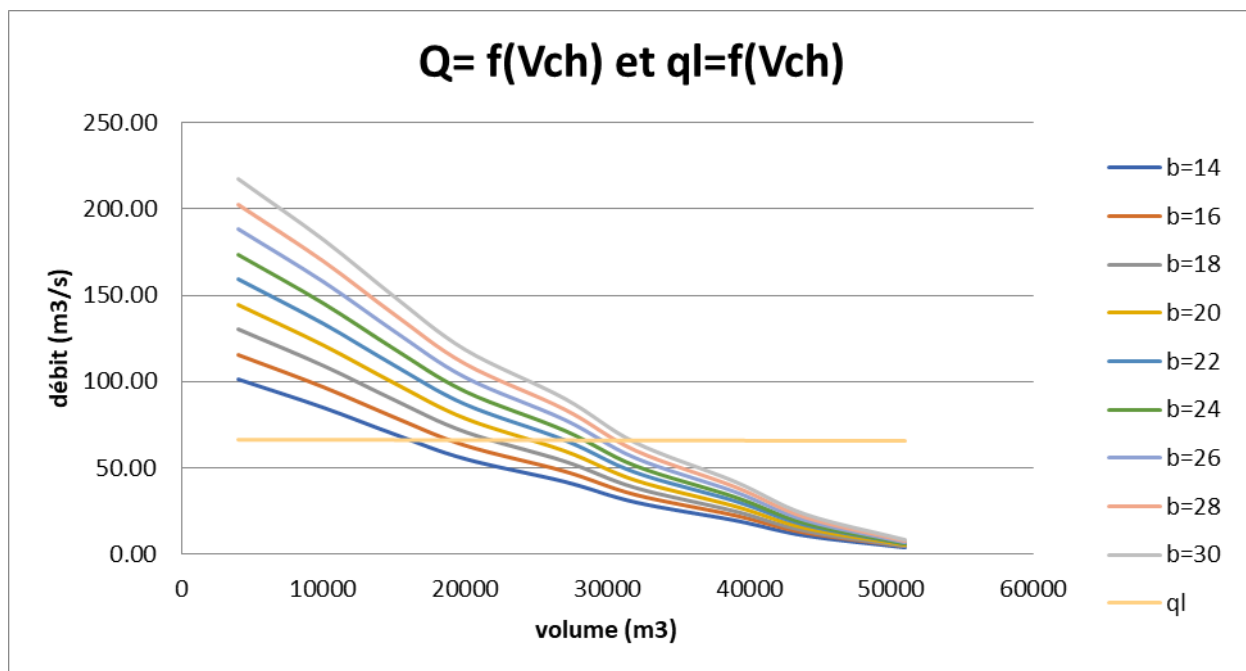


Figure III-15 : La variation de la charge déversant en fonction de (Q, q)



CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

Figure III-16 : La variation du volume force en fonction de (Q, q)

Les points d'intersection de la courbe $q_{\max} = f(H_{\text{dév}})$ avec les courbes $Q_{\text{évac}}=f(h)$ qui sont différents pour les différentes largeurs du déversoir nous donnent :

1. Les débits d'évacuation laminés
- c. La charge d'eau sur le seuil

Les résultats sont présentés sur le tableau ci-dessous

Tableau III-37: Résultats de calcul

N° variante	Largeur b (m)	Qmax (m ³ /s)	Hd (m)	NNR	NPHE	H(m)
1	14	70.7	2.2	251.2	253.4	9.79
2	16	71	2.1	251.2	253.3	9.69
3	18	73.2	2.14	251.2	253.34	9.73
4	20	74	1.9	251.2	253.1	9.49
5	22	75.5	1.7	251.2	252.9	9.29
6	24	80	1.6	251.2	252.8	9.19
7	26	80.5	1.5	251.2	252.7	9.09
8	28	82	1.44	251.1	252.54	8.93

III.12.2 Méthode de Muskingum

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 :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gA (S_0 - S_f) + q \frac{Q}{A} \dots \dots \dots (III.73)$$

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

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q$$

2.1 Principe de la méthode

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 :

$$S_0 = S_f$$

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

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

$$I - O = \frac{ds}{dt}$$

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

Ou : (INPUT ou Inflow) désigne le débit d'entrée Q_E

S désigne l'emménagement d'eau dans le tronçon

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t_1 et t_2

$$S_2 - S_1 = \frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2}$$

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

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

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

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} - O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_2$$

2.2 Calculer le débit de sortie à partir de la quantité connue $[2S_2/\Delta t + O_2]$

1. Tracer la courbe caractéristique du barrage courbe caractéristique $2 \frac{S}{\Delta t} + O = f(O)$

Cette courbe dépend que des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation

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

- a. Evacuation a surface libre par un déversoir :

$$Q = CBH^{3/2} = CB(h - z)^{3/2} \dots \dots \dots (III.74)$$

C : constante qui tient compte de la forme du déversoir

B : largeur de déversoir

H : est la charge au-dessus de la crête z en avant du déversoir

h : est la profondeur d'eau en amont du déversoir

- b. Evacuation par le fond :

$$Q = mA\sqrt{2gh} \dots \dots \dots (III.75)$$

Ou : m : est une constante de débit

A : est la section d'écoulement

h : est la hauteur d'eau à partir du centre de la section d'écoulement jusqu'à la surface libre

2.3 Calcul de volume stocké

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

$$S = Ah \dots\dots\dots(III.76)$$

$$S = a_0 + a_1h + a_2h^2 + a_3h^3 + \dots\dots\dots a_n h^n$$

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

$$Q = mb\sqrt{2gH^{3/2}}$$

Pour $b=15$ et $m=0.49$

Alors : $Q = 32.56H^{3/2}$

La courbe surface –hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire (figure) avec un coefficient de corrélation $r = 1$ entre les altitudes 242m NGA et 254m NGA.

$$V \text{ (km}^2\text{)} = 4.161 \times H - 1015$$

- Tracer la courbe caractéristique du barrage $f(Q_s) = (2S/\Delta t + Q_s)$:

Initialement le débit de sortie $Q_s = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ et la hauteur $H = 0\text{m}$, le volume stocké $V_{s=0}$

$$Q_{e_{\max}} = 66.14 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{\max} = 1.6 \text{ m}$$

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le tableau suivant

Tableau III-38 : Résultats obtenus pour des valeurs choisies de H

H(m)	Cote	A	q	S	2S/AT+Q
0	249.9	24.8339	0	0	0
0.2	250.1	25.6661	2.91136051	5133.22	17.170305
0.4	250.3	26.4983	8.23457103	10599.32	37.6771266
0.6	250.5	27.3305	15.127873	16398.3	60.6787063
0.8	250.7	28.1627	23.2908841	22530.16	85.8746618
1	250.9	28.9949	32.55	28994.9	113.091389
1.2	251.1	29.8271	42.7880862	35792.52	142.211753
1.4	251.3	30.6593	53.9191511	42923.02	173.149762
1.6	251.5	31.4915	65.8765682	50386.4	205.83879

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

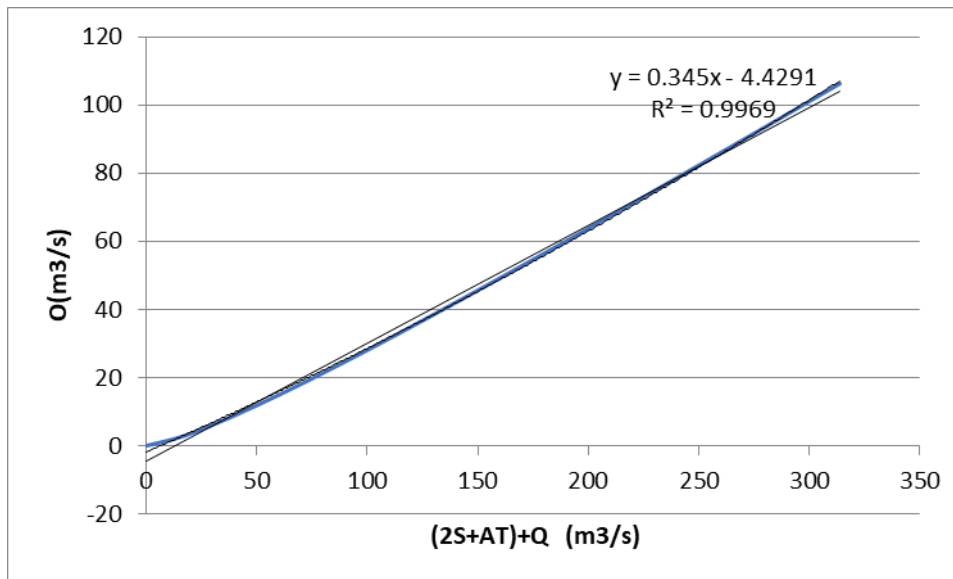


Figure II-17: Modélisation de la courbe caractéristique de la cuvette

Utilisons la courbe caractéristique du barrage et l'équation :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_2 \dots \dots \dots (III.77)$$

Tableau III-39: Calcul du débit laminé correspondant à l'hydrogramme de sortie pour b=12

Temps (h)	I m	I1+I2	x	x-2O	O
	0	0	0	0	0
0.2	0.16049892	0.16049892	0.16049892	8.90775467	0.37362787
0.4	0.64199568	0.8024946	9.06825359	11.6691586	0.40045251
0.6	1.44449028	2.08648596	12.4716532	12.7242125	0.62627964
0.8	2.56798272	4.012473	14.8106985	13.4493165	0.68069097
1	4.012473	6.58045573	17.4617895	14.2711548	1.59531739
1.2	5.77796112	9.79043413	20.8516105	15.3219992	2.76480562
1.4	7.86444709	13.6424082	25.1124334	16.6428543	4.23478952
1.6	10.2719309	18.136378	30.2852626	18.2464314	6.01941558
Temps (h)	I m	I1+I2	x	x-2O	O
1.8	13.0004125	23.2723434	36.3828094	20.1366709	8.12306923
2	16.049892	29.0503045	43.4090143	22.3147944	10.5471099
2.2	19.4203693	35.4702614	51.365099	24.7811807	13.2919592
2.4	23.1118445	42.5322138	60.251442	27.535947	16.3577475
2.6	27.1243175	50.236162	70.0681609	30.5791299	19.7445155
2.8	31.4577883	58.5821059	80.8152919	33.9107405	23.4522757
3	36.112257	67.5700454	92.4928463	37.5307824	27.481032
3.2	41.0877236	77.1999806	105.100828	41.4392566	31.8307856
3.4	46.3841879	87.4719115	118.639237	45.6361635	36.5015368
3.6	52.0016501	98.385838	133.108075	50.1215033	41.4932859
3.8	57.9401102	109.94176	148.507341	54.8952758	46.8060327

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

4.06	66.14	124.08011	164.837036	59.9574812	52.4397775
4.2	64.0391694	130.179169	184.037591	65.9096533	59.063969
4.4	60.8733282	124.912498	196.088823	69.6455351	63.2216439
4.6	57.7877365	118.661065	194.558033	69.1709902	62.6935213
4.8	54.7823942	112.570131	187.832055	67.085937	60.3730589
5	51.8573014	106.639696	179.656068	64.551381	57.5523434
5.2	49.012458	100.869759	171.191077	61.9272338	54.6319214
5.4	46.2478641	95.2603222	162.796993	59.3250679	51.7359627
5.6	43.5635197	89.8113839	154.58539	56.7794709	48.9029596
5.8	40.9594247	84.5229444	146.590855	54.301165	46.1448449
6	38.4355792	79.3950039	138.824109	51.8934739	43.4653178
6.2	35.9919832	74.4275624	131.288478	49.5574281	40.8655249
6.4	33.6286366	69.6206197	123.984991	47.2933471	38.3458217
6.6	31.3455394	64.974176	116.913967	45.1013297	35.9063185
6.8	29.1426917	60.4882312	110.075506	42.9814068	33.5470495
7	27.0200935	56.1627853	103.469638	40.9335878	31.2680251
7.2	24.9777448	51.9978383	97.096373	38.9578756	29.0692487
7.4	23.0156455	47.9933902	90.9557139	37.0542713	26.9507213
7.6	21.1337956	44.1494411	85.0476615	35.2227751	24.9124432
7.8	19.3321952	40.4659909	79.3722162	33.463387	22.9544146
8	17.6108443	36.9430396	73.9293779	31.7761071	21.0766354
8.2	15.9697429	33.5805872	68.7191467	30.1609355	19.2791056
8.4	14.4088909	30.3786337	63.7415227	28.617872	17.5618253
8.6	12.9282883	27.3371792	58.9965058	27.1469168	15.9247945
8.8	11.5279353	24.4562236	54.484096	25.7480698	14.3680131
9	10.2078316	21.7357669	50.2042933	24.4213309	12.8914812
9.2	8.96797747	19.1758091	46.1570978	23.1667003	11.4951987
9.4	7.80837278	16.7763503	42.3425094	21.9841779	10.1791658
9.6	6.72901754	14.5373903	38.7605282	20.8737637	8.94338222
9.8	5.72991176	12.4589293	35.411154	19.8354578	7.78784815
10	4.81105544	10.5409672	32.2943871	18.86926	6.71256353
Temps (h)	I m	I1+I2	x	x-20	O
10.2	3.97244859	8.78350403	29.4102272	17.9751704	5.71752838
10.4	3.21409119	7.18653977	26.7586745	17.1531891	4.80274269
10.6	2.53598325	5.75007444	24.3397289	16.4033159	3.96820645
10.8	1.93812477	4.47410802	22.1533904	15.725551	3.21391968
11	1.42051576	3.35864053	20.199659	15.1198943	2.53988237
11.2	0.9831562	2.40367195	18.4785348	14.5863458	1.94609452
11.4	0.6260461	1.6092023	16.9900178	14.1249055	1.43255612
11.6	0.34918546	0.97523156	15.7341078	13.7355734	0.99926719
11.8	0.15257429	0.50175975	14.710805	13.4183495	0.64622772
12	0.03621257	0.18878685	13.9201093	13.1732339	0.37343771

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

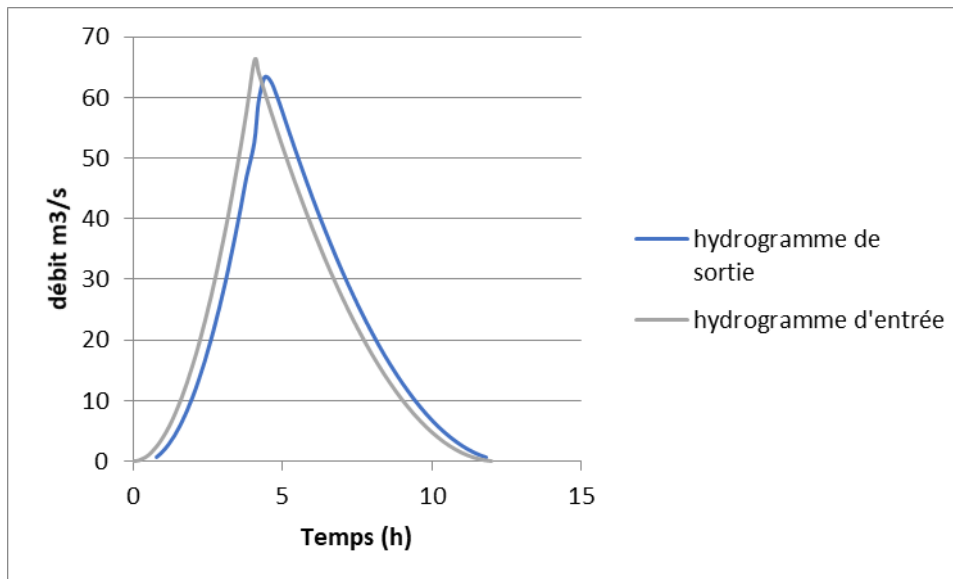


Figure III-18: Hydrogramme d'entrée et l'hydrogramme laminé

Le calcul détaillé correspondant aux restes des largueurs déversantes est illustré en annexe A

Tableau III-40: Calcul de la courbe caractéristique du barrage

B (m)	Hd (m)
12	1.86133656
15	1.60405123
20	1.32411511
25	1.14108781
30	1.01048895
35	0.91180166

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

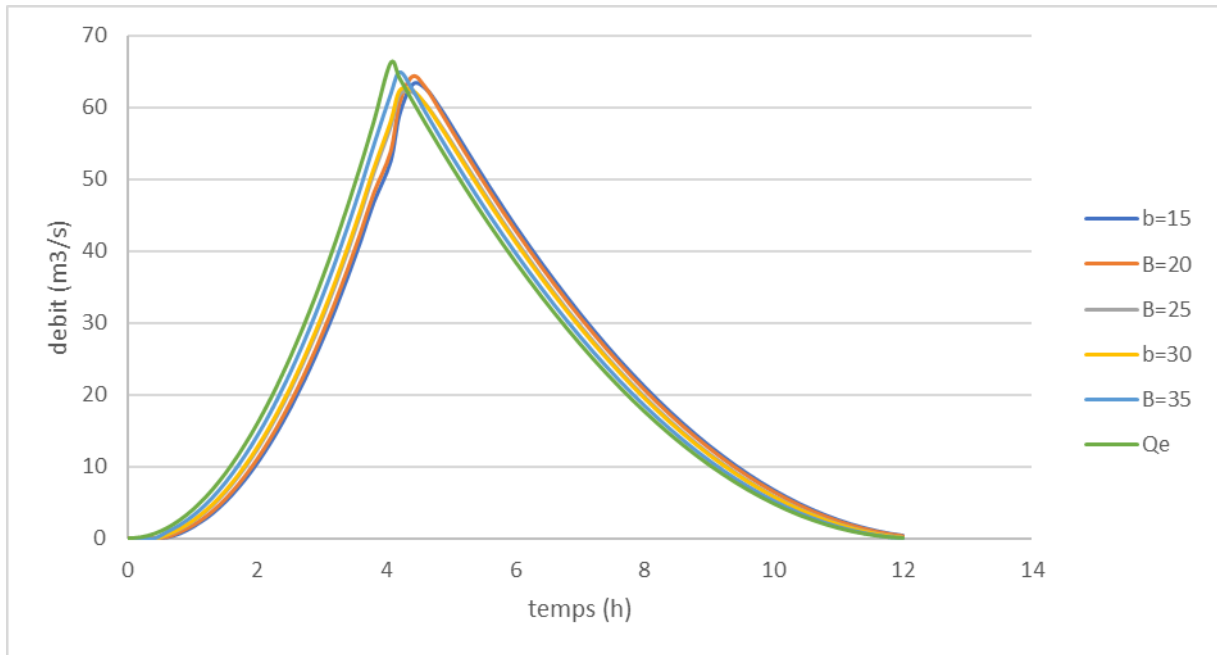


Figure III-19 : Hydrogrammes de sorties

Débit de pointe de la crue de projet : **66.14 m³/s**

III.13 Etude d'optimisation

III.13.1 Calcul du coût de la digue

$$V_{\text{digue}} = \sum V \quad \text{avec} \quad V_1 = \left(\frac{W_1 + W_{i+1}}{2} \right) \dots \dots \dots (III.78)$$

V_i : le volume du barrage à la cote i ;

W_i : Section transversale correspondante à la coupe i ;

L_i : Distance entre deux coupes voisines

Avec :

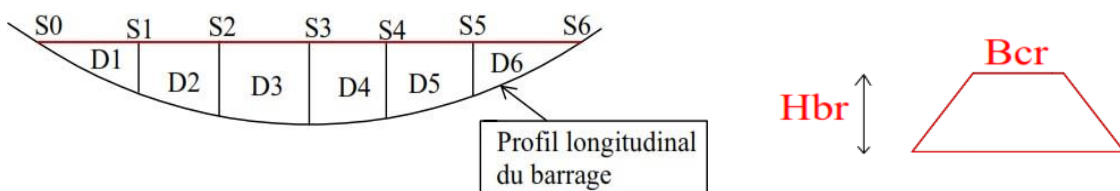
$$\frac{b_{cr} + B_1}{2} H_1$$

B_i : Largeur de base donnée par : $B_i = (m_1 + m_2) H_i + b_{cr}$ en m ;

m_1, m_2 : Les fruits des talus (Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 2.5 et 2.5 mètre)

b_{cr} : Largeur en crête en m ;

H_i : Hauteur de la tranche au point i en m.



CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

Figure III-20: Principe de calcul de volume d'un barrage

III.13.2 Calcul de la revanche

1) Formule de Mallet et Paquant

$$R = h + \frac{V^2}{2g} + S \dots\dots\dots(III.79)$$

Avec : $h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F}$ et $V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}h$

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

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment à la direction du barrage appelée Fetch (F=0.583 Km) ;

S : marge de sécurité on prend (S=0,5m)

2) Formule de Stevenson- Gaillard :

$$R = 0.75H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(III.80)$$

La hauteur des vagues est estimée à l'aide de formule de STEVENSON

$$H = 0.75 + 0.34\sqrt{L} - 0.26\sqrt[4]{L}$$

Pour un fetch de L =583 m

La vitesse des vagues est donnée par la relation de GAILLARD

$$V = 1.5 + 2H$$

3) Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F}$$

L'U.S.B. R (United States Bureau of Réclamation) recommande pour un fetch < 1,6 km de prendre une revanche comprise entre 0,90 m et 1,25 m.

Tableau III-41: Résultats de calcul

Caractéristiques	Stevenson	Mallet et paquant	USBR	La moyenne
H_v	0.78	0.75	-	0.76
V_v	3.06	2	-	2.53
R_v	1.02	1.45	1.22	1.23

La hauteur moyenne des vagues est $\overline{H_v} = 0.76m$

La vitesse des vagues est $V = 2.53m/s$

Nous obtenons une valeur de la revanche égale à : $R = 1.23 m$

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

12.1.2-Hauteur de la digue H_R

La hauteur de la digue sera égale à la hauteur normale de la retenue des eaux majorée de la charge max au-dessus du seuil du déversoir de crue et de la revanche

$$H_R = H_{NNR} + H_{dév} + R + T \text{ (m)} \dots\dots\dots(III.81)$$

Où :

H_{NNR} : Hauteur du niveau normal de la retenue =7.59 m

$H_{dév}$: Hauteur déversée = 1.8 m

R : la revanche R= 1.23 m

T : tassements affectant pendant la construction au milieu de la digue T= 15 cm

$H_R=10.77$ m

Le niveau de la crête est calé à la cote 254.38 m

12.1.3 Calcul de la largeur en crête

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

1) Formule de Knapen

$$b_{cr}=1.65\sqrt{H_R} \dots\dots\dots(III.82)$$

2) Formule de E- F-Preece

$$b_{cr}=1.1\sqrt{H_R}+1\dots\dots\dots(III.83)$$

3) Formule Anonyme (simplifiée)

$$b_{cr}=3.6\sqrt[3]{H_R} - 3 \dots\dots\dots(III.84)$$

Tableau III-42: Les résultats de calcul

Formule	b_{cr} (m)
Knapen	5.41
E- F-Preece	4.61
Anonyme (simplifiée)	4.95
La moyenne	5

On adopte pour une largeur en crête de $b_{cr}=5$ m

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

III.13.3 Coût de la digue pour différentes largeurs déversantes

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

Procédé de calcul :

- Tracer le profil longitudinal du barrage et on va choisir des sections à travers le barrage
- On détermine la hauteur de la digue H_i connaissant la cote de crête et celle au pied du barrage ;
- Calcul de la largeur au pied du barrage B_i au droit de la section ;
- Calcul de la section W_i et W_{i+1} ;
- Calcul du volume total du barrage

$$V_i = ((S_i + S_{i+1})/2) \times d \dots\dots\dots(III.85)$$

$$V_b = \sum V_i \dots\dots\dots(III.86)$$

Avec : $V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} L$

V_i : le volume de barrage à la cote i .

L_i : distance entre deux coupes voisines.

S_i : section transversale correspondante à la coupe i , donnée par la formule :

$$S_i = \frac{b+B_i}{2} H_i \dots\dots\dots(III.87)$$

B_i : largeur de base, donnée par : $B_i = (m_1+m_2) H_i + b$

m_1, m_2 : fruits de talus amont et aval du barrage. ($m_1= 1/ 2.5, m_2=1/2.5$).

H_i : hauteur de la tranche au point i , donnée par

$$H_i = H_{NNR} + H_{dév} + R + T \text{ (m)}$$

Volumes de la digue pour les différentes largeurs sont représenté dans le tableau suivant

Tableau III-43: Coût de la digue pour différents largeurs déversantes

Largueur deversante	Volume de la digue	Cout de la digue
14	18734.39	452938915
16	16213.42	428939415
18	15153.76	407408579
20	14700.72	373858528

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

22	14282.45	346074712
24	14115.13	304775807
26	12698.45	292048735
28	12321.7	301459123
30	13568.43	316996046
32	18475..107	320768623
34	19568.23	324441462

III.13.4 Calcul du coût de l'évacuateur de crue

Pour ce calcul, on tient compte des coûts du déversoir et du coursier, vu que le chenal d'écoulement et le bassin de dissipation gardent leur profil pour les différentes largeurs du déversoir.

III.13.4.1 Coût du déversoir

On opte pour le déversoir de type Greager construit en béton armé on aura une réduction des phénomènes hydrauliques dangereux comme cavitation et dépression

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

$$\frac{Y}{H} = 0.47 \left(\frac{X}{H} \right)^{1.80} \dots\dots\dots(III.88)$$

H : Charge sur le seuil ;

Y : Ordonnée du profil (m) ;

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera : $V_d = S * B$

S : Section transversale (m^2).

B : Largeur De déversoir (m).

En fixant le mètre cube de béton à 42000 DA et de remblai à 800 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs sont représenté dans le tableau suivant

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III-44 : Coût de déversoir pour différentes largeurs déversante

12	2.2	19.2083333	230.5	9681000
14	2.1	25.4742857	356.64	14978880
16	2.14	34.8875	558.2	23444400
18	1.9	38.1444444	686.6	28837200
20	1.7	38.387	767.74	32245080
22	1.6	40.7781818	897.12	37679040
24	1.5	40.6758333	976.22	41001240
26	1.44	47.7553846	1241.64	52148880
28	1.32	50.25972	1356.4	53993412
30	1.28	53.468	1482.7	54005768
32	1.37	56.219	1524.34	55837944
34	0.95	59.45	1671.03	57356405

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

III.13.4.2 Coût du coursier

On opte pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement

Le volume du béton de coursier est donné par

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}}$$

La longueur approximative du coursier est 97.6 mètres (selon le plan topographique)

L'épaisseur du radier et celle des murs bajoyers est égale

La largeur du coursier est donnée par : $l = 7\text{m}$

$$b_{\text{cou}} = Q_{\text{lam}}^{0.4} \dots \dots \dots (III.89)$$

Tableau III-45: Coût du coursier pour les différentes largeurs déversante

B(m)	Hd (m)	QL (m ³)	b cour (m)	S béton (m ²)	V béton(m ³)	Coût (DA)
12	2.2	73.83	5.59	7.56	637.856	26789952
14	2.1	70.28	5.48	7.41	703.216	29535072
16	2.14	64.71	5.3	7.37	798.312	33529104
18	1.9	57.06	5.04	7.21	815.696	34259232
20	1.7	47.75	4.69	6.98	881.248	37012416
22	1.6	37.27	4.25	6.76	899.776	37790592
24	1.5	26.22	3.69	6.48	988.448	41514816
26	1.36	24.12	3.57	6.32	814.832	34222944
28	1.32	22.08	3.34	5.67	782.455	36788964
30	1.28	20.34	3.06	4.98	743.123	37843653
32	1.37	18.96	2.94	4.31	534.789	38472134
34	0.95	15.83	2.53	3.23	429.325	39567412

Tableau III-46: Coût de l'évacuateur de crue

B(m)	Hd (m)	Déversoir	Coursier	Évacuateur de crue
12	2.2	9681000	26789952	36470952
14	2.1	14978880	29535072	44513952
16	2.14	23444400	33529104	56973504
18	1.9	28837200	34259232	63096432
20	1.7	32245080	37012416	69257496
22	1.6	37679040	37790592	75469632
24	1.5	41001240	41514816	82516056

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

26	1.44	52148880	34222944	86371824
28	1.32	53993412	36788964	90782376
30	1.28	54005768	37843653	91849421
32	1.37	55837944	38472134	94310078
34	0.95	57356405	39567412	96923817

Le coût total :

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

Tableau III-47: Coût Total de la retenue

B (m)	Hd (m)	Coût de la digue	Coût de l'évacuateur	Coût total (DA)
12	2.2	452938915	36474417	489413332
14	2.1	428939415	44517417	473456832
16	2.14	407408579	56976969	464385548
18	1.9	373858528	63099897	436958425
20	1.7	346074712	69260961	415335673
22	1.6	304775807	75473097	380248904
24	1.5	292048735	82519521	374568256
26	1.44	301459123	86375289	387834412
28	1.42	316996046	88643354	405639400
30	1.4	320768623	94854833	415623456
32	1.2	324441462	99441762	423883224
34	1.18	311910735	125696779	437607514

CHAPITRE III

ETUDE HYDROLOGIQUE

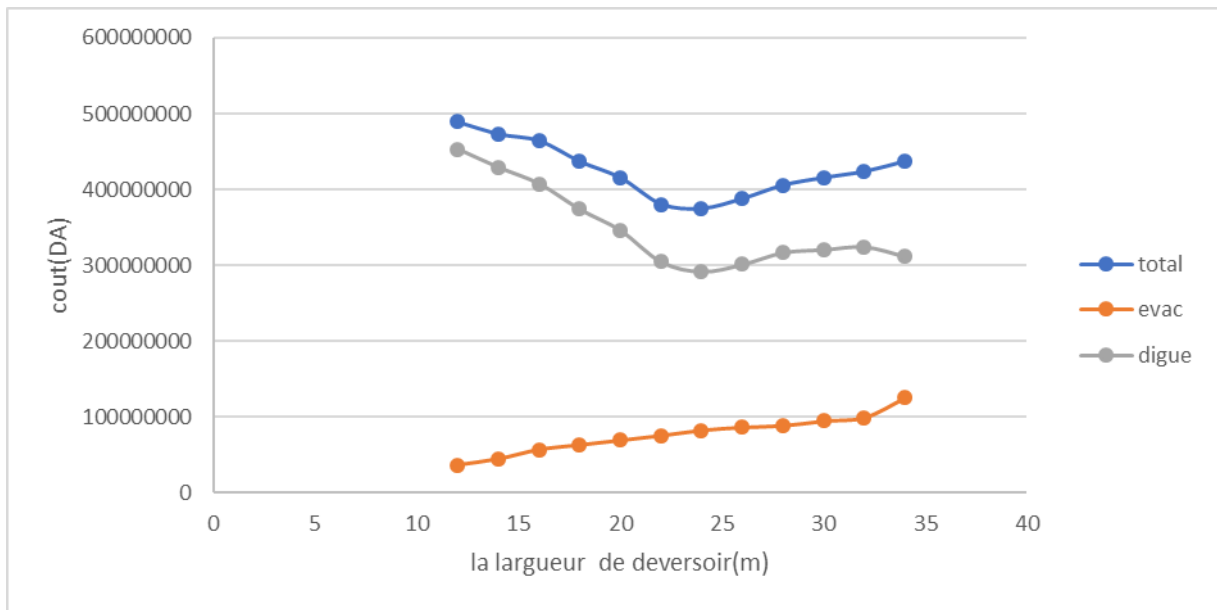


Figure III-21: Optimisation de l'ouvrage

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure III-24 La longueur optimale du déversoir est de 24 m pour un débit laminé ; $q_l = 26.22\text{m}^3/\text{s}$, et hauteur de 1.5 m

Conclusion

À la fin de ce chapitre on a déterminé tous les paramètres et les caractéristiques hydrologiques nécessaires (bassin versant, précipitation, crues ...) qui seront des éléments fondamentaux dans la conception du barrage ainsi que le coefficient de rentabilité tel que :

$$R = \frac{V_{\text{Total de la retenue}}}{V_{\text{remblai}}} = 4.1$$

Chapitre IV
ETUDE DE
VARIANTES

CHAPITRE IV

ETUDE DE VARIANTES

Introduction

Le choix du type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales en particulier de la nature de sol de fondation, des problèmes de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques.

IV.1 Le choix du site du barrage

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

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

- L'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau ;
- Tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement ;
- L'axe choisi doit avoir la longueur la plus courte possible

IV.2 Le choix de type de barrage

En général, les critères techniques relatifs aux choix du type de digue à retenir sont liés aux conditions suivantes

a. Conditions hydrauliques [4].

- La profondeur de l'eau
- L'intensité du marnage
- La hauteur de la houle
- Régime des crues

b. Conditions géotechniques.

Il s'agit essentiellement des conditions liées aux paramètres du sol

- La topographie du site
- La morphologie de la vallée
- Les conditions géologiques et géotechniques

c. Contraintes d'exploitation du port

- L'agitation résiduelle maximale qui dépend notamment de l'ouverture de la passe et de la réflexion due aux ouvrages
- Les franchissements admissibles
- Les emprises souhaitables.

d. Conditions de construction

- Matériaux de construction disponibles

CHAPITRE IV

ETUDE DE VARIANTES

- Engins, matériel et équipement requis
- Aires nécessaires (zone, de préfabrication, aire de stockage, ...)
- Contraintes d'approvisionnement.

e. critère économique

En se basant sur ces exigences, on peut déterminer la variante qui convient au site et le type de barrage à implanter géotechniques de la fondation permettant d'envisager un barrage en matériaux locaux,

IV.3 Les variantes à choisir

Les variantes à choisir :

- Digue homogène avec un masque amont en géo membrane.
- Barrage en enrochement avec masque en béton
- Le barrage en enrochement zonée à noyau en argile

a) Le barrage zoné à noyau en argile

Le barrage à noyau en argile comporte un noyau central en argile qui assure l'étanchéité, compris entre des zones perméables qui assure la stabilité de l'ensemble, épaulé par des recharges constituées de matériaux plus perméables. Cette technique possède au moins deux avantages :

Matériaux de recharge sont plus résistants que les matériaux argileux, construire des talus plus raides et on contrôle mieux les écoulements qui percolent dans le corps du barrage

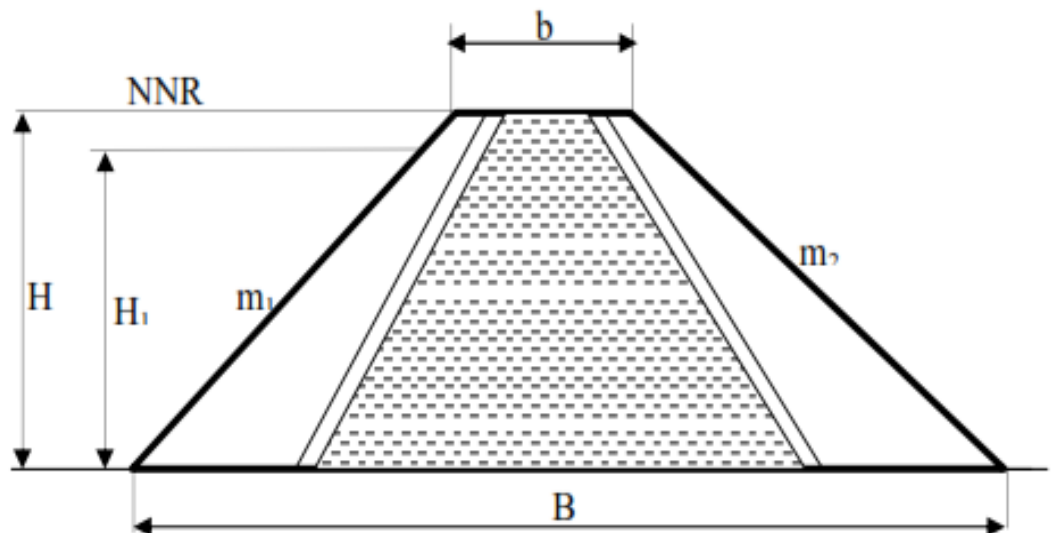


Figure IV-1 : Coupe transversale d'une digue zonée a noyau

CHAPITRE IV

ETUDE DE VARIANTES

b) Barrage en terre homogène

Le barrage homogène est un barrage en remblai construit avec un matériau suffisamment étanche (argile, limon). Le barrage à masque amont permet d'apporter une bonne résistance mécanique

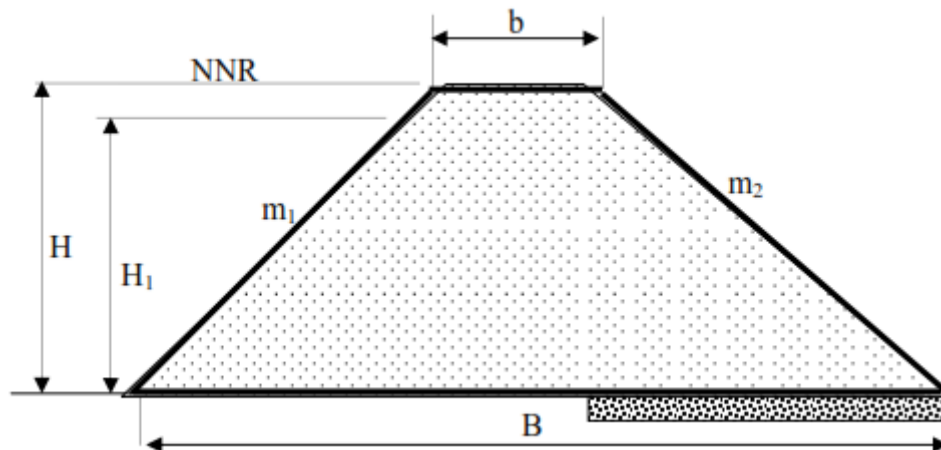
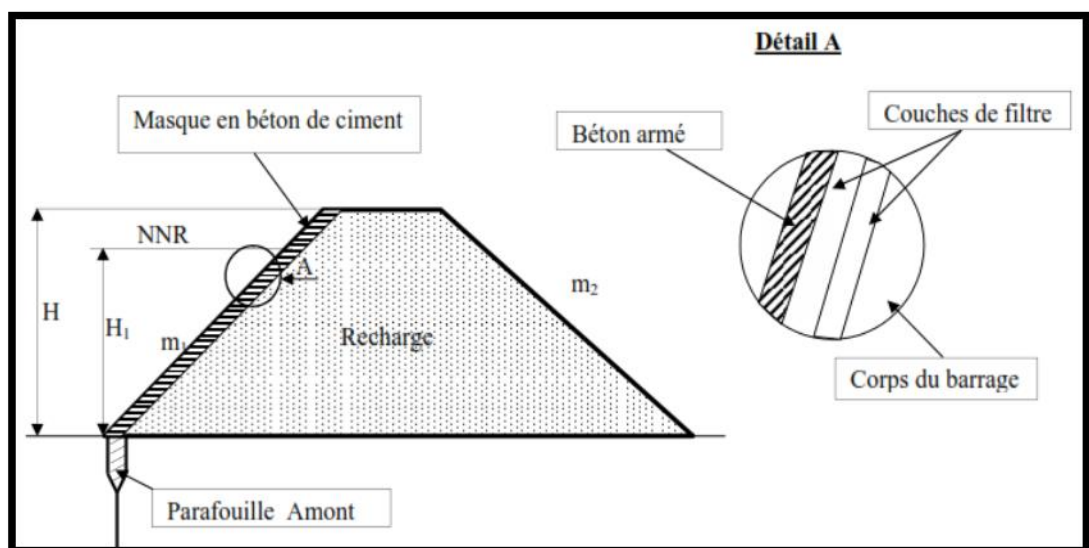


Figure IV-2 : Coupe transversale d'une digue homogène

c) Barrage en enrochement à masque amont (béton ou bitume)

Les barrages en terre à masque sont des remblais perméables avec un écran imperméable appelé masque placé sur le parement amont.

Le corps du barrage est construit avec un matériau peu déformable et pouvant assurer la stabilité au glissement de l'ensemble de l'ouvrage. Le masque sur le parement amont peut être en béton en produits bitumineux et présente un double avantage ; pouvoir faire des réparations en cas de dégradation du masque et de permettre de faire des vidanges rapides sans risque de glissement



CHAPITRE IV

ETUDE DE VARIANTES

Figure IV-3: Coupe transversale d'une digue en enrochement avec masque en béton

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

- Facilité de la réalisation
- Zones d'emprunts
- Existences de carrière de matériaux de construction
- Distance des zones d'emprunts
- Conditions climatiques (températures, précipitations, ...)
- Sismologie
- Volume des matériaux de construction
- Dispositif d'étanchéité
- Technologie de réalisation, coûts,

Etude comparative :

Une étude de comparaison approximation des différents volumes de chacun des types de barrage choisis pour faire le choix du type de retenue en fonction du coût et la disponibilité des matériaux de construction

IV.5 Définition du profil général de la retenue

IV.5.1 Cote en crête du barrage

- Niveau des plus hautes eaux

Le niveau des plus hautes eaux est égal au niveau normal de retenue (NNR = 251.2m) majoré de la charge déversante déjà déterminée $h = 1.80$

$$NPHE = NNR + h \dots\dots\dots(IV.1)$$

$$NPHE = 253m$$

La revanche $R = 1.23$

Donc la cote en crête est : $NCR = 254.23m$

IV-5.2 Hauteur de la digue

La hauteur totale de la digue $H_b = 10.77$ m est défini précédemment dans le chapitre hydrologie et donnée par la relation suivante :

$$H_i = H_{NNR} + H_{dév} + R + T \text{ (m)} \dots\dots\dots(IV.2)$$

IV-5.3 La largeur en crête

La largeur en crête a été déjà définie dans l'étude d'optimisation dans le chapitre de l'hydrologie

$$b_{cr} = 5m$$

CHAPITRE IV

ETUDE DE VARIANTES

La longueur en crête est tirée à partir du plan topographique à l'échelle 1/500, on trouve que $L_c=152$ m

IV.5.4Pentes des talus

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations, comme montre le tableau ci-après

Tableau IV-1: Valeurs indicatives des fruits de talus

Hauteur de barrage (m)	Type de 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 a fort % d'argile	2.5	2.5
	-a zones	2	2
10 < H < 20	-homogène granulométrie étendue	2.5	2.5
	-homogène a fort % d'argile	3	2.5
	-a zones	2.5	2.5
H ≥ 20	-homogène granulométrie	3	2,5

CHAPITRE IV

ETUDE DE VARIANTES

	étendue -a zones	3	3
--	---------------------	---	---

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

- Parement amont $m_1=2.5$ m.
- Parement aval $m_2=2,5m$

Ce qui va être vérifié après avec le calcul de la stabilité.

IV.5.5 Les bermes

Pour des hauteurs dépassant les dix mètres de la digue on prévoit des bermes, qui auront un rôle dans l'optimisation des fruits de talus d'autres objectifs tels que l'accès pour la réparation des talus. Les bermes sont de (2 – 4) mètres de largeur et de pente (2 à 3) %.

IV.5.6 Revêtement de la crête et des talus de la digue

A) Protection de la crête

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

a-Talus amont

Pour la protection du talus amont dont le principal agent érosif reste les vagues créées par le vent l'enrochement disponible sur le site offre une économie certaine quant à son utilisation repose sur des couches drainant de graviers et de sables grossiers

L'emplacement du revêtement s'étend depuis la crête de la digue jusqu'à une profondeur au-dessous du niveau minimal d'exploitation égale à la hauteur maximale de la vague mais pas moins de 2.0 m pour cela on utilise communément un enrochement sur la couche de filtre dont l'épaisseur peut être calculée par les méthodes suivantes

b-Talus aval

Éviter la possible érosion à cause des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau. La situation la plus économique et la plus employée généralement appliquée au talus aval consiste à réaliser sur ce dernier une couche de 20 à 40 cm d'épaisseur de terre végétale

1.Méthode T.V.A (Tennessee-Valley- Authority)

$$e=cV^2 \dots\dots\dots(IV.3)$$

CHAPITRE IV

ETUDE DE VARIANTES

$$V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} h_v \dots\dots\dots(IV.4)$$

H_v= hauteur de la vague en (m)

V= vitesse de propagation de la vague (m)

C= coefficient qui dépend de la pente et du poids volumique des grains solides (poids spécifique, G_s) de la roche

La valeur de C est donnée par le tableau suivant :

Tableau IV-2: Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de G_s

Pentes des talus	Valeur de « c » pour différents poids spécifiques		
	G _s =2.5 t/m ³	G _s =2.65 t/m ³	G _s = 2.80 t/m ³
1 /4	0.027	0.024	0.022
1/3	0.028	0.025	0.023
½	0.031	0.028	0.026
1/2.5	0.036	0.032	0.030
1/1	0.047	0.041	0.038

D'après le tableau C=0.032, donc nous obtenons une épaisseur d'encrochement e=0.30m

Mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,4m

2.Deuxième méthode :

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

Tableau IV-3: Epaisseur de l'encrochement et d₅₀ minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'encrochement(m)	Dmin(m)
0.0 ÷ 0.30	0.30	0.20
0.30 ÷ 0.60	0.40	0.25
0.60 ÷ 1.20	0.45	0.30
1.20 ÷ 1.80	0.55	0.40
1.80 ÷ 2.40	0.70	0.45

CHAPITRE IV

ETUDE DE VARIANTES

2.40÷3.00	0.80	0.55
-----------	------	------

IV.5.7 Etanchéité du barrage

IV.5.7.1 Le noyau

Le noyau est construit en argile compacté centré verticalement au milieu du barrage ou incliné à l'amont

Son épaisseur est fixée en fonction de h hauteur de barrage

a) Dimensionnement du noyau

✓ La hauteur du noyau

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante

$$H_n = H_b - 1 \dots\dots\dots(IV.5)$$

Avec :

H_b : hauteur du barrage

H_n : hauteur du noyau

$$H_n = 9.77 \text{ m}$$

✓ La largeur en crête du noyau

$$L_{cn} = \frac{1}{6} H_b \dots\dots\dots(IV.6)$$

$$L_{cn} = 1.8 \text{ m}$$

✓ Classification de l'ouvrage

Tableau IV-4: Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

Type de sol et fondation	Classe de barrage			
	I	II	III	IV
	Hauteur de barrage (m)			
Sols rocheux	>100	70÷100	25÷70	25÷70
Sablonneux, pierreux, argileux non plastique	75	35÷75	15÷35	<15

CHAPITRE IV

ETUDE DE VARIANTES

Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15
-------------------------------	-----	-------	-------	-----

D'après le tableau notre barrage appartient à la classe IV

✓ Les fruits des talus

L'étanchéité du barrage 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.

$$\frac{\Delta H}{b_{\text{noy}}} \leq I_{\text{adm}} \dots\dots\dots(IV.7)$$

ΔH : la charge d'eau $\Delta H = 7.62$ m

b_{noy} : Largeur à la base du noyau en m ;

I_{adm} : Gradient hydraulique du noyau admissible. Il est donné en fonction de la nature du sol

Tableau IV-5: 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	0.7	0.8	0.9	1
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre retenue appartient à la 4-ème classe alors, on prend $I_{\text{adm}} = 1.95$

- **Largeur moyenne en base du noyau**

$$b_{\text{moy}} \geq \frac{\Delta H}{I_{\text{adm}}} \dots\dots\dots(IV.8)$$

AN: $b_{\text{moy}} = 4.23$ m

$b_{\text{moy}} = 4.5$ m

- **Largeur en base du noyau**

$$L_b = 2b_{\text{moy}} - L_{c,n} \dots\dots\dots(IV.9)$$

CHAPITRE IV

ETUDE DE VARIANTES

AN : $L_b = 7.2$ m

- **Détermination des fruits des talus**

$$L_b = 2 \times m \times H_n + L_{c,n} \dots\dots\dots(IV.10)$$

Donc $m = \frac{L_b - L_{c,n}}{2H_n}$

$m = 0.28$

- **La cote de la crête du noyau**

$$NC_n = C_{font} + H_n \dots\dots\dots(IV.11)$$

AN : $NC_n = 253.38$ m NGA

IV.5.7.3 Les drains

Le drain est un organe fortement perméable incorporé dans le barrage en terre il est généralement constitué de graviers et d'enrochements avec des caractéristiques de non-altération et résistant aux grandes compressions. L'eau possède la capacité à s'infiltrer à travers toutes les structures, d'argile comme de béton, elle imprègne les barrages et leurs fondations exerçant des effets insidieux. Pour contrecarrer son action on utilisant le drainage, canalisant l'eau vers les parties de ces structures où ses effets seront les moins nocifs, Il y aura abaissement de la ligne de saturation

A) Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme)

Il est prévu lorsqu'il y une présence d'eau à l'aval du barrage avec une variation du niveau, mais il nécessite pour sa construction un volume d'enrochement important ce qui rend son choix fonction de la disponibilité à proximité du site de l'ouvrage de zones d'emprunt

Prisme de drainage permettre de :

- Recevoir et évacuer les eaux infiltrées à travers le corps de barrage et sa fondation
- Réduire les pressions inertielles et rabattre la ligne phréatique

CHAPITRE IV

ETUDE DE VARIANTES

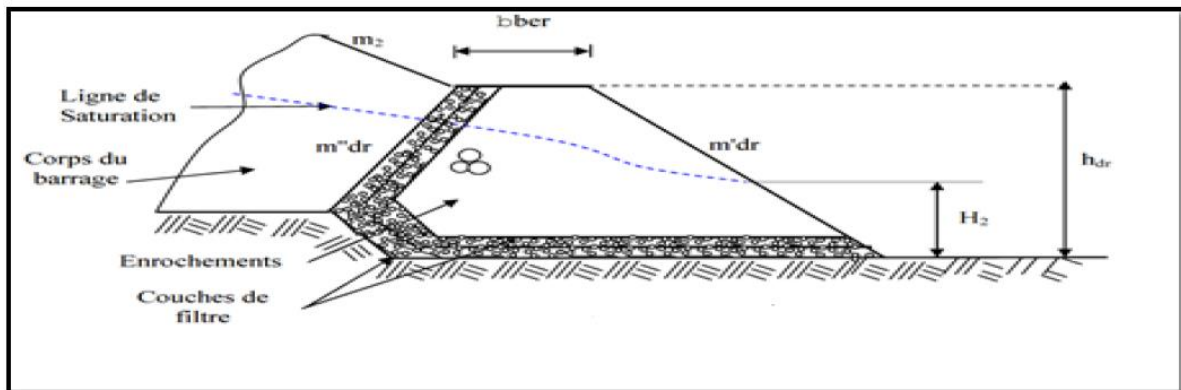


Figure IV-4: Coupe d'un prisme de drainage

✓ Hauteur

$$H_p = (0.15 \div 0.2)H_b$$

Avec :

H_b : Hauteur de la retenue (H_b= 10.77m)

On prend H_p =0,18H_b, donc on aura :

$$H_p = 1.94\text{m.}$$

✓ Largeur au sommet

$$\text{La Largeur}(b_p) : b_p = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4}\right) h_p$$

$$\text{On prend } b_p = \frac{1}{3h_p} = 0.6 \text{ m}$$

$$\text{On prend } b_p = 1\text{m}$$

✓ Fruits de talus

$$m_2 = (1.5 \div 2.5) \text{ on prend } m_2 = 1.5$$

$$m_1 = (1 \div 2) \text{ on prend } m_1 = 1.5$$

B) -Dimensionnement du Drain tapis

C'est une bande drainante disposée dans la partie aval du massif et au contact avec sa fondation, ce type de drainage assure le drainage du massif et de sa fondation et il présente l'avantage de rabattre la ligne de saturation à l'intérieur du massif

CHAPITRE IV

ETUDE DE VARIANTES

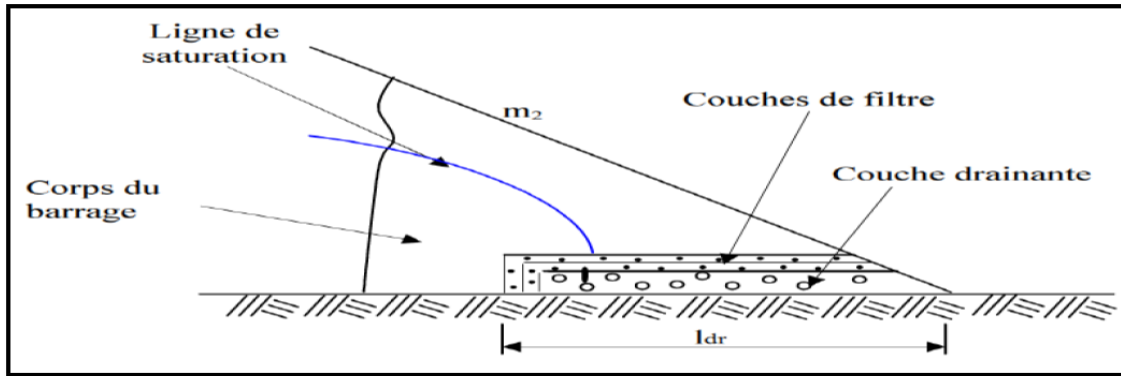


Figure IV-5: Coupe d'un tapis de drainage.

✓ La longueur du drain tapis

$$L_d = l_b / 3$$

L_d : longueur du drain tapis en m

L_b : longueur transversale du barrage ($L_b = 64,17\text{m}$)

On trouve $L_d = 21,39\text{m}$

C)-Dimensionnement du drain vertical

Lorsqu'il y a de grands risques d'anisotropie la seule solution valable est la projection d'un drainage vertical sous forme de bande d'enrochement ou de graviers protégée de part et d'autre par des filtres de transition

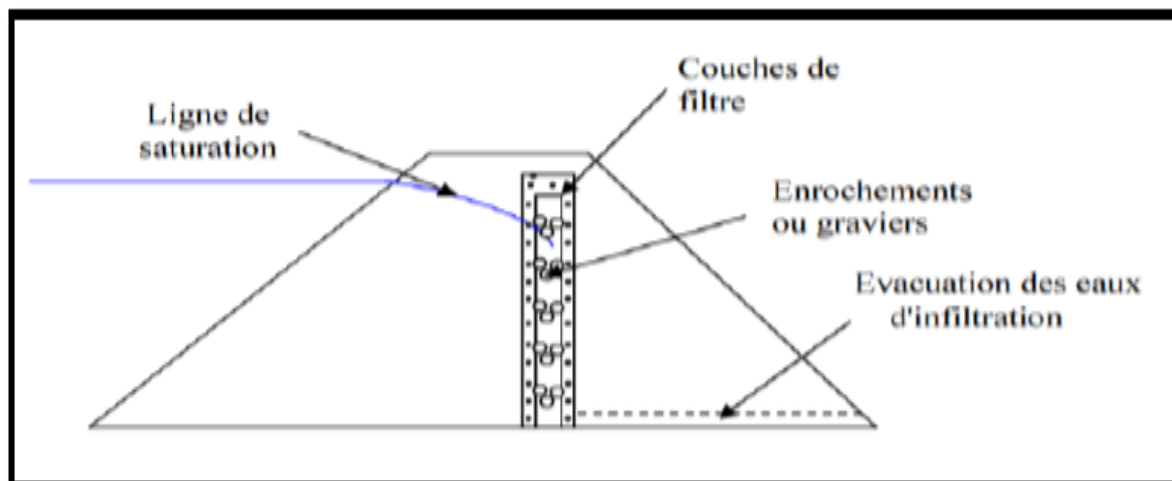


Figure IV-6 : Schéma d'un drain vertical.

La largeur minimale d'un tel drainage est de 1.00 mètre et sa position idéale est à l'aval de l'axe du barrage, sa hauteur doit être supérieure à la hauteur normale de la retenue (NNR).

IV.5.7.3 les filtres

Les filtres sont de minces couches successives de matériaux perméables dont la grosseur des éléments augmente dans la direction de l'écoulement. Ces filtres doivent assurer une

CHAPITRE IV

ETUDE DE VARIANTES

transition entre une couche à granulométrie donnée vers une couche à granulométrie plus grossière

✓ Le rôle des filtres

- Bloquer la migration des matricules fines entraine par la circulation de l'eau dans le massif
- Intercalés entre un massif de barrage et sa fondation si elle est argileuse contribue grandement à activer sa consolidation grâce à leur rôle drainant qui réduit les pressions internes.
- Entreposés entre deux couches à granulométrie différentes ils évitent que les grains fins de la première couche ne soient entraînés par les eaux d'infiltration à travers les matériaux de gros diamètre.

✓ Composition de filtre

Les filtres sont constitués de sables et de graviers dont les grains sont insolubles et non altérables en présence de l'eau. Ces dernières années les filtres granulaires sont de plus en plus remplacés par des géotextiles qui sont des produits industriels très économiques et faciles à mettre en œuvre

✓ Dimensionnement des filtres

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établies par BERTRAM en basé sur les conditions de TERZAGHI, perfectionnés en suite par les travaux du corps d'ingénieurs de l'année et le bureau de réclamation des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984).

Les conditions à respecter dans le choix de la granulométrie des filtres ont été dressées grâce à de nombreux essais effectués par Terzaghi.

Les conditions de Terzaghi suivant la granulométrie du filtre adopté :

$$\frac{D_{60}^{\text{filtre}}}{D_{10}^{\text{filtre}}} \leq 20 : \text{Condition d'uniformité du filtre}$$

$$\frac{D_{50}^{\text{filtre}}}{d_{50}^{\text{sol}}} < 25 : \text{Condition de parallélisme des courbes granulométriques.}$$

$$\frac{D_{15}^{\text{filtre}}}{d_{15}^{\text{sol}}} > 4 \div 5 : \text{Condition de perméabilité.}$$

$$\frac{D_{15}^{\text{filtre}}}{d_{85}^{\text{sol}}} \leq 4 \div 5 : \text{Condition d'entraînement des particules fines pour le phénomène de}$$

renard

La perméabilité du matériau de filtre peut raisonnablement être estimée par l'expression :

CHAPITRE IV

ETUDE DE VARIANTES

$$K=0.35.D_{15}^2 \text{ (cm/s)}$$

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont :

- Couches horizontales de sables.....0.15 m.
- Couches horizontales de graviers.....0.30 m.
- Couches verticales ou inclinées 0.50m.

IV.5.8 Etanchéité de la fondation

Lorsque les fondations du barrage sont imperméables, il suffit d'assurer la liaison entre le massif du barrage et sa fondation en réalisant un ancrage du dispositif d'étanchéité pour empêcher les infiltrations suivant la ligne de contact entre le barrage et sa fondation. Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer une bonne liaison entre la fondation et le corps de la digue

La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 2.5m et la pente des talus de la clé d'étanchéité est $m=1$

IV.3.1 Calcul des volumes des différents matériaux

Pour faire le choix de la variante à retenir, on doit procéder aux calculs des volumes des différentes variantes en ayant les prix unitaires des divers éléments.

Pour cela, on aura à procéder de la manière suivante :

- On trace le profil longitudinal du barrage ;
- On choisit des sections à travers le barrage ;
- Sur chaque coupe, on détermine l'aire de la section transversale du barrage pour la coupe i .

Le volume total du barrage s'obtient en sommant les volumes partiels des différentes sections de coupe.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \dots\dots\dots (IV.12)$$

$$\text{Avec } V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} L_i$$

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

Barrage homogène en argile

a) Recharge (argile)

Les résultats de calcul sont exprimés dans le tableau suivant :

Tableau IV-6: Volume de recharge (argile)

Coupe	S_i	S_{i+1}	L_i	V_i
-------	-------	-----------	-------	-------

CHAPITRE IV

ETUDE DE VARIANTES

1	0	87.36	26	1135.68
2	91.06	654.75	23	8576.815
3	784.36	1045.98	22.67	20746.9039
4	1014.99	873.38	20.33	19195.2811
5	954.23	534.64	28	20844.18
6	592.11	0	32	9473.76
7	0	/		79972.62

b) Filtre et drains

Les tableaux suivants recapitulent et les volumes des graviers et des sables utilise pour les drains

Tableau IV-7 Calcul des volumes de sable

	Si	Smoy	di	Volume
1	0	9.05	26	235.3
2	9.78		23	283.82
3	22.63	20.05	22.67	454.534
4	24.06	23.64	20.33	480.601
5	21.81	21.04	28	589.12
6	17.72	8.67	32	277.44
7	0			
				2320.81

Tableau IV-8: Calcul des volumes des graviers

CHAPITRE IV

ETUDE DE VARIANTES

	Si	Smoy	di	Volume
1	0	9.05	26	235.3
2	9.78		23	283.82
3	22.63	20.05	22.67	454.534
4	24.06	23.64	20.33	480.601
5	21.81	21.04	28	589.12
6	17.72	8.67	32	277.44
7	0			
				2320.81

b) Protection en Rip- Rap (enrochement)

Tableau IV-9: Volume de Rip rap

N°	Si	Smoy	di	Volume
1	0	5.46	26	141.96
2	8.13		23	424.35
3	21.09	24.12	22.67	546.8
4	24.02	21.18	20.33	430.589
5	20.11	17.24	28	482.72
6	14.74	6.09	32	194.88
7	0			
				2221.3

IV.3.2 Barrage a zonée

Nous adoptons cette variante lorsque la quantité des matériaux de construction pour une digue homogène est insuffisant

CHAPITRE IV

ETUDE DE VARIANTES

a) Recharge

Tableau IV-10 : Volume de recharge

N ^o	Si	Smoy	di	Volume
1	0	47.565	26	1236.69
2	95.13	336.735	23	7744.91
3	578.34	783.49	22.67	17761.7
4	988.64	876.79	20.33	17825.1
5	764.94	661.225	28	18514.3
6	557.51	278.755	32	8920.16
7	0			
				72002.9

b) Volume du noyau

Tableau IV-11 : Volume du noyau

	Si	Smoy	di	Volume
1	0	7.26	26	188.76
2	17.52	85.735	23	1971.91
3	153.95	176.215	22.67	3994.79
4	198.48	186.21	20.33	3785.65
5	173.94	127.555	28	3571.54
6	81.17	40.585	32	1298.72
7	0			
				14811.4

CHAPITRE IV

ETUDE DE VARIANTES

c) protection Rip-Rap

Tableau IV-12: Volume de rip-rap

	Si	Smoy	di	Volume
1	0	4.67	26	121.42
2	9.34			
3	20.72	15.03	23	345.69
		23.45	22.67	531.612
4	26.18	24.555	20.33	499.203
5	22.93	9.115	32	291.68
6	18.23			
7	0			2365.84

c) Volume des graviers

Tableau IV-13: Volume graviers

N	Si	Smoy	di	Volume
1	0	3.17	26	82.42
2	6.34			
3	13.22	9.78	23	224.94
		15.15	22.67	343.451
4	17.08	15.025	20.33	305.458
5	12.97	4.115	32	131.68
6	8.23			
7	0			1384.75

CHAPITRE IV

ETUDE DE VARIANTES

d) Volume des sables

Volume des sables = volume des graviers

IV.6.3 Barrage en enrochement avec masque en béton

Pour assurer l'étanchéité de barrage on peut recourir une étanchéité artificielle, deux techniques sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages : la géo membrane et la paroi moulée.

L'épaisseur du masque en béton est déterminée selon Matheron 2007 par la formule suivante :

$$e = 0.3 + 0.002 * H_b$$

Avec : H_b : hauteur du barrage

On trouve $e = 0.321$

On prend $e = 0.4$ m pour la sécurité

A) Recharges (enrochements)

Tableau IV-14 : Calcul des volumes des recharges

N°	Si	Smoy	di	Volume
1	0	45.69	26	1187.94
2	91.38	441.895	23	10163.6
3	792.41	970.485	22.67	22000.9
4	1148.56	1123	20.33	22830.5
5	1097.43	841.385	28	23558.8
6	585.34	292.67	32	9365.44
7	0			
				89107.1

CHAPITRE IV

ETUDE DE VARIANTES

b) Volume d'enrochement

Tableau IV-15 : Calcul de volume de béton

	Si	Smoy	di	Volume
1	0	3.88	26	100.88
2	7.76	12.15	23	279.45
3	16.54	20.2	22.67	457.934
4	23.86	22.145	20.33	450.208
5	20.43	17.335	28	485.38
6	14.24	7.12	32	227.84
7	0			
				2001.69

IV.4 L'estimation du coût des variantes

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes

Tableau IV-7: Coûts des différentes variantes étudiées

Variante	Matériaux	Unité	Quantité	(DA)	Cout (DA)	Total (DA)
Homogène	Recharge	m^3	79972.62	500	39986310	47213887.2
	Rip-rap	m^3	2320.8147	1200	2784978	
	Sable	m^3	2221.2998	1000	2221300	
	Gravier	m^3	2221.2998	1000	2221300	
Zonée	Recharge	m^3	72002.914	500	36001457	49111792.5
	Noyau	m^3	14811.3684	500	7405684	
	Rip-rap	m^3	2365.8447	1200	2839014	
	Sable	m^3	1384.744	1000	1384744	
	Gravier	m^3	1384.744	1000	1384744	
En enrochement	Recharge	m^3	89107.1283	1000	89107128	173178186
	Béton	m^3	2001.69185	42000	84071058	

Conclusion

On remarque après l'estimation du coût des différentes variantes que les deux variantes : digue à noyau d'argile et homogène sont les plus économiques et vu que la disponibilité des

CHAPITRE IV

ETUDE DE VARIANTES

matériaux, et la géologie de terrain le barrage homogène est plus adapté du point de vue économique et ainsi technique.

Chapitre V
ETUDE DE
VARIANTE
CHOISIE

CHAPITRE V

ETUDE DE VARIANTE CHOISIE

Introduction

La variante la plus adéquate est la digue homogène avec un drain vertical, les résultats de calcul de son dimensionnement sont représentés dans le chapitre précédant de l'étude des variantes.

V.1 Étude de la variante retenue

V.1.1 Définition de profil général du barrage

La digue de la retenue sur Oued Maghraoua constituée de remblai homogène, avec une hauteur totale de 10.77m. La largeur en crête est de 5m et les fruits des talus amont et aval sont données successivement de (2.5; 2.5).

V.1.2 Conception de la digue

La digue de la retenue collinaire sur oued Maghraoua est une digue homogène

La composition constructive sera comme suit :

- Fondation ancrée à 2,6 mètres pour éviter le niveau alluvionnaire
- Filtre un prisme aval
- Recharges argileuses mélangées avec des alluvions

Revêtements sur les talus amont et aval de la digue.

Le niveau de la crête a été arrêté à la côte 254.23 m

V.2 Calcul des filtres

La nécessité de placer des filtres entre des sols de granulométrie très différente est une pratique normale dans l'ingénierie. Les particules plus fines que le sol peuvent être entraînées par les forces de filtration et produire le phénomène de renard. Pour éviter ce phénomène, on protège le sol soumis au flux, dans ce cas, c'est la digue, avec des sols qui possèdent une granulométrie plus grossière pour éviter l'entraînement par les forces de filtration

Ces filtres peuvent être situés :

- Entre deux couches du 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.

CHAPITRE V

ETUDE DE VARIANTE CHOISIE

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

Un filtre ne doit ni se colmater ni se dégrader par entraînement de ses éléments. On désigne par D_p et d_p les diamètres des grains du filtre et du matériau filtré.

- **Règles des filtres**

L'exigence primordiale aux sols des filtres est qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du phénomène de Renard.

Condition 1 :

$$\frac{D_{50}}{d_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} (1+0.05\eta)^{\frac{n}{1-n}} \dots\dots\dots(V.1)$$

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.

$n_0 = 0,45$ pour les sols argileux

Condition 2 :

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

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

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

$D_{85} = 16.5$ mm (Gravier) Diamètre des particules à 85%

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

b-Détermination de la granulométrie du filtre

En tenant compte des règles suivantes :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$$

Avec :

D_{50} : diamètre de filtre

CHAPITRE V

ETUDE DE VARIANTE CHOISIE

D15 : diamètre du sol à protéger.

- **Granulométrie de sol a protégé**

$$d_{15} = 0.0007 \text{ mm}$$

$$d_{50} = 0.008 \text{ mm} \quad d_{85} = 0.06 \text{ mm}$$

- La première couche de filtre est entre le Corps du barrage et la première couche de drain à des limites suivantes :

$$- 0.008 \text{ mm} < D_{15} < 0.028 \text{ mm}$$

$$- 0.096 \text{ mm} < D_{50} < 0.464 \text{ mm}$$

- La courbe granulométrique moyenne est : $D_{15} = 0.018 \text{ mm}$ $D_{50} = 0.280 \text{ mm}$

- La deuxième couche des filtres on la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche :

$$d_{R15R} = 0,0004 \text{ mm.}$$

$$d_{R50R} = 0,005 \text{ mm.}$$

$$d_{R85R} = 0,03 \text{ mm.}$$

$$- 0.0048 \text{ mm} < D_{15} < 0.016 \text{ mm}$$

$$- 0.06 \text{ mm} < D_{50} < 0.29 \text{ mm}$$

D'où la courbe granulométrique moyenne à aux dimensions suivantes :

$$D_{50} = 0.18 \text{ mm}$$

$$D_{15} = 0.010 \text{ mm}$$

- **Vérification de l'absence du RENARD dans le sol des filtres**

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

$$\frac{D'_{15}}{D'_{17}} \geq 0.32 \sqrt[n]{\eta} (1 + 0.05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots (V.2)$$

D'après la courbe granulométrique de

$$d_{5} = 0.12 \text{ mm} \quad \text{et} \quad d_{10} = 0.18 \text{ mm}$$

$$d_{17} = 0.25 \text{ mm} \quad \text{et} \quad d_{60} = 1.2 \text{ mm}$$

η : Coefficient d'hétérogénéité

$$\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 2.8$$

$$n = 0.4 \times 0.1 \log \eta = 0.40$$

$$\frac{D_{5}}{D_{17}} = 0.48 \text{ et } \frac{D'_{15}}{D'_{17}} = 0.27$$

CHAPITRE V

ETUDE DE VARIANTE CHOISIE

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

- **Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition)**

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

$$D_{15} = 0.018 \text{ alors } d_{85} = 0.0045$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée

V.3 Etude des infiltrations

V.3.1 Objectif de calcul d'infiltration

L'objectif de cette partie est de déterminer :

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

V.3.2 Positionnement de la ligne de saturation

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle, on l'appelle aussi « ligne phréatique

Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est

$$X = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0} \dots\dots\dots(V.3)$$

Tel que :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

Avec :

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

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont

$$b = mb * h = 3 * 7.62 = 28.59 \text{ m}$$

$$b = 28.59 \text{ m}$$

L'emprise de la digue : Lb = 64,17 m

$$d = Lb - 0,7 * b = 48.17$$

$$d = 44.157 \text{ m}$$

h : La hauteur d'eau en amont (h = 7.62 m).

On trouve $y_0 = 0,60 \text{ m}$.

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

CHAPITRE V

ETUDE DE VARIANTE CHOISIE

$$y^2 = 2xy_0 + y_0^2 \quad \text{on aura} \quad y^2 = 1,2x + 0,36$$

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

$$A = \frac{y_0}{2} = \frac{1}{2} (\sqrt{h^2 + d^2} - d) \dots\dots\dots(V.4)$$

$$A = 0,3$$

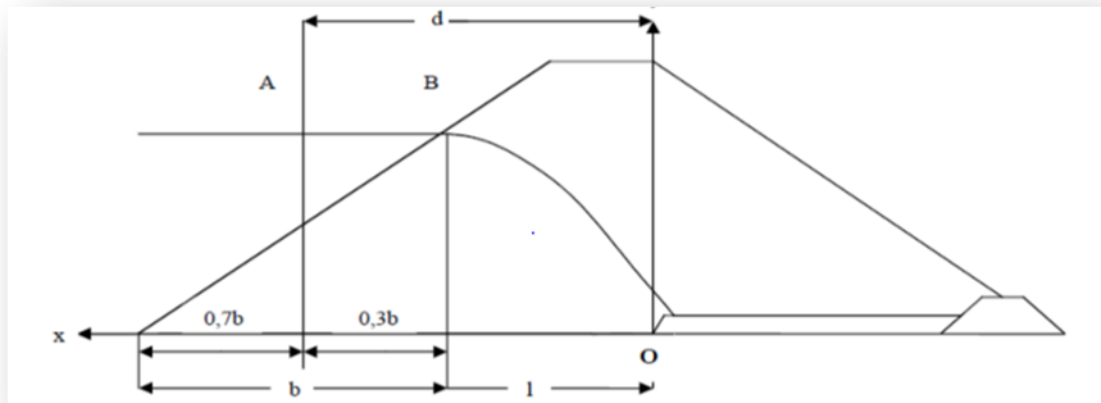


Figure V-1: Positionnement de la ligne de saturation

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale.

Y(m)	0.00	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	6.50	7.00	7.62
X(m)	-0.30	-0.09	0.53	1.58	3.03	4.91	7.20	9.91	13.03	16.58	20.53	24.91	29.70	34.91	40.53	48.09

Tableau V-1: Coordonnées de la parabole de KOZENY

La ligne de saturation de la parabole de KOZENY est représentée dans la planche N

V.3.3 Calcul du débit de fuite par infiltration

a) Digue :

Nous appliquons la loi de Darcy pour le calcul du débit de fuite à travers le barrage.

$$q = K.I.A$$

Avec : q : débit d'infiltration (m² /s/ml)

I : gradient hydraulique

CHAPITRE V

ETUDE DE VARIANTE CHOISIE

K : Coefficient de perméabilité. ($K=10^{-7}$ m/s)

A : section d'infiltration par unité de longueur.

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

$$\text{Donc } q = Ky \frac{dy}{dx}$$

$$\text{Avec : } y \frac{dy}{dx} = y_0 (y_0 = 0.60 \text{ m})$$

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

Le débit total à travers le barrage sera : $Q = q.L$

A.N :

$$q = 10^{-7} \times 0.42 = 6 \times 10^{-8} \text{ m}^3\text{/s/m}$$

$$Q_d = q.l = 6 \times 10^{-8} \times 152$$

$$Q_d = 9,12.10^{-6} \text{ m}^3\text{/s}$$

b) Fondation :

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

$$q = K.I.A \text{(V.5)}$$

Avec :

K : Coefficient de perméabilité de la fondation. ($K=10^{-8}$ m/s)

$$I = H_e/L_b$$

H_e = charge de la retenue = 7.62 mce

L_b = 64.17 m (L'emprise du barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur.

$A = T.l$ ($T = 2.5$ m Profondeur du sol de fondation perméable)

$$\text{D'où } q = K.I.T$$

A.N :

$$q = 10^{-8} \times \frac{7.62}{64.17} \times 2.5$$

$$q = 2,96.10^{-9} \text{ m}^3\text{/s/m}$$

Donc :

$$Q_f = q.L = 2,96.10^{-9}.152$$

CHAPITRE V

ETUDE DE VARIANTE CHOISIE

$$Q_f = 4.51 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3 / \text{s}$$

Débit total d'infiltration

$$Q_t = Q_f + Q_d$$

$$Q_t = 9,57 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 / \text{s}$$

V.4 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage

1) Dispositif d'étanchéité

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

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \dots\dots\dots (V.6)$$

ΔH : perte de charge dans le corps de la digue.

δn : épaisseur moyenne de la digue 2.5m

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on la détermine dans le chapitre précédent

$$I_{adm} = 1.95$$

$$\Delta H = 7.62 \text{ met } \delta n = 25 \text{ m}$$

$$I = 0.3 < I_{adm}$$

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

2) Fondation de barrage

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

$$I < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (V.7)$$

Avec :

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

Tableau V-2 : Classification de l'ouvrage en fonction de type du sol de la fondation

Type de sol	Classe de l'ouvrage
	VI
Argile compactée	1.95
Limon	1.35
Sable moyen	1
Limon sableux	0.85

CHAPITRE V

ETUDE DE VARIANTE CHOISIE

Sable fin	0.75
-----------	------

V.5 Etude de stabilité

La stabilité d'un talus est définie par la valeur du coefficient de sécurité. Cette valeur exprime la magnitude dans laquelle on peut réduire la résistance au cisaillement du sol pour que le glissement se produise le long de la surface la plus défavorable. Le résultat final du coefficient de sécurité dépend de

- Les paramètres mécaniques du sol, obtenus pour l'investigation géotechniques, représentant les états de charge nécessaires à étudier tout en concevant le talus.
- La méthode de calcul de stabilité utilisée dans l'examen du facteur de sécurité.
- L'approximation avec laquelle on définit les valeurs des pressions interstitielles (pressions des pores) et leur mode d'utilisation dans la méthode d'analyse de la stabilité choisie.

Le calcul de stabilité du talus est effectué dans le but de déterminer le coefficient de sécurité minimal qui garantit le bon fonctionnement de l'ouvrage et qui reste le plus économique

V.5.1 Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)

La stabilité des barrages en terre est étudiée au moyen des méthodes utilisées plus généralement pour l'étude des pentes en mécanique des sols, les plus courantes sont celles de FELLENIUS, BISHOPB, SPENCER, JANBU. Toutes sont des méthodes d'équilibre de forces, dans lesquelles les forces déstabilisatrices (poids, pressions interstitielles) doivent être compensées par des forces résistantes, avec des marges de sécurité conventionnellement choisies. Un facteur qui influe très fortement sur la stabilité est la pression interstitielle qui peut s'installer de façon durable dans le remblai :

- En raison des écoulements permanents à travers le remblai.
- En conséquence des variations des contraintes résultantes de la construction d'une vidange rapide ou bien de séismes.

Plusieurs configurations doivent être analysées à savoir :

a) Fonctionnement normal (talus aval) Le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés ; le champ de pression interstitielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation) en tenant compte des diverses perméabilités.

b) Fin de construction (talus aval et amont) Pas encore d'action de la retenue mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées.

CHAPITRE V

ETUDE DE VARIANTE CHOISIE

c) **Vidange rapide (talus amont)** Après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont

Les coefficients de sécurité couramment admis en fonction de la classe du barrage sont groupés dans le Tableau suivant

Tableau V-3: Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison de charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	VI
Sans séisme	1,3 ÷ 1,4	1,2 ÷ 1,15	1,15 ÷ 1,1	1,1 ÷ 1,05
Avec séisme	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,05

Notre barrage fait partie de la classe VI, les coefficients admissibles seront donc :

- Sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,1 - 1,05$
- Avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcul le coefficient de sécurité sans et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus. La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation

V.5.2 Méthode de FELLENIUS

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

V.5.3 Ordre de calcul (Méthode des tranches)

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

Avec :

$$R_1 = K_1 H_b \text{ et } R_2 = K_2 H_b. \dots\dots\dots(V.8)$$

CHAPITRE V

ETUDE DE VARIANTE CHOISIE

Hb : Hauteur totale du barrage (Hb=10,77 m).

(K1-K2) : sont déterminés en fonction de pentes de talus

Tableau V-4: Les différentes valeurs de K1 et K2

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
K1= R1/Hb	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
K2= R2/Hb	1,5	1,75	2,3	3,75	4,4	5,5

Pour notre cas

Talus	Pente de talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont	2.5	0.875	2.025	9.42	21.81
Aval	2.5	0.875	2.025	9.42	21.81

- ✓ Le centre des rayons étant le point « B »
- ✓ L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) 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 côté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o ».

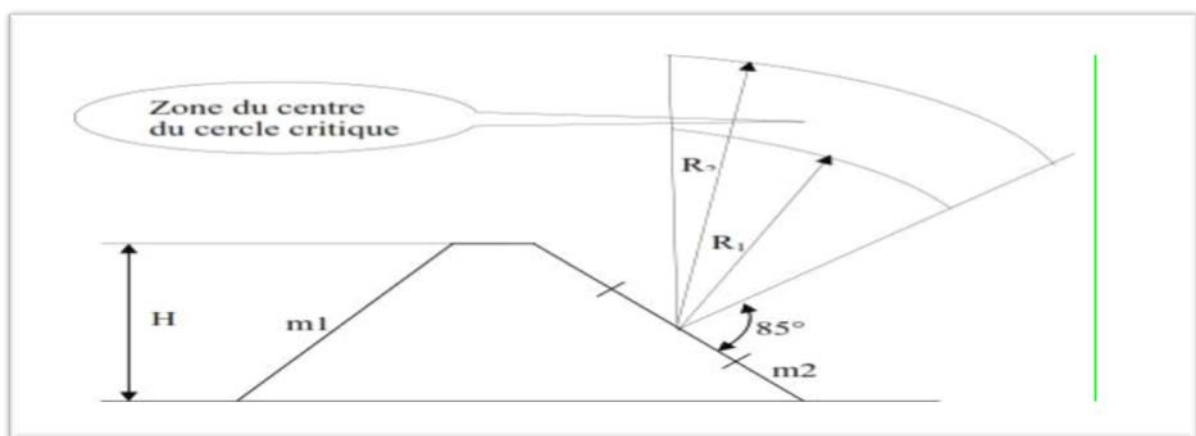


Figure V-2: Zone du centre du cercle critique selon le principe de Fondeev

CHAPITRE V

ETUDE DE VARIANTE CHOISIE

- ✓ On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0,1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie 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 :

1. Composante normale (forces stabilisatrices) :

$$N = G_n \cos \alpha$$

2. Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :

$$T = G_n \sin \alpha$$

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

$$\sin \alpha = \frac{\text{numero d'ordre de la section divisée}}{10}$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

V- 4-4- Les caractéristiques géotechniques des sols

Elles sont représentées dans le tableau suivant

Tableau V-5: Caractéristique géotechnique

Paramètres	Unité	Digue	Fondation
φ°	Degré	19	28
C	t/m ³	3.2	8.1
Γ_{sat}	t/m ³	1.98	1.99
Γ_d	t/m ³	2.0	2.02

La densité déjaugée $\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \dots \dots \dots (V.8)$

V.4.5 Calcul des forces appliquées à chaque tranche

- a) -Force de pesanteur (poids propre de la tranche)

CHAPITRE V

ETUDE DE VARIANTE CHOISIE

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

$$G_n = b (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3) \dots\dots\dots(V.9)$$

Avec :

h_1 , h_2 , h_3 : hauteurs des tranches.

γ_1 : densité de la zone du massif située au-dessus de la ligne de saturation.

γ_2 : densité de la zone du massif située au-dessous de la ligne de saturation.

γ_3 : densité de l'assise. b : largeur de la tranche

b) -Force de pression interstitielle

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

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl$$

Avec : 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

$$F_c = c \cdot dl$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

d) -Forces dues au séisme

$$T = a \cdot G_n$$

a : Coefficient d'accélération

$$a = 0.12$$

Avec :

$$a = \alpha \cdot g$$

G_n : Poids de la tranche

V-4-6 Classement des forces

On peut classer toutes ces forces comme suit :

➤ Les forces stabilisatrices

a. Force de frottement $F_1 = N \tan \varphi - U \cdot dl$

Avec :

φ : Angle de frottement

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

CHAPITRE V

ETUDE DE VARIANTE CHOISIE

b. Force de cohésion

$$F_c = c \, dl$$

F Avec :

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

R : rayon de la courbe de glissement.

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

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

$$M_s = [(N_n - U \, dl) \, \text{tg} \varphi + c \, dl]$$

➤ Les forces motrices

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle (T_n), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n$$

V-4-7-Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

Le coefficient « K_s » sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

a) Retenue pleine (talus aval)

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - p_i) \text{tg} \varphi + \sum c_i \, dl}{\sum G_n \sin \alpha_n} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (V.10)$$

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - p_i) \text{tg} \varphi + \sum c_i \, dl}{(1/R) \sum G_n \sin \alpha_n} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (V.11)$$

Avec :

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme.

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme

b) Cas de fin de construction (talus aval et talus amont)

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \text{tg} \varphi + \sum c \, dl}{\sum T_n} \dots \dots \dots (V.12)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \text{tg} \varphi + \sum c \, dl}{\sum T_n + (1/R) \sum a \, G_n \, d_n} \dots \dots \dots (V.13)$$

CHAPITRE V

ETUDE DE VARIANTE CHOISIE

c) Vidange rapide (talus amont)

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg}\varphi + \sum C_i dl}{\sum T_{ni}} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (V.14)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg}\varphi + \sum C_i dl}{\sum T_{ni} + (1/R) \sum G_n a_{ni} d_{ni}} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (V.15)$$

Les coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement. Sont représenté dans l'Annexe B

Tableau V-6: Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		K_{ss}	K_{as}
Fin de Construction	Talus aval		
	R1=24.6	2.88	1.97
	R2=23.5	2.21	1.61
	R3=22.8	2.8	1.91
Fonctionnement Normale	Talus amont		
	R1=28.5	3.16	2.21
	R2=25.1	1.81	1.26
	R3=22.5	2.02	1.48
Vidange Rapide	Talus amont		
	R1=28	4.37	3.10
	R2=26.4	3.90	2.71
	R3=25.33	3.67	2.45

Conclusion

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme. Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

Chapitre VI
ETUDE DES
OUVRAGES
ANNEXES

CHAPITRE VI

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

Introduction

Pour exploiter la retenue d'un barrage il est nécessaire de mettre en place des ouvrages dits annexes. 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 tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue sont

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

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

VI.1 Evacuation de crue

C'est un ouvrage d'une importance primordiale, essentiel à la sécurité du barrage.

Y deux catégories d'évacuateur de crues :

- 1- L'évacuateur à écoulement libre
- 2- L'évacuateur par puits noyé

VI.1.1 Critère 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 exigences topographiques et géologiques de site
3. Facilité de modification
4. Le coût de l'ouvrage

VI.1.2 Différents types des évacuateurs de crues

VI.1.2.1 L'évacuateur de crues en puits (tulipe)

a- Les avantages :

- 1- évacuateur d'importance débits ($80 < Q < 6000$) m^3/s
- 2- bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges

b- Les inconvénients :

- 1- Problème de saturation (débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
- 2- Problème de vibration

CHAPITRE VI

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

- 3- Problème de liaison difficile à assurer (digue- conduite ou galerie)
- 4- Prévoir des protections antivortex (coût et entretien)
- 5- Dissipation au pied de la digue

VI.1.2.2 L'évacuateur de crues en siphon

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge posé sur le corps du barrage

a- Les avantages :

- 1- Aucune exigence topographique
- 2- Calcul usuel

b- **Les inconvénients :**

- 1- Amorçage et désamorçage
- 2- Entretien indispensable
- 3- Débit faible à évacuer
- 4- Dispositif sur le corps de la digue

VI.1.2.3 L'évacuateur de crues latéral à entonnement latéral

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversant.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier

VI.1.2.4 Evacuateur de crue latérale à entonnement frontal

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages suivants :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- Facilité de réalisation.

-Ces inconvénients sont :

- Le coût élevé.
- La difficulté de modification

VI.1.3 Choix de variante

Dans notre cas on opte pour un évacuateur de crues de type frontal placé sur la rive droite en partant de l'amont et qui est moins abrupt présentant un aspect économique

CHAPITRE VI

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

VI.1.4 Dimensionnement de l'évacuateur de crue

L'évacuateur de crue latéral constitue des éléments suivants :

- Canal d'approche (amenée)
- Un déversoir.
- Transition
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Canal de fuite (canal de sortir)

➤ Calcul hydraulique

$$Q_{1\%} = 66.14 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{lamine}} = 26.22 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{\text{dév}} = 1.5 \text{ m}$$

$$B_{\text{dév}} = 24 \text{ m}$$

$$\text{NNR} = 251.2 \text{ m}$$

VI.1.4.1 Canal d'amenée

- Vitesse d'approche

$$V_a = Q_{\text{projet}}/S \dots\dots\dots(VI.1)$$

Où :

Q : Débit de projet à évacuer (m³/s).

S : section mouillée (section rectangulaire en m²).

$S = (P + H) * B$ H : lame déversante.

B : Largeur de déversoir.

P : Hauteur de pelle. $0.4 < P \leq 1.6$

$$H_{\text{dév}} = 1,5 \text{ m. } P = 0,7 \text{ m}$$

$$H_n = H_{\text{dév}} + p = 2.2 \text{ m}$$

$$V = 1.25 \text{ m/s}$$

$$V_{\text{adm}} = (4.4 - 10) \text{ m/s}$$

$$V \leq V_{\text{adm}}$$

Donc pas de risque de l'érosion et d'affouillement

CHAPITRE VI

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

VI.1.4.2 Le déversoir

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

$$Y/H = 0.47 \times (x/H)^{1.85} \dots\dots\dots(VI.2)$$

$$H_0 = H_{dév} + \frac{v_{ap}^2}{2g} \dots\dots\dots(VI.3)$$

$$H_0 = 1.50 + \frac{1.25^2}{2g} = 1.58 \text{ m} \quad Y = 0.47 \times \frac{X^{1.85}}{H_0^{0.85}}$$

$$Y = X^{1.85} \frac{1}{2 \cdot (1.58)^{0.85}}$$

$$Y = 0.34 X^{1.85}$$

Le rayon $R = 0.5 \times P$

$$R = 0.35 \text{ m}$$

Tableau VI-1: Coordonnées de la nappe déversante

X(m)	Y (m)
0	0
0.25	0.05078471
0.5	0.18307896
0.75	0.38762098
1	0.66
1.25	0.99730377
1.5	1.39737434
1.75	1.85850753
2	2.37930122
2.25	2.95856826
2.5	3.59528193
2.75	4.28853955
3	5.03753709

CHAPITRE VI

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

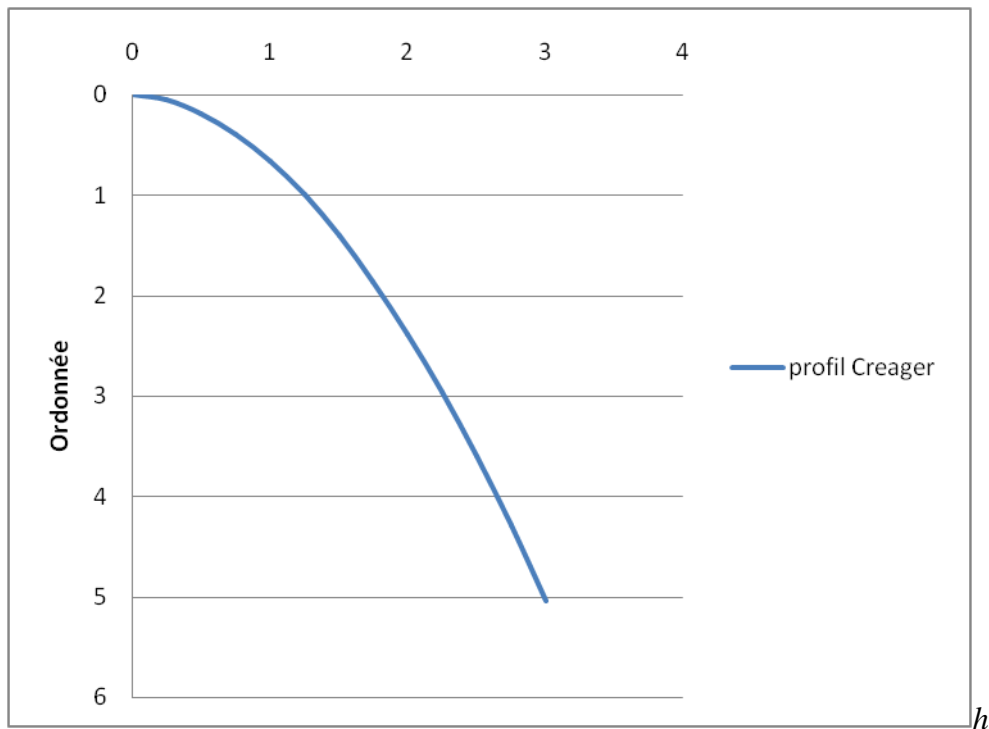


Figure VI-1: Profil Creager du déversoir

- **Calcul de la vitesse de déversement**

$$V = Q/S \dots\dots\dots(VI.4)$$

$$S = B \times h = 36 \text{ m}^2$$

$$V = 1.84 \text{ m/s}$$

- **Calcul de débit spécifique au-dessus du seuil**

$$q = Q/B \text{ m}^3/\text{s/m} \dots\dots\dots(VI.5)$$

$$q = 2.76 \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

- **La hauteur critique au niveau du seuil**

$$h_{cr} = 3 \sqrt{\frac{\alpha q^2}{g}} \dots\dots\dots(VI.6)$$

$$\alpha = 1$$

$$h_{cr} = 0.96 \text{ m}$$

La vitesse critique $V_{cr} = \frac{q}{h_{cr}}$

$$V_{cr} = 2.88 \text{ m/s}$$

- **La pente critique**

CHAPITRE VI

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

$$I_{cr} = \left(\frac{V_{cr}}{75h_{cr}^{2/3}} \right)^2 \dots\dots\dots(VI.7)$$

$$I_{cr} = 0.0015$$

- Calcul de l'énergie spécifique

$$E_0 = H + P + \alpha \times \frac{v_d^2}{2.g} \dots\dots\dots(VI.8)$$

$$E_0 = 1.5 + 0.7 + \frac{2.88^2}{2 \times 9.81}$$

$$E_0 = 2.6 \text{ m}$$

VI.1.4.3 Chenal d'écoulement

Le chenal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface, sa pente est suffisamment faible (inférieur 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 profondeur critique y_c

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} \dots\dots\dots(VI.9)$$

Avec :

Q: débit de projet lamine (Q= 66.14m³/s).

b: largeur du canal (b=25m).

g: l'accélération de pesanteur (g=9,81m²/s).

$$y_c = 0.89 \text{ m}$$

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

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

Avec :

R : rayon hydraulique (en m).

I : la pente en (m/m).

S : section mouillée

K : coefficient de Manning-Strickler (K=71).

Pour une section rectangulaire

$$I_c = \left[\frac{Q(b+2h_c)^{2/3}}{K(bh_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots(VI.10)$$

CHAPITRE VI

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

$$I_c = 0.0024 = 0.24\%$$

- **Calcul de la profondeur normale**

La profondeur normale h_n se déduit de la formule de Manning Strickler

$$Q = S \times C \times \sqrt{R \times I} \dots \dots \dots (VI.11)$$

Avec :

S : section du chenal $S = b \times h_n$

I : pente de chenal $I = 0.01\%$

Cn : coefficient de Chezy $C_n = R^{1/6} / n$

R : rayon hydraulique
$$R = \frac{S}{P} = \frac{b h_n}{2 h_n + b}$$

En substituant chaque terme par sa valeur on aura l'équation qu'on résoudra avec la méthode itérative suivante

$$Q = \frac{1}{n} \times I^{1/2} \times (L h_n)^{5/2} \times (2 h_n + L)^{-3/2} \dots \dots \dots (VI.12)$$

Tableau VI-2: Calcul de la profondeur normale par itération

Hn(m)	(b*hn)^(5/2)	(2Hn+B)^(-2/3)	Q S
0.2	55.9017	0.11573	11.6044
0.25	97.6563	0.11543	20.2191
0.3	154.047	0.11513	31.8113
0.35	226.475	0.11483	46.6465
0.4	316.228	0.11453	64.9643
0.4029	321.991	0.11451	66.1383

- $h_n = 0.4029$ m
- Calcul $V_n : Q = v_n S_n$

$$v_n = \frac{Q}{b h_n}$$

$$v_n = 6.566 \text{ m/s}$$

- Calcul des paramètres hydraulique :

$$S_c = b h_{cr} = 22.25 \text{ m}^2$$

CHAPITRE VI

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

$$p_c = 2h_{cr} + b = 26.78 \text{ m}$$

$$R_c = \frac{S_c}{P_c} = 0.83 \text{ m}^2 \text{ g}^2$$

$$C = \left(\frac{1}{n}\right) R^{1/6} = 69.26$$

$$I_c = \frac{g h_c}{C_c^2 R_c}$$

$$I_c = 0.0021$$

- Interprétation des résultats

On :

$$I = 0.1 \% \text{ et } I_c = 0.21\%$$

$$h_n = 0.4029 \text{ m} \quad \text{et} \quad h_c = 0.89 \text{ m}$$

$$I < I_c$$

Alors Le régime devient fluvial

VI.1.4.4 La convergent

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier.

Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

- La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$L = 2,5 (l_1 - l_2)$$

Où :

l_1 : est la largeur au plafond du bief amont $l_1 = 12 \text{ m}$

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle $l_2 = 6 \text{ m}$

La longueur du convergent est de 15 m.

$$L = 15 \text{ m}$$

- Calcul du nombre de Froude dans la première section :

$$H_c = 0.89 \text{ m}$$

$$H_n = 0.4029$$

$$V_n = 6.566 \text{ m/s}$$

CHAPITRE VI

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

$$F_{r1} = \frac{V_n}{\sqrt{g \times h_n}} = 3.30$$

- Calcule du nombre de Froude dans la deuxième section :

$$\frac{F_{r1}}{F_{r2}} = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{b_2}{b_1}\right) \dots\dots\dots(VI.13)$$

$$F_{r2} = 4.4$$

- Calcule de la hauteur d'eau à la sortie du convergent

$$F_{r2} = \frac{V_n}{\sqrt{g \times y_2}} = \frac{Q}{b_2 \times y_2 \sqrt{g \times y_2}} \dots\dots\dots(VI.14)$$

$$y_2 = 0.86 \text{ m}$$

$$v_2 = 12.82 \text{ m/s}$$

- Calcule de l'angle de contraction du convergent

$$\theta = \text{tg}^{-1} \frac{1}{2F_{r1}} \left(\frac{b_1}{b_2} - 1\right) \dots\dots\dots(VI.15)$$

$$\theta = 26.04^\circ$$

VI.1.4.5 Coursier

En général, le coursier commence par un convergent amenant à la section de contrôle (section où atteinte la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente, sa largeur est calculée est estimée à :

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

- **La profondeur critique**

La condition de l'état critique est

$$F^2 = \frac{LQ^2}{gS^3} = 1 \dots\dots\dots(VI.16)$$

Pour un canal rectangulaire

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}} \dots\dots\dots(VI.17)$$

$$h_c = 2.31 \text{ m}$$

- **La pente critique**

$$I_{cr} = \left[\frac{Q}{C_{cr} S_{cr} R_{cr}^{1/2}} \right]^2 \dots\dots\dots(VI.18)$$

CHAPITRE VI

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

Sc : section critique $S_c = b \cdot h_{cr}$;

Rc : rayon critique $R_c = S_c / P_c$;

n: coefficient de rugosité $n = 0,014$ (revêtement en béton).

Cc : coefficient de Chézy

$$C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{\frac{1}{6}} \dots \dots \dots (VI.19)$$

A. N=

$$S_c = B h_{cr} = 13.86 \text{ m}^2$$

$$p_c = 2 h_{cr} + B = 10.62 \text{ m}$$

$$R_c = \frac{S_c}{p_c} = 1.30 \text{ m}$$

$$C_{cr} = 74.62$$

$$I_{cr} = \left[\frac{66,14}{74,62 \cdot 13,86 \cdot 1,3^{1/2}} \right]^2 = 0.0031$$

$$I_{cr} = 0.31\%$$

- **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).

$$Q = S \times C \times \sqrt{RI} \dots \dots \dots (VI.20)$$

Avec :

S : section du coursier $S = b \cdot h_n$;

I : pente du coursier $I = 19\%$;

Cn : coefficient de Chézy $C_n = \frac{1}{n} R^{1/6}$

R : rayon hydraulique

En substituant De la même manière que pour le chenal d'écoulement, on aura :

$$Q = \frac{1}{n} \times I^{1/2} \times (b h_n)^{\frac{5}{2}} \times (2 h_n + b)^{-3/2} \dots \dots \dots (VI.21)$$

CHAPITRE VI

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

On aura :

On constate que $I_{cr} > I$ ($h_n < h_{cr}$) donc le régime d'écoulement est torrentiel et le canal est à forte pente

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

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatique, l'équation à résoudre en considérant $Dq/dx = 0$ est :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - F_{r2}} \dots \dots \dots (VI.22)$$

Avec :

S_0 : Pente de 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 différence finies :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - \frac{n^2 \times Q^2}{A^2 \times R^{4/3}}}{1 - (Q^2 \times B) / g \times A^3} \dots \dots \dots (VI.23)$$

On donne des valeurs arbitraires à Y_i et on calcule la distance

Δx correspondante aux profondeurs Y_i et on calcul la profondeur moyenne

$$Y_{moy} = \frac{Y_i + Y_{i+1}}{2} \dots \dots \dots (VI.24)$$

Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen on calcul Δx à chaque valeur Y_i utilisant Y_{moy} et en l'ajoute à Δx cumulés jusqu'à cette si la somme est supérieure à longueur L, et on continue avec une valeur de jusqu'à trouver la somme de Δx égale à longueur L de coursier.

Dans notre cas toujours

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau

Tableau VI-3: Différents paramètres de calcul de la ligne d'eau

$Q(m^3/s)$	Strickler	I (m/m)	Y_n (m)	Y_c (m)
66.14	71	0.0031	0.4029	2.31

L : la longueur du coursier $L=97.6$ m

CHAPITRE VI

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

- $\Delta x = \Delta y \frac{1+Fr^2}{S_0 - S_f} \dots \dots \dots (VI.25)$

- $S_f = \frac{n^2 Q^2}{S_{moy}^5 \times R_{moy}^{4/3}} \dots \dots \dots (VI.26)$

- $L = L_0 + (-1)\Delta x \dots \dots \dots (VI.27)$

Avec :

S_f : Pente de la ligne d'énergie

S_0 : Pente du fond

On prend un pas de $\Delta y=0.02$ m

Tableau VI-4: Calcul de la ligne d'eau du coursier

Y(m)	Smoy (m ²)	Rmoy(m)	Fr ²	1-Fr ²	$\frac{n^2 * Q^2}{A^2 * R^{4/3}}$	$S_0 - \frac{n^2 * Q^2}{A^2 * R^{4/3}}$	Δx (m)	L(m)
Yc=2.31								
2.28	10,8	1,13	1,17	-0,17	0,003	0,24	-0,06	-0.06
2.26	10,5	1,11	1,27	-0,27	0,003	0,24	-0,06	-0.12
2.24	10,2	1,09	1,38	-0,38	0,003	0,24	-0,08	-0.2
2.22	9,9	1,06	1,51	-0,51	0,004	0,24	-0,11	-0.31
2.2	9,6	1,04	1,66	-0,66	0,004	0,24	-0,14	-0.45
2.18	9,3	1,02	1,83	-0,83	0,004	0,24	-0,18	-0.62
2.16	9.02	1,00	2,01	-1,01	0,005	0,24	-0,22	-0.84
2.14	8,7	0,98	2,23	-1,23	0,005	0,23	-0,26	-1.1
2.12	8,4	0,95	2,48	-1,48	0,006	0,23	-0,32	-1.42
2.1	8,1	0,93	2,76	-1,76	0,007	0,23	-0,38	-1.8
2.08	7,8	0,91	3,09	-2,09	0,007	0,23	-0,45	-2.25
2.06	7,5	0,88	3,48	-2,48	0,008	0,23	-0,54	-2.78
2.04	7,2	0,86	3,93	-2,93	0,009	0,23	-0,64	-3.42
2.02	6,9	0,83	4,47	-3,47	0,011	0,23	-0,76	-4.18
2	6,6	0,80	5,11	-4,11	0,012	0,23	-0,90	-5.08
1.98	6	0,75	6,80	-5,80	0,016	0,22	-2,59	-7.67
1.96	5,7	0,7	7,93	-6,93	0,019	0,22	-1,57	-9.17
1.94	5,4	0,7	9,33	-8,33	0,022	0,22	-1,91	-11.03
1.92	5,1	0,7	11,07	-10,07	0,027	0,21	-2,36	-13.31
1.9	4,8	0,6	13,28	-12,28	0,032	0,21	-2,95	-16.15
1.88	4,5	0,6	16,11	-15,11	0,039	0,20	-3,76	-19.77
1.86	4,2	0,6	19,82	-18,82	0,048	0,19	-4,91	-24.51
1.84	3,9	0,5	24,75	-23,75	0,061	0,18	-6,62	-30.91
1.82	3,72	0,5	28,52	-27,52	0,070	0,17	-4,86	-35.51
1.8	3,6	0,5	31,47	-30,47	0,078	0,16	-3,76	-38.96
1.78	3,3	0,46	40,86	-39,86	0,102	0,14	-14,44	-53.02
1.76	3,126	0,44	48,07	-47,07	0,121	0,12	-11,46	-64.03
1.74	3.01	0.32	50.12	-56.02	0.19	0,13	-11.42	-66.12
1.72	2.86	0.31	51.34	-60.23	0.23	0,14	-11.38	-68.23
1.7	2.64	0.289	57.23	-67.1	0.33	0,15	-11.34	-70.03
1.68	2.51	0.27	60.76	-69.63	0.42	0,16	-11.3	-73.45
1.66	2.48	0.25	62.34	-70.34	0.48	0,17	-11.26	-75.21
1.64	2.43	0.243	65.21	-74.56	0.68	0,18	-11.22	-77.98
1.62	2.23	0.232	70.89	-78.21	0.74	0,19	-11.18	-80.46
1.6	2.12	0.21	73.56	-80.38	0.83	0,20	-11.14	-83.36
1.58	2.09	0.2	78.34	-83.56	0.94	0,21	-11.1	-87.17
1.56	2.04	0.19	80.01	-86.09	1.01	0,22	-11.06	-90.89

CHAPITRE VI

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

Y(m)	S _{moy} (m ²)	R _{moy} (m)	Fr ²	1-Fr ²	$\frac{n^2 * Q^2}{A^2 * R^4/3}$	$s_0 - \frac{n^2 * Q^2}{A^2 * R^4/3}$	Δx (m)	L(m)
1.54	2.01	0.17	86.45	-92.34	1.13	0,23	-11.02	-93.41
1.52	1.95	0.08	92.45	-96.75	1.34	0,24	-10.98	-95.87
1.5	1.74	0.05	93.62	-97.67	1.4	0,25	-10.94	-96.51
1.48	1.64	0.02	95.34	-97.84	1.53	0,26	-10.76	-97.1

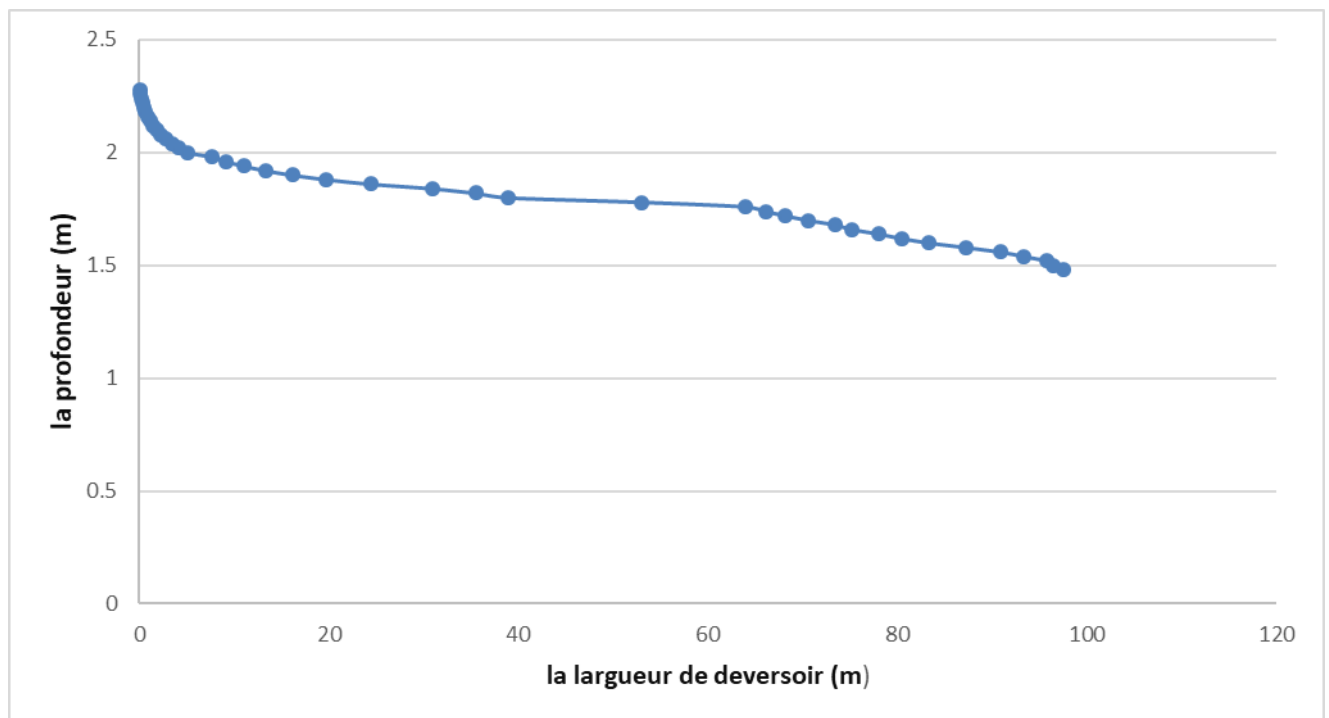


Figure VI-2: Profil de la ligne d'eau dans le coursier

D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est : $y=1.48\text{m}$.

- **Dissipateur d'énergie**

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

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.

CHAPITRE VI

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

- $4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).
- $Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent)

Froude est supérieur à 4.5, donc il y'aura formation d'un ressaut stable

On : $F_r = \frac{V}{\sqrt{gy}} \dots \dots \dots (VI.28)$

Où :

F_r : Nombre de Froude

$V=Q/S$

$V=7.45 \text{ m/s}$

Donc : $Fr=1.95$

Alors Froude est entre $1.7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparaissons en surface.

La vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin de dissipation est inferieur a 15 m/s

VI.1.4.6 Ouvrage de fuite

❖ Paramètres du canal de fuite

Le canal de restitution consiste en un tronçon en pavage jusqu'à l'oued.

- **La hauteur critique**

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + \sigma_{cr}^2\right) \cdot K \dots \dots \dots (VI.29)$$

$$k = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}}$$

Et $\sigma = \frac{K.m}{b}$

Donc $k = \sqrt[3]{\frac{66.14^2}{9.81 \times 6^2}} = 2.3$

$\sigma = 0.38$

D'où :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{0.24}{3} + 0.015 \times 0.38^2\right) \times 2.3 = 2.12 \text{ m}$$

- **Pente critique**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 C_{cr}^2 R_{cr}} \dots \dots \dots (VI.30)$$

$$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b h_c = 17.21 \text{ m}^2$$

CHAPITRE VI

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

$$p_{cr} = b + h_c \sqrt{1 + m^2} = 8.9 \text{ m}$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = 1.935$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6} = 80.95$$

$$I_{cr} = 0.12\%$$

- **La vitesse de l'écoulement**

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

$$V = 3.90 \text{ m/s}$$

Le canal sera protégé par des enrochement sur une longueur

$$L_{cr} = (6 : 8) h_{cr} = 12.72 \text{ m}$$

Où :

L_{cr} = longueur de canal à protéger

L_{cr} = profondeur critique dans le canal

Le diamètre minimum des enrochements de protection du canal de restitution est donné par la formule de Chamov :

$$D = \left[\frac{V}{4.6H^{1/3}} \right]^3 = 0.29 \text{ m} = 0.3 \text{ m}$$

- **Hauteurs des murs bajoyers**

- b.1. 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

- b.2 le coursier**

- b.2.1. Hauteur au début du 1er tronçon :**

$$H_m = h_e + r$$

Où :

hm : hauteur du mur bajoyer

he : hauteur d'eau $h_e = 1.8 \text{ m}$

r : revanche de sécurité donnée par : $r = 0.61 + 0.14 (V)^{1/3}$

CHAPITRE VI

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

Ce qui donne : $r=1.23\text{m}$, $H_m=3.04\text{ m}$

VI.2 Ouvrage de prise d'eau

Cet ouvrage permet d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau de la retenue et celui des plus basses eaux

VI.2.1 Type de prise

VI.2.1.1 Prise d'eau en charge

Conduite sous remblais en < âme tôle > en acier enrobé de béton. Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge. L'inconvénient majeurs est la fonction non séparée avec la vidange

VI.2.1.2 Prise d'eau flottante

Les fonctions de prise et de vidange sont séparées le prélèvement d'eau s'effectue a une profondeur constante, l'inconvénient de celle-ci et celui du cout important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqué nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques.

VI.2.1.3 Tour de prise

Cette variante représente l'avantage du prélèvement a différents niveaux, la séparation des fonctions (prise et vidange), mais du point de vue économique elle est plus couteuse (tour + passerelle)

VI.2.2 Choix de variante

- L'ouvrage de prise en conduite permet la prise avec faible perte de charge et un cout relativement faible par rapport aux deux autres variantes, alors cette variante est plus adéquate
- Le type de barrage en terre alors la variante de vidange a batardeau est rejeté
- La variante a conduite en charge avec écoulement a surface libre possède l'inconvénient majeur du cout
- La variante de vidange à retenir est celle de d'une conduite en charge

VI.2.3 La prise d'eau :

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande en aval (consommation maximale en aval), de temps de prise et de la charge d'eau minimale.

La consommation maximale est en mois de juillet : $V_{\max} = 79000\text{ m}^3$.

Si nous considérons que la distribution se fait durant 31 jours et a chaque jour en œuvre la vanne de prise pendent 8 heures donc le débit maximal da la prise d'eau sera

Le débit de prise d'eau est donné par l'expression suivante ;

CHAPITRE VI

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

$$Q_P = \frac{V_{\max}}{T} \dots \dots \dots (VI.31)$$

$Q = 0.08 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q_P = \mu S \sqrt{2gH}$$

avec : H : charge d'eau

μ : coefficient de débit

S : section de la conduite en m^2 .

H : charge d'eau minimale

$$H = 246.8 - 243.53 = 3.22 \text{ m}$$

Le coefficient de débit

$$\mu = \frac{1}{1 + \sum \xi + \lambda l/D} \dots \dots \dots (VI.32)$$

$$\sum \xi = \xi_e + \xi_g + \xi_v + \xi_{cd} + \xi_r + \xi_c = 2.135 \text{ m}$$

On suppose que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi = 1.15 \frac{\lambda l}{D}$$

$$\lambda = 0.02$$

$$\mu = 0.29$$

On trouve : $S = 0.098$ le diamètre de la prise d'eau sera égal à $d = 200 \text{ mm}$

On prend $d = 250 \text{ mm}$

- Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

$$\text{On a : } V = Q/S$$

$$V = 1.63 \text{ m/s}$$

VI.3 Vidange de fond

Un dispositif de vidange est absolument indispensable pour tout barrage de retenue qui représente un investissement notable. Sert à évacuer les crues

La conduite de vidange est généralement disposée sous le barrage

La capacité de la conduite doit permettre la vidange en dix 10 jours à 15 jours

Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante.

CHAPITRE VI

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

$$Q_v = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots \dots \dots (VI.34)$$

Avec :

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (pris égal au débit moyen annuel).

V_u : Volume utile ($V = Mm^3$).

T : temps de vidange ($10 < T < 15$) égal 10 jours = 864000 secondes

$$Q_v = \frac{42052}{10 \times 24 \times 3600} + 0.058$$

$$Q_v = 0.1066 \text{ m}^3/\text{s}$$

C'est le débit nécessaire pour vider la retenue pendant 10 Jrs

- **Section de la conduite**

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

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ} \dots \dots \dots (VI.35)$$

Q_{vf} : débit de vidange (en m^3/s).

μ : coefficient de débit.

S : section de la conduite (en m^3).

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

$$Z = 7.62 \text{ m}$$

Alors que :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \sqrt{2gZ}} = 0.01089 \text{ m}^2$$

$$S = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = 0.1177 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D_{vf} = 200 \text{ mm}$$

➤ Correction du coefficient de débit μ :

On a :

CHAPITRE VI

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \zeta_i}}$$

$\sum \zeta_i$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaire et singulières)

- Coefficients des pertes de charge linéaires

$$\zeta_i = \frac{\lambda \cdot l}{D}$$

Avec : $\lambda = \frac{125 \times n^2}{D^{1/3}}$

L: longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 55m.

d: diamètre de la conduite de vidange 200 mm .

n: Coefficient de rugosité $n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$

$$\lambda = 0.042$$

$$\sum \zeta_i = 11.55 \text{ m}$$

- Coefficient des pertes de charge singulières :

On a:

$$\zeta_{va} = 0,5$$

$$\zeta_{ent} = 0,1$$

$$\zeta_{sor} = 1$$

$$\zeta_{grille} = 0,25$$

$$\sum \zeta_s = 1.85 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (11.55 + 1.85)}} = 0.26$$

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \sqrt{2gZ}} = \frac{0,1066}{0,26 \sqrt{2g \cdot 7,62}} = 0.0335 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = 0.207 \text{ m}$$

- La vitesse de sortie :

La conduite étant en acier d'un diamètre de 400mm. Le débit évacué aura une vitesse

de sortie des vannes : $V_s = \frac{Q_{vf}}{S_{con}}$

$$V_s = 3.55 \text{ m/s}$$

- Calcul de temps de vidange

CHAPITRE VI

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

$$Q = \mu S \sqrt{2gH} \text{ et } dv = Qdt$$

H : La charge d'eau (m)

S : La section de la conduite

dv : Le volume d'eau évacué

dt : Variation du temps

$$Q = 0.22m^3/s$$

Les résultats de calcul

Tableau VI-5: Calcul de temps de vidange

Cote(M)	H (m)	Ah	Sm ²	Qm ³ /s	Vm ³	T=V/(Q*3600) (H)
251.2	7.59	0	24300	0.222535	0	0
250.9	7.29	0.3	23200	0.222535	6810	8.500535
250.6	6.99	0.3	22200	0.222535	6510	8.126062
250.3	6.69	0.3	21200	0.222535	6210	7.751589
250	6.39	0.3	20200	0.222535	5955	7.433287
249.7	6.09	0.3	19500	0.222535	5685	7.096261
249.4	5.79	0.3	18400	0.222535	5475	6.83413
249.1	5.49	0.3	18100	0.222535	5295	6.609446
248.8	5.19	0.3	17200	0.222535	5055	6.309868
248.5	4.89	0.3	16500	0.222535	4785	5.972843
248.2	4.59	0.3	15400	0.222535	4530	5.654541
247.9	4.29	0.3	14800	0.222535	4320	5.39241
247.6	3.99	0.3	14000	0.222535	4185	5.223897
247.3	3.69	0.3	13900	0.222535	4005	4.999213
247	3.39	0.3	12800	0.222535	3420	4.268991
246.7	3.19	0.2	10000	0.222535	1000	1.248243

Temps de vidange ; 91.42 h, Tv= 3.80 jours

Conclusion

Finalement la conduite de vidange aura un diamètre de 400 mm, la conduite de prise d'eau aura un diamètre de 250 mm.

Les ouvrages annexes d'un barrage assurent la sécurité et l'exploitation de l'ouvrage.

Chapitre VII
ORGANISATION
DE CHANTIER

CHAPITRE VII

ORGANISATION DE CHANTIER

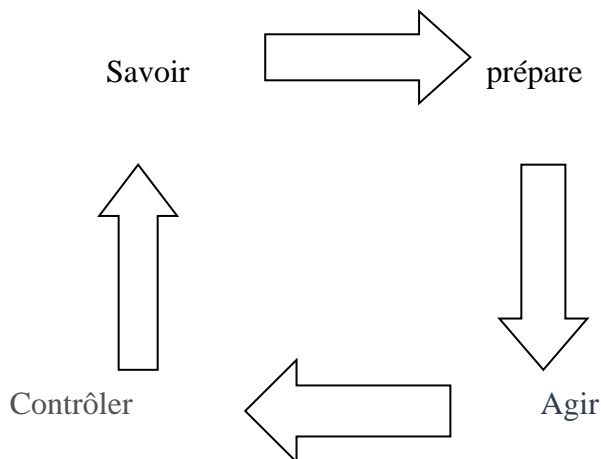
Introduction

Un chantier est défini par une installation permanente dans un lieu généralement ouvert, il dure le temps de la construction de l'ouvrage.

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possibles d'un travail pour abaisser les coûts de production en donnant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroître la productivité.

Pour cela il faut :

- Comprendre afin de prévoir, d'organiser, de préparer avant d'agir
- Bien exécuter, ordonner et coordonner le programme d'action
- Contrôler pour savoir si nos prévisions étaient valables et que nous pouvons les exécuter pour les prochains chantiers



L'étude relative à l'organisation d'un chantier, quelle que soit son importance est une technique utile et bien précise tendant à assurer l'exécution des travaux dans les meilleurs délais avec le moindre coût. Donc en vue de la bonne organisation d'un travail on cherche à le rendre plus économique de bonne qualité et les délais les plus brefs possibles.

VII.1 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégageant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les diverses aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail.

On peut distinguer les installations suivantes

VII.1.1 Installations destinées au personnel :

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

CHAPITRE VII

ORGANISATION DE CHANTIER

VII.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciment nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

VII.1.3 Installations destinées à la réparation des engins :

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels

VII.1.4 Installation destinée pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

VII.1.5 Les moyens de chantier

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci-après :

- a) les compacteurs à pneus ;
- b) les rouleaux à pieds dameurs pour le compactage des sols fins ;
- c) les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :
 - a) la décapeuse automotrice (motor scraper) ;
 - b) la pelle hydraulique associée à des camions favorisant ainsi le mélange de plusieurs horizons et est plus adapté lorsque la zone d'emprunt est éloignée du barrage ou a un relief très marqué.

CHAPITRE VII

ORGANISATION DE CHANTIER

VII.2 Le devis estimatif

Le devis estimatif et quantitatif est représenté dans les tableaux suivants :

Tableau VII-1: Devis estimatif et quantitatif de la retenue collinaire d'oued Maghraoua

N	Désignation des travaux	U	Quantité	P.U(DA)	Montant
1	Digue				
1.1	Décapage de la terre végétale	m ³	1260	200.00	252000.00
1.2	Excavation	m ³	1678	700.00	1174600.00
1.3	Enrochement	m ³	900	1500.00	1350000.00
1.4	Filtre gravier	m ³	800	4000.00	3200000.00
1.5	Filtre sable	m ³	140	4000.00	560000.00
1.6	Couche de terre végétale	m ³	500	400.00	200000.00
1.7	Remblai en argile	m ³	18880	1500.00	2832000.00
1.8	Remblai en alluvions	m ³	18800	400.00	752000.00
Total digue					3505660000
2	Evacuateur de crue				
2.1	Béton de propreté	m ³	270	8000.00	2160000.00
2.2	Béton arme	m ³	480	42000.00	20160000.00
2.2	Déblai	m ³	9000	1200.00	10800000.00
Total évacuateur					3312000000

CHAPITRE VII ORGANISATION DE CHANTIER

N	Désignation des travaux	U	Quantité	P.U(DA)	Montant
3	Prise d'eau, vidange de fond et la chambre des vannes				
3.1	Excavation	m ³	100	700.00	70000.00
3.2	Béton de propreté	m ³	16	8000.00	128000.00
3.3	Béton arme	m ³	102	42000.00	4284000.00
3.4	Conduite en acier 400	m ³	64	5000.00	320000.00
3.5	mm	ml	15	2500.00	37500.00
3.6	Conduite en acier 200 mm	U	2	150000.00	300000.00
3.7	Vanne papillon 400 mm	U	2	90000.00	180000.00
	Vanne papillon 200 mm				
Total de vidange de fond					513950000
Total général (H.T)					7331610000
T.V.A(17%)					1215241500
Total TTC					12322548810

Donc le montant totale de la retenue collinaire est de : 7331610000DA.

CHAPITRE VII

ORGANISATION DE CHANTIER

VII.3 Définition

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail
- Observations instantanées
- Analyse des tâches
- Le chronométrage
- Définition des objectifs et des attributions
- Simplification des méthodes
- Stabilisation des postes de travail.

VII.3.1 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau
- Méthodes basées sur le graphique.

VII.3.2 Méthodes basées sur le réseau

VII.3.2.1 Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux

- **Réseau à flèches** : L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

- **Réseau à nœuds** :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



CHAPITRE VII

ORGANISATION DE CHANTIER

L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée

VII.3.2.2 Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches : Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.
- Détermination des tâches antérieures : Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.
- Construction des graphes partiels
- Regroupement des graphes partiels
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage
- Construction du réseau

VII.3.3 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré

2ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue

3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VII.3.3.1 les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

- **Collection des informations**

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

- **Décomposition du projet**

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

- **Relations entre les tâches**

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation ; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

CHAPITRE VII

ORGANISATION DE CHANTIER

VII.3.3.1 Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation

DCP : date de commencement au plus tôt

DCPP : date de commencement au plus tard

DFP : date de finition au plus tôt

DFPP : date de finition au plus tard MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \end{cases}$$

VII.3.4 Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.R \end{cases}$$

➤ Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels)
- Dimensions du projet. En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante :

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{quantite de travail} \\ N = \text{rendement} \\ n = \text{nombre d'equipe} \end{cases}$$

VII.3.5 Les plannings

Il existe trois types de plan de travail

CHAPITRE VII

ORGANISATION DE CHANTIER

- **Plan de travail au plus tôt**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

- **Plan de travail au plus tard : (PTPP)**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

- **Plan de travail intermédiaire :**

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VII.3.6 Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bonne économie la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération
- Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservi par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport ; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VII.4 Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant

Tableau VII-2: Symboles des opérations

Travaux	Opération	Dure (mois)
Installation de chantier	A	1
Réalisation de la galerie de	B	2

CHAPITRE VII ORGANISATION DE CHANTIER

dérivation		
Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage;	C	1
Travaux	Opération	Dure (mois)
Réalisation de la vidange et de la prise d'eau	D	1
Excavations de l'évacuateur de crues	E	2
Excavations, fouilles pour l'évacuateur de crue	F	2
Coffrage, ferrailage de l'évacuateur de crue	G	3
Bétonnage de l'évacuateur de cru	H	1
Excavation du tranché de la clé d'encrage	I	2
Remblais de la clé d'encrage	J	1
Travaux	Opération	Dure (mois)
Remblais du barrage, et prisme de drainage	K	4
Revêtements de talus	L	3
Equipements hydraulique	M	1
Travaux des finitions	N	2

CHAPITRE VII ORGANISATION DE CHANTIER

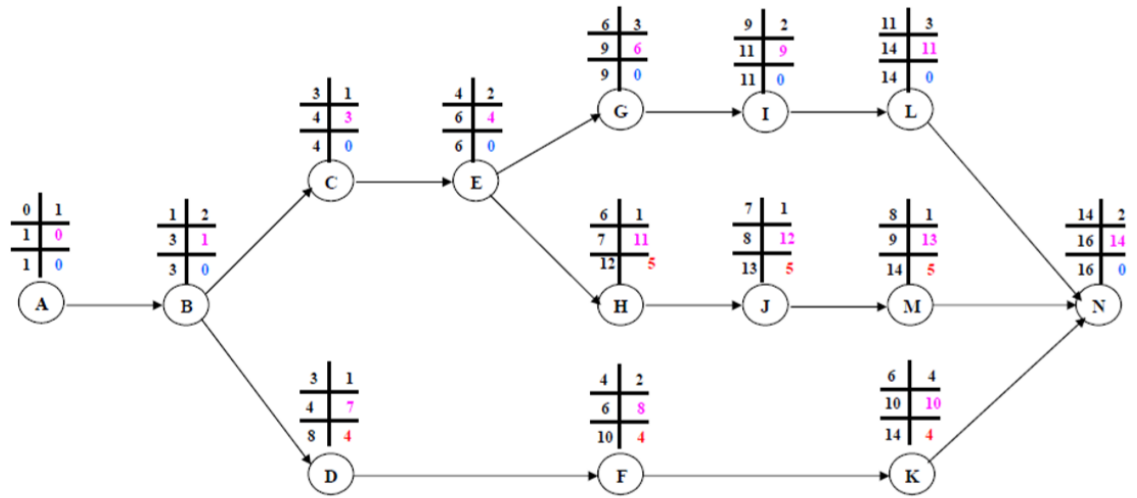


Figure VII-1: Réseau à nœud

VII.4.1 Détermination des chemins critiques

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII-3: Détermination des chemins critiques

Opération	TR	DP		DFP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	1	0	1	0	1	0
B	2	1	3	1	3	0
C	1	3	4	3	4	0
D	1	3	4	7	8	4
E	2	4	6	4	6	0
F	2	4	6	8	10	4
G	3	6	9	6	9	0
Opération	TR	DCP	DFP	DCPP	DFPP	MT
H	1	6	7	11	12	5
I	2	9	11	9	11	0
J	1	7	8	12	13	5
K	4	6	10	10	14	4

CHAPITRE VII

ORGANISATION DE CHANTIER

L	3	11	14	11	14	0
M	1	8	9	13	14	5
N	2	14	16	14	16	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation de la retenue collinaire sur oued Maghraoua est égal à 480 jours (16 mois).

Tableau VII-4: Programme des travaux pour la réalisation du la retenue collinaire sur oued

Phase de réalisation	Mois01	Mois02	Mois03	Mois04	Mois05	Mois06	Mois07	Mois08	Mois09	Mois10	Mois11	Mois12	Mois13	Mois14	Mois15	Mois16
Phase 01 : Travaux de préparation, installation de chantier, (développement du réseau routier assurant l'accès au chantier);	1															
Phase02:Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage;		2														
Phase 03: Réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange;				1												
Phase 04 : Excavations de l'évacuateur de crues;				1												
Phase 05 : Préparation des zones d'emprunt;					2											
Phase 06:Réalisation (coffrage +coulage) de l'évacuateur de crues;					2											
Phase 07:Déboisement de la cuvette ;							3									
Phase08 :Remblai de la tranche d'ancrage et des fondations ;							1									
Phase 09:Approvisionnement du filtre ;									2							
Phase 10: Mise en place un système de drainage;								1								
Phase 11:Remblai compacté;						4										
Phase 12:Revêtements de talus;												3				
Phase 13:Equipements hydraulique ;									1							
Phase 14:Travaux des finitions;																2

Maghraoua

VII.5 Technologie des principaux travaux :

VII.5.1 Exécution des voies d'accès

Pour l'accès à tous les ouvrages pendant la période de construction et d'exploitation, on prévoit une piste d'accès.

VII.5.2 Exécution des travaux de terrassement

Les travaux de terrassement sont exécutés avec le même matériel utilisé pour les voies d'accès.

- 1) Creusage et déplacement des terres à l'aide de bulldozer.
- 2) Humectage des matériaux, à l'aide d'un camion-citerne ou par un asperseur, elle est effectuée dans le cas où les matériaux sont trop secs.

CHAPITRE VII

ORGANISATION DE CHANTIER

3) Compactage des matériaux, dans notre cas on utilise un rouleau à pied, car notre sol est argileux. Nivellement des talus, pour le canal de restitution le nivellement de talus se fait à l'aide d'une pelle niveleuse.

Conclusion

Une bonne organisation a une influence sur l'avancement des travaux donc tout ceci est normalement pris en charge lors de l'organisation de chantier.

La recherche du chemin critique est très importante pour mieux la décomposition du projet.

Conclusion générale

Dans le cadre de la préparation du mémoire de fin d'étude, nous avons essayé de traiter et d'étudier la retenue collinaire sur oued Maghraoua commune EL-Outaya dans la wilaya de BISKRA qui est destinée à l'irrigation.

On a fait une étude topographique et géologique qui comprend l'étude de la fondation, la cuvette et la disponibilité des matériaux de construction, ensuite on a étudié l'hydrologie de la région pour voir si le réservoir se remplira ou pas en se basant sur les données hydrologiques de plusieurs années d'observation.

Le choix de la variante a été fait en fonction de l'étude technico- économique, et on a opté pour une digue homogène vu la disponibilité des matériaux de constructions et vu sa simplicité de réalisation.

La conduite de prise d'eau et de vidange de fond sera une conduite en acier enterrée de **400mm** de diamètre. Elle servira de dérivation provisoire lors de la réalisation de l'ouvrage.

L'ouvrage d'évacuation est implanté en rive gauche, ce choix a été dicté par la topographie du site. C'est un évacuateur de surface à entonnement frontal, la longueur totale de l'ouvrage est de **152m**.

La capacité totale de la cuvette de l'ouvrage projeté est de **64420.64m³** dont **44755.06m³** de volume utile et **19665.58m³** de volume mort.

Références bibliographiques

Bouchenafa.W., Etude de faisabilité d'un petit barrage sur Oued Saf Wilaya de Blida, Projet de fin d'étude, Ingénieur d'état en hydraulique, ENSH Blida, Algérie, 237 pages, septembre 2007

HASSANE.M, Les ouvrages annexes de barrage (extrait du cours d'ouvrages hydrotechniques).

Harry R.Cedergren . 1968. Seepage, Drainage and Flow Nets. John Wiley & Sons

Kritsky S. N, Menkel M. F ; Apropos des approches de recherche des variations aléatoires de l'écoulement fluvial. Travaux de NIOU GOUGS, n° 29, 1946

MIHOUBI M.K (2013), Ouvrages Hydrotechniques, Polycopie de cours, ENSH, Blida.

SCHLEISS.A.J. (2011), Les barrages du projet à la mise en service. Presses polytechniques et universitaires Romandes

Plechkov Ia. F, la régularisation de l'écoulement fluvial Guidrometeozdat, Liningrad

TOUAIBIA. B (2004), Manuel pratique d'hydrologie, ENSH Blida.

TOUAIBIA.B ; BENLAOUKLIB (2004), Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida.

USBR(1987) design of small dams United states of department of the interior, Bureau of reclamation. Third edition

Annexes A

ANNEXE A 01

Pluies moyennes mensuelles et annuelles de la station de référence (061416)

Année	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aou t	Total annuel
73\74					0	7.8	22.8	3.7	2.5	8.1	2.7	1.8	49.4
74\75	0.2	0	0	0.3	8.4	11.6	6.3	31.7	45.7	0	0	0	114.6
75\76	38.5	0	6.5	19	0.7	36.5	18.1	3.1	8.5	22	4.1	0	157
76\77	29	12.8	2	9.9	42.2	2.8	6.6	19.4	64.1	2.6	2.3	0	164.7
77\78	0	0	17.3	0	14.4	3.7	4.7	6.1	0	1.6	0	0	47.8
78\79	0	12.8	0	0.2	0	5	3	9.6	6.3	0	0	0	36.9
79\80	66.5	0.3	0	0	0	18.9	13.1	9.6	6.3	23	0	7	144.7
80\81	0	0	39.8	10.3	0	9.2	11.5	8.5	0	23	0	7.9	110.2
81\82	0	0.2	0	17.7	5.4	0	3	0	0	0	0	0	26.3
82\83	0	40.8	58.3	0	0	9.1	1.5	0	5.5	0	0	22.5	137.7
83\84	0	3.8	3.5	4	0.5	3.6	7.6	0	0	3.5	0	0	26.5
84\85	1	14.7	19.2	1	11	1.1	32	1.6	25.9	0	0	0	106.5
85\86	2.3	9.9	16.6	13.5	31	3.6	49	0.3	17.4	0	0	0	143.6
86\87	26.3	10.7	11.5	11.4	10.7	12	3.8	1	5.8	1	2.3	2.6	99.1
87\88	0	15.5	4.5	11.8	4.5	0	4.1	16.6	1	22.7	0	0	80.7
88\89	2.5	0	13.5	4.9	4.6	10.9	0	10.9	10.6	20.6	0	8.6	87.1
89\90	6.6	2	11.5	3	28	0	9	20.4	32	4.5	0.5	7	124.5
90\91	5.6	0	14.5	20.6	17	13	60.4	3.5	3.1	2	0	26	165.7
91\92	13	33.5	4	9.9	18.9	2.3	22	6.6	5	0	4.5	20.5	140.2
92\93	20.5	0	50.5	3.5	0	4.4	11.5	0	4	0	0	0	94.4
93\94	2.5	0	6.3	3.2	14.4	5	22.6	1.4	0	1.5	0	7.3	64.2
94\95	37.3	36.2	3.2	0	4.5	2	7	11.5	0	4	0.5	0	106.2
95\96	31.8	2.6	25	19.5	63.9	25.1	46.2	5.4	2.7	3.7	3.4	0	229.3
96\97	31.7	0	0	4.3	3.8	2.6	1.4	88.9	0	5.1	0	0	137.8
97\98	16.6	4.9	41.6	13.9	0	0.4	11	47.1	12.1	7.4	0	0	155
98\99	0	3.6	0.1	0.1	82.3	0.5	0.2	0	5.2	18.3	0	2.5	112.3
99\00	21.3	11.4	47.4	33.2	0	0	0	4	8.3	0	0	0	125.6
00\01	12.8	3	10	2.5	45.1	0	0	0	0	0	0	3.6	77
2001/2002	1.2	2.6	21.9	10.1	1.1	0	1.5	2.8	0.3	0	0	3.6	45.1
2002/2003	0.6	16.2	17.9	1.4	81.7	2.9	6.6	3.1	0.3	0.2	0	0.2	131.1
2003/2004	6.3	37.5	4.3	10.9	0.1	0.3	32.8	70.7	34	1	0	0.5	198.4
2004/2005	6.7	6.2	31.4	53.9	0	21.9	1.9	0	0	0	1.7	0	123.7
2005/2006	2.5	3.7	4.5	9	58.6	35.8	13	13.3	8	0.6	0	0.9	149.9
2006/2007	19.7	9.8	47.3	8	0	41	12.5	40.1	2.6	0	0	2.5	183.5
2007/2008	28.1	0	2.3	0	4.9	0	0	0	26.1	0	0	0	61.4
2008/2009	25.1	59.8	0	45.9	72.9	16.8	51.8	18.3	20.2	0	0	0	310.8
Année	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aou t	Total annuel
2009/2010	42.1	1.2	0	19.6	8.4	24.1	29.4	28.4	7	27.3	0	5.6	193.1
2010/2011	11.6	12.4	37.1	0	7.9	0.6	52.1	60.8	69.5	0	0	0	252

2011/2012	6.3	89	7.1	0	0	3.3	8.7	6.9	0	0	0	0	121.3
-----------	-----	----	-----	---	---	-----	-----	-----	---	---	---	---	-------

ANNEXE A 02

**Détail de calcul d'homogénéité de la série pluviométrique à la station de référence
(061416)**

Annee	X	Y	Rang i	Serie	Appartenance	Rang des Xi
1974	49.4		1	26.3	X	1
1975	114.6		2	26.5	X	2
1976	157		3	36.9	X	3
1977	164.7		4	45.1	Y	
1978	47.8		5	47.8	X	5
1979	36.9		6	49.4	X	6
1980	144.7		7	61.4	Y	
1981	110.2		8	64.2	X	8
1982	26.3		9	77	Y	
1983	137.7		10	80.7	X	10
1984	26.5		11	87.1	X	11
1985	106.5		12	94.4	X	12
1986	143.5		13	99.1	X	13
1987	99.1		14	106.2	X	14
1988	80.7		15	106.5	X	15
1989	87.1		16	110.2	X	16
1990	124.5		17	112.3	Y	
1991	163.7		18	114.6	X	18
1992	140.2		19	121.3	Y	
1993	94.4		20	123.7	Y	
1994	64.2		21	124.5	X	21
1995	106.2		22	125.6	Y	
1996	229.3		23	131.1	Y	
1997	137.8		24	137.7	X	24
1998	155		25	137.8	X	25
1999		112.3	26	140.2	X	26
Annee	X	Y	Rang i	Serie	Appartenance	Rang des Xi

						Xi
2000		125.6	27	143,5	X	27
2001		77	28	144.7	X	28
2002		45.1	29	149.9	Y	
2003		131.1	30	155	X	30
2004		198.4	31	157	X	31
2005		123.7	32	163.7	X	32
2006		149.9	33	164.7	X	33
2007		183.5	34	183.5	Y	
2008		61.4	35	193.1	Y	
2009		310.8	36	198.4	Y	
2010		193.1	37	229.3	Y	
2011		252	38	252	Y	
2012		121.3	39	310.8	Y	

ANNEXE A 03

Pluies maximales journaliers de la station de références (061416)

Année	Sep	oct	nov	dec	Jan	fev	Mar	avr	Mai	jui	juil	Aout
1973					0	3.8	16.8	1.9	1.6	5.4	2.2	1.5
1974	0.2	2.1	7.1	0.3	7.5	4.1	2.5	10.6	35	0	0	0
1975	11	2.7	0.6	1.5	0.7	27.8	7.8	1.7	3.5	8.4	3.1	0
1976	29.1	23.1	21.7	5	31.8	2	6.6	15.4	54.2	2.6	0	1.7
1977	0	0	13	0	0.4	15.9	0.3	2.8	4	0	0	0
1978	4.2	17.3	4.9	0.2	5.4	1.5	4.7	5	0	1	0	0
1979	49	0.4	0.5	0	0	13	6.2	2.5	6.3	0	0	0
1980	0	0	16.3	9.7	0	7	11.5	4.5	0	23	0	5.6
1981	0	0.2	0	9.3	5.4	0	1.5	1.8	0.33	0	0	0
1982	0	32.3	19.2	0	0	6.7	1.5	1	4.5	0	0	18.5
1983	0	3.8	3.5	2	0.5	3.5	7	0	0	3.5	0	0
1984	1	7.5	16.2	0	10.5	1.1	19.5	1	19.7	0	0	0
1985	1.2	5.5	8.5	4.5	2.1	1.6	23	0.3	17.4	0	0	0
1986	24.6	8.5	8.5	9.2	9.7	14	12.8	1	5.3	1	1.5	1.5
1987	0	15.5	4.5	3.5	1.5	0	2.1	10	1	13.5	0	0
1988	1.5	0	7.4	2.4	1.2	3.6	0	10.4	10.6	10.5	0	3.5
1989	4	1.5	11	2.5	9.5	0	7	7.5	16	1.5	0	3.5
1990	3.1	0	8.2	17.1	13.4	6	50	2	1.6	2	0	2.5
1991	9	29	4	5.5	8	2	11	4.5	3.5	0	4.5	0
1992	17.5	0	50.5	3.5	21	34.4	9	0	2	0	0	1
1993	2.5	0	4	1.7	14.2	2.5	12.9	1	0	1.5	0	5.3
1994	26.6	11.3	3.2	0	4.5	2	4.2	11.5	0	2.8	0.5	0
1995	26	1.3	25.2	12	27	8.6	20	2.6	1.6	3.7	3	0
1996	30.5	0	0	3.1	1.2	2.3	1	43.5	0	2.5	0	0
1997	4	5.2	38	7.3	0.4	8.5	3.6	41.2	10.5	7.4	0	0
1998	0	2.6	0.1	0.1	52.5	0.5	0.2	0	3	17.1	0	2.5
1999	17.7	7.6	17.5	23.1	0	0	0	4	7.9	0	0	0
2000	6.8	3	0.6	1.3	25.5	0.5	0.2	0	0	0	0	3.6
2001	1.2	2.6	17.3	2.8	11	3	0.9	1.9	0.3	0	0	1.8
2002	0.6	16.1	6.8	1.1	39.8	2.6	6.6	2.1	0.3	0.2	0	0.1
2003	6.3	11.1	4.3	5.3	0.1	0.3	45	66.3	28.1	0.1	0	0
2004	5.7	5.6	27.8	29.5	0	20.8	0.8	0	0	0	1.5	1
2005	3.8	3.7	2.8	4.6	40.8	24.7	1.3	13.3	3.2	0.6	0	0.9
2006	9.2	9.8	42.3	3.5	0	3.1	7.3	16.3	2.1	0	0	1.8
2007	11.6	0	2.3	0	2.6	0	0	0	11.5	0	0	0
2008	10.8	19.2	0	24.4	32	9.2	21.6	5.4	19.5	0	0	0
2009	7.6	1.2	0	7.8	4.8	17.6	14.2	15.4	2.8	16.2	0	5.6
2010	7.4	8.8	28.8	0	6.7	0.6	44.3	38.3	59.6	0	0	
Année	Sep	oct	nov	dec	Jan	fev	Mar	avr	Mai	jui	juil	Aout
2011	6.3	54.3	6.6	0	0	3.3	4.5	4	0	0	0	0
2012	0	14.3	12.8	3.8	8.8	2.5	4.2	45.9	0.7	21.3	0	6.8

2013	17.8	24.5	0	14	6.6	3.2	16.5	0	4.4	1.1	0	0
------	------	------	---	----	-----	-----	------	---	-----	-----	---	---

ANNEXEA 04

Pluies fréquentielles de courte durée en mm sur le bassin versant d'Oued Maghraoua

Fréquence	Période de retour	Temps (h)				
		2	4	6	12	24
10	10	32.36	36.92	39.88	45.49	51.9
5	20	37.98	43.32	46.79	53.38	60.9
2	50	45.34	51.72	55.86	63.72	72.7
1	100	50.82	57.98	62.62	71.44	81.5
0.1	1000	69.22	78.97	85.29	97.30	111
0.01	10000	87.31	99.60	107.58	122.72	140

ANNEXEA05

Calcul des hydrogrammes de crues d'Oued Maghraoua

Période	T=5	T=10	T=20	T=50	T=100	T=1000
Débit	11.68	20.68	29.03	38.88	66.14	115.2
Temps						
0	0	0	0	0	0	0
0.2	0.0283433 2	0.0501832 1	0.0704457 8	0.0943483 2	0.1604989 2	0.2795505 8
0.4	0.1133732 9	0.2007328 5	0.2817831 1	0.3773932 9	0.6419956 8	1.1182023 3
0.6	0.2550899 1	0.4516489 1	0.6340119 9	0.8491349	1.4444902 8	2.5159552 5
0.8	0.4534931 7	0.8029314	1.1271324 2	1.5095731 5	2.5679827 2	4.4728093 4
1	0.7085830 8	1.2545803 1	1.7611444 1	2.3587080 5	4.012473	6.9887645 9
1.2	1.0203596 3	1.8065956 5	2.5360479 5	3.3965395 9	5.7779611 2	10.063821
1.4	1.3888228 3	2.4589774 1	3.4518430 4	4.6230677 8	7.8644470 9	13.697978 6
1.6	1.8139726 8	3.2117255 9	4.5085296 9	6.0382926 1	10.271930 9	17.891237 4
1.8	2.2958091 7	4.0648402	5.7061078 9	7.6422140 8	13.000412 5	22.643597 3
2	2.8343323 1	5.0183212 4	7.0445776 4	9.4348322	16.049892	27.955058 4
2.2	3.4295420 9	6.0721687	8.5239389 5	11.416147	19.420369 3	33.825620 6
2.4	4.0814385 2	7.2263825 9	10.144191 8	13.586158 4	23.111844 5	40.255284
2.6	4.7900216	8.4809629	11.905336 2	15.944866 4	27.124317 5	47.244048 6
2.8	5.5552913 2	9.8359096 3	13.807372 2	18.492271 1	31.457788 3	54.791914 4
3	6.3772476 9	11.291222 8	15.850299 7	21.228372 4	36.112257	62.898881 3
3.2	7.2558907	12.846902 4	18.034118 8	24.153170 4	41.087723 6	71.564949 4
3.4	8.1912203 6	14.502948 4	20.358829 4	27.266665	46.384187 9	80.790118 7
3.6	9.1832366 7	16.259360 8	22.824431 6	30.568856 3	52.001650 1	90.574389 1
3.8	10.231939 6	18.116139 7	25.430925 3	34.059744 2	57.940110 2	100.91776 1
4.06	11.68	20.68	29.03	38.88	66.14	115.2
4.2	11.309003	20.023133	28.107908	37.645039	64.039169	111.54085

	6	1	8	4	4	8
4.4	10.749931 6	19.033269 2	26.718365 9	35.784018 8	60.873328 2	106.02672 2
4.6	10.205031 2	18.068497	25.364045 8	33.970172 3	57.787736 5	100.65236 2
4.8	9.6743024 6	17.128816 3	24.044948 7	32.2035	54.782394 2	95.417777 7
5	9.1577454	16.214227 3	22.761074 4	30.484001 8	51.857301 4	90.322968 3
5.2	8.6553599 9	15.324729 9	21.512423	28.811677 8	49.012458	85.367934 2
5.4	8.1671462 5	14.460324	20.298994 5	27.186527 9	46.247864 1	80.552675 4
5.6	7.6931041 8	13.621009 8	19.120788 9	25.608552 3	43.563519 7	75.877191 9
5.8	7.2332337 6	12.806787 2	17.977806 2	24.077750 7	40.959424 7	71.341483 7
6	6.787535	12.017656 2	16.870046 3	22.594123 4	38.435579 2	66.945550 7
6.2	6.3560079 1	11.253616 7	15.797509 4	21.157670 2	35.991983 2	62.689393 1
6.4	5.9386524 8	10.514668 9	14.760195 3	19.768391 1	33.628636 6	58.573010 8
6.6	5.5354687 1	9.8008127 5	13.758104 2	18.426286 2	31.345539 4	54.596403 7
6.8	5.1464566	9.1120481 6	12.791235 9	17.131355 5	29.142691 7	50.759571 9
Période	T=5	T=10	T=20	T=50	T=100	T=1000
7	4.7716161 5	8.4483751 7	11.859590 5	15.883599	27.020093 5	47.062515 5
7.2	4.4109473 7	7.8097938	10.963168	14.683016 6	24.977744 8	43.505234 3
7.4	4.0644502 4	7.1963040 2	10.101968 4	13.529608 3	23.015645 5	40.087728 4
7.6	3.7321247 8	6.6079058 6	9.2759916 4	12.423374 3	21.133795 6	36.809997 8
7.8	3.4139709 8	6.0445993	8.4852378	11.364314 3	19.332195 2	33.672042 5
8	3.1099888 4	5.5063843 5	7.7297068 4	10.352428 6	17.610844 3	30.673862 5
8.2	2.8201783 6	4.993261	7.0093987 8	9.387717	15.969742 9	27.815457 8
8.4	2.5445395 4	4.5052292 6	6.3243136 1	8.4701795 7	14.408890 9	25.096828 4
8.6	2.2830723 9	4.0422891 2	5.6744513 2	7.5998163	12.928288 3	22.517974 2
8.8	2.0357768 9	3.6044406	5.0598119 2	6.7766271 9	11.527935 3	20.078895 4
9	1.8026530	3.1916836	4.4803954	6.0006122	10.207831	17.779591

	6	7	1	4	6	8
9.2	1.5837008 9	2.8040183 6	3.9362017 9	5.2717714 6	8.9679774 7	15.620063 6
9.4	1.3789203 8	2.4414446 5	3.4272310 5	4.5901048 3	7.8083727 8	13.600310 6
9.6	1.1883115 3	2.1039625 4	2.9534832	3.9556123 7	6.7290175 4	11.720332 9
9.8	1.0118743 5	1.7915720 5	2.5149582 5	3.3682940 6	5.7299117 6	9.9801305 5
10	0.8496088 2	1.5042731 6	2.1116561 8	2.8281499 2	4.8110554 4	8.3797034 6
10.2	0.7015149 6	1.2420658 7	1.7435769 9	2.3351799 4	3.9724485 9	6.9190516 6
10.4	0.5675927 6	1.0049501 9	1.4107207	1.8893841 2	3.2140911 9	5.5981751 6
10.6	0.4478422 2	0.7929261 2	1.1130873	1.4907624 5	2.5359832 5	4.4170739 4
10.8	0.3422633 4	0.6059936 5	0.8506767 8	1.1393149 6	1.9381247 7	3.3757480 2
11	0.2508561 2	0.4441527 9	0.6234891 5	0.8350416 2	1.4205157 6	2.4741973 8
11.2	0.1736205 7	0.3074035 4	0.4315244 1	0.5779424 4	0.9831562	1.7124220 4
11.4	0.1105566 7	0.1957458 9	0.2747825 6	0.3680174 2	0.6260461	1.090422
11.6	0.0616644 4	0.1091798 5	0.1532635 9	0.2052665 7	0.3491854 6	0.6081972 4
11.8	0.0269438 7	0.0477054 2	0.0669675 2	0.0896898 7	0.1525742 9	0.2657477 7
12	0.0063949 6	0.0113225 9	0.0158943 3	0.0212873 4	0.0362125 7	0.0630736
12.19	0	0	0	0	0	0

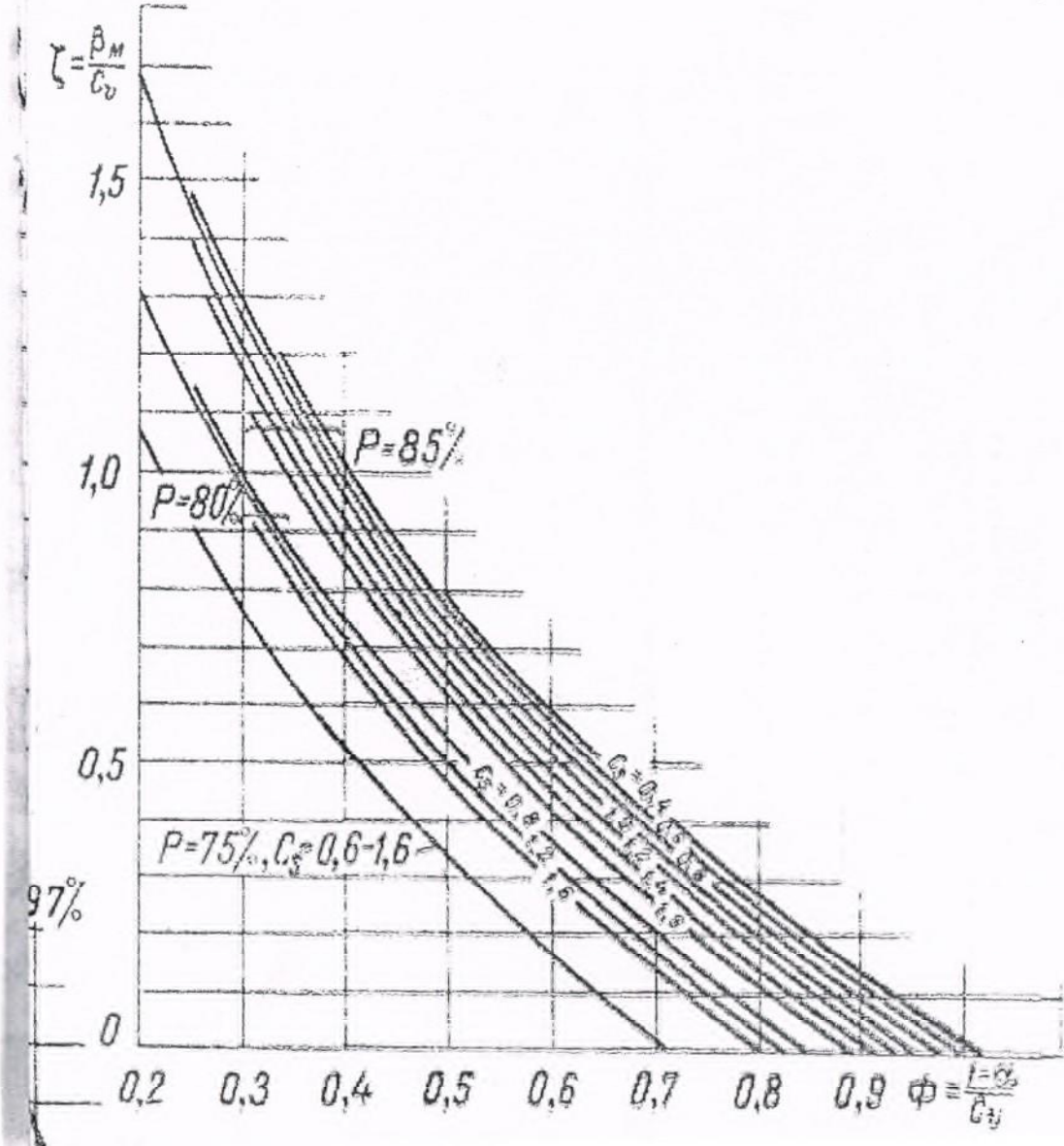


Figure 2 : Abaque de la composante interannuelle (Kristky-Menkel)

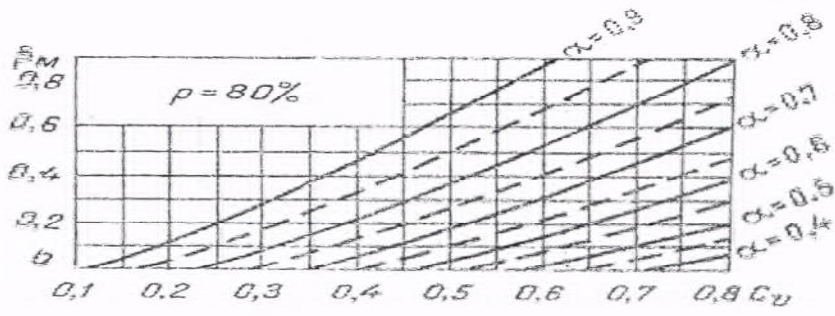


Рис. 38. Графики Я. Ф. Плешкова для опыта

Figure 3 : Abaque de la composante interannuelle (Plechkov)

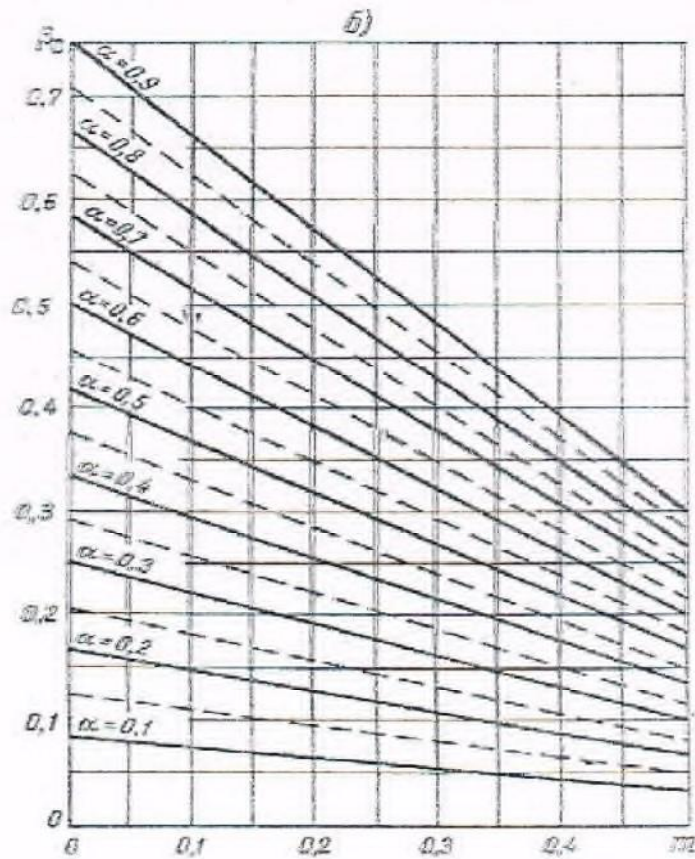
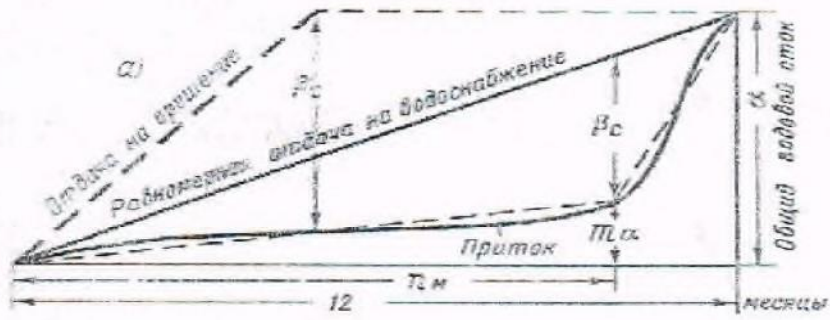


Рис. 46. Определение сезонной емкости водохранилища при полном годовом и многолетнем регулировании.

а — этикетные графики водопогребения на величину сезонной емкости.
 б — график к определению сезонной емкости $V_c = (0,833 - m) \alpha T_1 - \beta_c T_2$ при отдаче $Q_{sp} = const$ в течение года.

Figure 4 : Abaque de la composante saisonnière (Kristky-Menkel)

Annexes B

Stabilité pour le cas de fin de construction

R= 25.1

N	B	H1	h2	h3	sina	cosa	Gn	T= Gn*sina N=Gn*cosa	dli	C*dli	tango	N*tango	p	p*tg	p	p*tg
-3	2.51	0	0	1.5	-0.27	0.96	6.024	-1.64291	5.795639	2.6089	14.60984	0.6	3.477383	0	0	0
-2	2.51	0	0	1	-0.18	0.98	4.016	-0.73018	3.949062	2.552545	14.29425	0.6	2.369437	0	0	0
-1	2.51	3.36	0	2.2	-0.09	1.00	25.87107	-2.35192	25.76394	2.520437	10.45891	0.442878	11.41028	8.468667	3.750584	84.68667
0	2.51	5.82	0	2.8	0.00	1.00	40.75336	0	40.75336	2.51	9.988752	0.424455	17.29796	14.6082	6.20052	146.082
1	2.51	7.67	0	3.31	0.09	1.00	52.18139	4.743763	51.96532	2.520437	9.888926	0.418379	21.74119	19.33175	8.087995	193.3175
2	2.51	10.32	0	1.4	0.18	0.98	57.94686	10.53579	56.98102	2.552545	8.899933	0.371058	21.14326	26.34227	9.77451	263.4227
3	2.51	11.45	0	0	0.27	0.96	58.05379	15.83285	55.85305	2.6089	8.348479	0.34	18.99004	29.8719	10.15645	298.719
4	2.51	12.03	0	0	0.36	0.93	60.99451	22.17982	56.81888	2.69446	8.622272	0.34	19.31842	32.41436	11.02088	324.1436
5	2.51	9.78	0	0	0.45	0.89	49.58656	22.53934	44.16791	2.817934	9.017388	0.34	15.01709	27.55939	9.370194	275.5939
6	2.51	7.08	0	0	0.55	0.84	35.89702	19.58019	30.08674	2.994725	9.58312	0.34	10.22949	21.20265	7.208902	212.0265
7	2.51	2.4	0	0	0.64	0.77	12.16848	7.743578	5.973313	3.25387	0	0.34	2.030926	7.809287	2.655158	78.09287
							403.493	98.43033			103.7119		143.0255	187.6085	68.22519	1876.085

Stabilité cas de fin de construction

R= 28.5

N	B	H1	h2	h3	$\sin\alpha$	$\cos\alpha$	Gn	T= Gn* $\sin\alpha$	N=Gn* $\cos\alpha$	dli	C*dli	$\tan\varphi$	N* $\tan\varphi$	p	p* $\tan\varphi$
-3	2.85	0	1.3	0	-0.27	0.96	7.41	-2.02091	7.129097	2.962297	23.9946	0.53	3.778421	0	0
-2	2.85	0	2.78	1	-0.18	0.98	20.406	-3.71018	20.06588	2.898309	21.55943	0.548519	11.0065	0	0
-1	2.85	0	3.1	1.92	-0.09	1.00	26.4252	-2.40229	26.31578	2.86185	20.44456	0.556773	14.65191	0	0
0	2.85	0.8	5.1	2.6	0.00	1.00	45.5316	0	45.5316	2.85	19.59124	0.533529	24.29245	14.535	7.75485
1	2.85	1.5	5.7	3.31	0.09	1.00	56.2191	5.11082	55.98631	2.86185	18.92633	0.524929	29.38882	16.31255	8.562923
2	2.85	10.32	6.5	1.4	0.18	0.98	102.846	18.6993	101.132	2.898309	14.87554	0.427761	43.2603	18.83901	8.058586
3	2.85	11.45	7.78	0	0.27	0.96	110.263	30.0719	106.0837	2.962297	15.35187	0.416869	44.22306	23.04667	9.607452
4	2.85	12.03	6.62	0	0.36	0.93	106.990	38.9057	99.66623	3.059447	15.11153	0.407442	40.60824	20.25354	8.252149
5	2.85	9.78	3.67	0	0.45	0.89	77.2224	35.1011	68.78386	3.199646	14.51688	0.391844	26.95253	11.7427	4.601305
6	2.85	0	0.4	0	0.55	0.84	2.28	1.24363	1.91096	3.400385	27.54312	0.53	1.012809	0	0
7	2.85	0	0.1	0	0.64	0.77	0.57	0.36272	0.27980	3.694633	0	0.53	0.148296	0	0
							556.165	121.361			191.9151		239.3233	104.7295	46.83727

Fss	3.167397
ps	51.92173
fas	2.218336

Stabilité cas de fin de construction

R= 22.5

N	B	H1	h2	h3	sina	cosa	Gn	T= Gn*sina N=Gn*cosa		dli	C*dli	tango	N*tango	p	p*tg	p	p*tg
-3.00	2.25	0.00	0.00	2.45	-0.27	0.96	8.82	-2.41	8.49	2.34	13.10	0.60	5.09	0.00	0.00	0.00	0.00
-2.00	2.25	1.60	0.00	1.00	-0.18	0.98	10.87	-1.98	10.69	2.29	9.43	0.44	4.70	3.66	1.61	36.61	12.45
-1.00	2.25	2.30	0.00	1.92	-0.09	1.00	17.37	-1.58	17.29	2.26	9.70	0.46	7.93	5.20	2.38	51.97	17.67
0.00	2.25	4.50	0.00	2.60	0.00	1.00	29.81	0.00	29.81	2.25	9.18	0.44	12.97	10.13	4.41	101.25	34.43
1.00	2.25	6.02	0.00	3.31	0.09	1.00	39.28	3.57	39.11	2.26	9.15	0.43	16.91	13.60	5.88	136.01	46.24
2.00	2.25	7.18	0.00	1.40	0.18	0.98	37.67	6.85	37.05	2.29	8.22	0.38	14.17	16.43	6.28	164.29	55.86
3.00	2.25	8.40	0.00	0.00	0.27	0.96	38.18	10.41	36.73	2.34	7.48	0.34	12.49	19.64	6.68	196.45	66.79
4.00	2.25	10.03	0.00	0.00	0.36	0.93	45.59	16.58	42.47	2.42	7.73	0.34	14.44	24.23	8.24	242.26	82.37
5.00	2.25	9.78	1.70	0.00	0.45	0.89	52.10	23.68	46.41	2.53	9.92	0.37	17.08	24.70	9.09	247.05	84.00
6.00	2.25	6.23	3.02	0.00	0.55	0.84	41.91	22.86	35.12	2.68	12.89	0.40	14.12	16.72	0.00	167.25	56.86
7.00	2.25	2.80	0.00	0.00	0.64	0.77	12.73	8.10	6.25	2.92	0.00	0.34	2.12	8.17	0.00	81.67	27.77
							334.32	86.09			96.79		122.02	142.48	44.57	1424.80	484.43

Fss	2.024067
ps	31.21063
Fas	1.485498

Cas de vidange

R= 28

N	B	H1	h2	h3	sina	cosa	Gn	T= Gn*sina N=Gn*cosa	dli	C*dli	tango	N*tango	dn	a*Gn*dn	p	p*tg
-3.00	2.80	0.00	2.49	0.00	-0.27	0.96	13.94	-3.80 13.42	2.91	23.57	0.53	7.11	24.13	40.38	0.00	0.00
-2.00	2.80	0.00	4.56	0.00	-0.18	0.98	25.54	-4.64 25.11	2.85	23.06	0.53	13.31	24.56	75.26	0.00	0.00
-1.00	2.80	0.00	5.21	0.00	-0.09	1.00	29.18	-2.65 29.06	2.81	22.77	0.53	15.40	22.57	79.02	0.00	0.00
0.00	2.80	0.00	6.89	0.00	0.00	1.00	38.58	0.00 38.58	2.80	22.68	0.53	20.45	21.89	101.35	19.29	6.56
1.00	2.80	0.00	7.01	0.00	0.09	1.00	39.26	3.57 39.09	2.81	22.77	0.53	20.72	20.62	97.14	19.71	6.70
2.00	2.80	0.00	8.15	0.00	0.18	0.98	45.64	8.30 44.88	2.85	23.06	0.53	23.79	20.19	110.58	23.21	7.89
3.00	2.80	0.00	9.67	0.00	0.27	0.96	54.15	14.77 52.10	2.91	23.57	0.53	27.61	20.53	133.41	28.14	9.57
4.00	2.80	3.78	7.00	0.00	0.36	0.93	60.58	22.03 56.43	3.01	19.18	0.46	26.15	21.11	153.46	21.04	7.15
5.00	2.80	5.83	5.93	0.00	0.45	0.89	66.18	30.08 58.95	3.14	17.83	0.44	25.69	22.45	178.30	18.64	6.34
6.00	2.80	4.05	2.20	0.00	0.55	0.84	35.23	19.21 29.53	3.34	16.45	0.41	12.01	23.61	99.80	7.35	2.50
7.00	2.80	1.70	0.00	0.00	0.64	0.77	9.62	6.12 4.72	3.63	0.00		0.00	24.97	28.81	61.71	20.98
							417.89	92.98		214.97		192.24		1068.69	137.38	46.71

fss	4.37936
ps	38.16749
fas	3.104874

Cas de vidange

R= 26.4

N	B	H1	h2	h3	sina	cosa	Gn	T= Gn*sina N=Gn*cosa		dli	C*dli	tango	N*tango	dn	a*Gn*dn	p	p*tg	
-3.00	2.64	0.00	2.00	0.22	-0.27	0.96	11.49	-3.13	11.05	2.74	17.34	0.00	0.00	22.30	30.75	0.00	0.00	
-2.00	2.64	0.00	3.31	1.65	-0.18	0.98	24.45	-4.44	24.04	2.68	19.51	0.55	13.30	22.17	65.04	0.00	0.00	
-1.00	2.64	0.00	5.11	2.34	-0.09	1.00	36.86	-3.35	36.71	2.65	19.39	0.55	20.26	21.78	96.35	0.00	0.00	
0.00	2.64	0.00	7.82	1.67	0.00	1.00	48.34	0.00	48.34	2.64	20.22	0.54	26.22	21.08	122.29	20.64	11.20	
1.00	2.64	0.00	8.46	1.53	0.09	1.00	51.13	4.65	50.92	2.65	20.46	0.54	27.53	20.62	126.52	22.43	12.13	
2.00	2.64	0.00	10.23	1.29	0.18	0.98	59.46	10.81	58.47	2.68	20.99	0.54	31.45	20.19	144.07	27.46	14.77	
3.00	2.64	0.00	11.34	0.00	0.27	0.96	59.88	16.33	57.61	2.74	22.23	0.53	30.53	20.53	147.51	31.12	16.49	
4.00	2.64	2.24	8.17	0.00	0.36	0.93	55.08	20.03	51.31	2.83	19.97	0.49	25.10	21.11	139.54	23.15	11.32	
5.00	2.64	5.74	6.78	0.00	0.45	0.89	66.41	30.19	59.15	2.96	17.35	0.44	26.20	22.45	178.90	20.10	8.90	
6.00	2.64	6.23	3.56	0.00	0.55	0.84	52.02	28.37	43.60	3.15	15.69	0.41	17.84	23.61	147.38	11.21	4.59	
7.00	2.64	1.76	0.00	0.00	0.64	0.77	9.39	5.97	4.61	3.42	0.00		0.00	23.89	26.91	60.23	0.00	
							474.51	105.42				193.16		218.43		1225.25	216.35	79.40

fss	3.904102
ps	46.41102
fas	2.710739

Stabilité Cas de fin de construction talus aval
R= 24.6

N	B	H1	h2	h3	sina	cosa	Gn	T= Gn*sina N=Gn*cosa		dli	C*dli	tango	N*tango	dn	a*Gn*dn
-3.00	2.46	0.00	0.00	1.80	-0.27	0.96	7.09	-1.93	6.82	2.56	14.34	0.60	4.09	25.12	21.38
-2.00	2.46	0.00	0.00	3.89	-0.18	0.98	15.33	-2.79	15.07	2.50	14.03	0.60	9.04	23.54	43.30
-1.00	2.46	3.00	0.00	3.02	-0.09	1.00	26.83	-2.44	26.72	2.47	10.89	0.47	12.57	22.17	71.37
0.00	2.46	5.00	0.00	3.16	0.00	1.00	37.33	0.00	37.33	2.46	10.17	0.44	16.45	21.57	96.62
1.00	2.46	6.30	0.00	2.31	0.09	1.00	40.45	3.68	40.28	2.47	9.51	0.41	16.50	20.42	99.11
2.00	2.46	7.50	0.00	1.40	0.18	0.98	42.83	7.79	42.12	2.50	8.96	0.38	16.04	20.92	107.52
3.00	2.46	8.00	0.00	0.00	0.27	0.96	39.80	10.86	38.29	2.56	8.19	0.34	13.02	20.63	98.53
4.00	2.46	9.34	0.00	0.00	0.36	0.93	46.47	16.90	43.29	2.64	8.46	0.34	14.72	21.63	120.61
5.00	2.46	8.68	0.00	0.00	0.45	0.89	43.19	19.63	38.47	2.77	8.85	0.34	13.08	22.27	115.41
6.00	2.46	7.03	0.00	0.00	0.55	0.84	34.98	19.08	29.31	2.94	9.40	0.34	9.97	23.51	98.67
7.00	2.46	3.00	0.00	0.00	0.64	0.77	14.93	9.50	7.33	3.19	0.00		0.00	24.83	44.47
							349.22	80.26			102.80		125.49		872.55

fss	2.844249
ps	35.46941
fas	1.972547

Stabilité cas de construction normal

R= 23.5

N	B	H1	h2	h3	sina	cosa	Gn	T= Gn*sina N=Gn*cosa	dli	C*dli	tango	N*tango	dn	a*Gn*dn
-3.00	2.35	0.00	0.00	2.36	-0.27	0.96	8.87	-2.42 8.54	2.44	13.68	0.60	5.12	25.03	26.65
-2.00	2.35	1.55	0.00	3.64	-0.18	0.98	21.04	-3.83 20.69	2.39	11.67	0.52	10.81	23.14	58.44
-1.00	2.35	2.52	0.00	4.23	-0.09	1.00	27.87	-2.53 27.75	2.36	11.10	0.50	13.96	22.37	74.80
0.00	2.35	4.18	0.00	4.46	0.00	1.00	36.61	0.00 36.61	2.35	10.43	0.47	17.36	21.36	93.83
1.00	2.35	6.05	0.00	5.04	0.09	1.00	47.67	4.33 47.47	2.36	10.13	0.46	21.75	20.62	117.95
2.00	2.35	7.65	0.00	7.89	0.18	0.98	65.98	12.00 64.88	2.39	10.56	0.47	30.62	20.19	159.86
3.00	2.35	9.21	0.00	6.23	0.27	0.96	67.14	18.31 64.60	2.44	10.18	0.44	28.74	20.53	165.42
4.00	2.35	11.78	0.00	5.34	0.36	0.93	76.00	27.64 70.80	2.52	9.96	0.42	29.81	21.22	193.52
5.00	2.35	14.67	0.00	3.12	0.45	0.89	81.37	36.99 72.48	2.64	9.55	0.39	27.95	22.18	216.57
6.00	2.35	11.34	0.00	0.00	0.55	0.84	53.83	29.36 45.12	2.80	8.97	0.34	15.34	23.61	152.51
7.00	2.35	6.34	0.00	0.00	0.64	0.77	30.10	19.15 14.77	3.05	0.00		0.00	24.97	90.18
							516.49	139.00				106.23	201.47	1259.5

fss	2.213676
ps	35.46941
fas	1.61776

Stabilité en construction normale

R= 22.8

N	B	H1	h2	h3	sina	cosa	Gn	T= Gn*sina N=Gn*cosa		dli	C*dli	tango	N*tango	dn	a*Gn*dn
-3.00	2.28	0.00	0.00	2.36	-0.27	0.96	8.61	-2.35	8.28	2.37	13.27	0.60	4.97	27.11	28.01
-2.00	2.28	0.00	0.00	3.64	-0.18	0.98	13.28	-2.41	13.06	2.32	12.98	0.60	7.83	24.64	39.26
-1.00	2.28	3.01	0.00	4.23	-0.09	1.00	29.29	-2.66	29.17	2.29	10.54	0.49	14.35	22.57	79.34
0.00	2.28	5.30	0.00	4.46	0.00	1.00	40.68	0.00	40.68	2.28	9.80	0.46	18.66	21.89	106.86
1.00	2.28	6.42	0.00	5.04	0.09	1.00	47.95	4.36	47.76	2.29	9.74	0.45	21.70	20.62	118.66
2.00	2.28	7.58	0.00	7.89	0.18	0.98	63.69	11.58	62.63	2.32	10.26	0.47	29.60	20.19	154.32
3.00	2.28	8.23	0.00	6.23	0.27	0.96	60.63	16.54	58.33	2.37	10.03	0.45	26.37	20.53	149.37
4.00	2.28	9.71	0.00	5.34	0.36	0.93	64.20	23.35	59.81	2.45	9.92	0.43	25.85	21.22	163.48
5.00	2.28	8.85	0.00	3.12	0.45	0.89	52.14	23.70	46.44	2.56	9.79	0.41	18.94	22.18	138.78
6.00	2.28	7.05	0.00	0.00	0.55	0.84	32.47	17.71	27.21	2.72	8.70	0.34	9.25	23.61	91.99
7.00	2.28	3.79	0.00	0.00	0.64	0.77	17.46	11.11	8.57	2.96	0.00		0.00	24.97	52.30
							430.41	100.92			105.04		177.53		1070.06

fss	2.800002
ps	35.46941
fas	1.911173

Annexes C : Tableau récapitulatif des résultats géotechnique

Echantillon/ profondeur Paramètre mesurée		PU01	PU02
		2.20- 2.50m	0.50- 1.90 m
Analyse Granulométrie Sédiment métrique	Fraction argileuse (d)%	Essais impraticables car l'échantillon est insoluble	/
	Limon (0.02 mm)		8%
	Sable fin (2.00mm)		12%
	Gros sable (2.00mm)		18%
	Graviers (20mm)		36%
	Cailloux (d)		26%
Limite d'Atterberg	Limite de Liquidité %)	34.98	/
	Limite de plasticité %)	18.60	/
	Indice de plasticité %)	16.38	/
Teneur en eau naturelle (%)		5.43	5.19
Densité humide		2.13	/
Densité sèche		2.02	/
Degré de saturation (%)		43.51	/
Essais cisaillement à la boîte		Essais impraticable	

Echantillon/ profondeur		PU01	PU02
Paramètre mesurée			
Essai Proctor	Densités sèche (t/)	/	1.93
	Teneur en eau (%)	/	5.1
Teneur en CaC(%)		24.0	34.0
Teneur en S(%)		1.31	1.29
Teneur en gypse (%)		0.34	0.21
Insolubles		2.33	2.29