

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

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE  
-Arbaoui Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

## **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

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

### **THEME DU PROJET :**

**ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE  
SUR OUED MELLAGOU (W.KHENCHELA)**

**Présenté par :**  
**M<sup>elle</sup>. SOUHILA AMRIOUNE**

### **Devant le jury composé de :**

<b>Nom &amp; Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
B.BENLAOUKLI	Maître de Conférence (A)	Président
S.TOUMI	Maître de Conférences (B)	Examineur
A.ADDOU	Maître de Assistante (A)	Examineur
N.SAIL	Maître assistante (A)	Examineur
M.K.MIHOUBI	Professeur	Promoteur

**Septembre 2017**

# *Dédicace*

*Je dédie ce travail aux être les plus chers à mon cœur :*

*Tous d'abord à mes chers parents :*

*La meilleures de toutes les mères ma maman Ourida*

*Qui m'a soutenu durant toute ma vie, surtout durant mes années d'études*

*Elle m'a appris la persévérance, la patience et surtout aimer ce que je fais*

*Je souhaite prouver mon grand remerciement qui ne sera jamais suffisant pour elle avec ce travail que j'espère la rendre fière.*

*Mon très cher papa Hamid*

*Papa tu es le meilleur des papas*

*Tu as toujours su trouver les mots, tu étais toujours présent et tu l'es toujours*

*Tu es le model du papa parfait à mes yeux*

*Je ne saurais jamais te remercier assez*

*Je dédie ce travail à mes deux frère Lyes Berber, M'hand je vous adore vous êtes ma prunelles*

*Mon unique sœur Sabrina Jenifer chiizzz*

*Mes amies que j'adore tellement Dyhia tu n'étais pas là mais je te mets en haut de la liste*

*Sonia ma biche, Fatma Fafoucha, Sissi Suzane, Ouiza*

*Mon très cher Ali qui boude à cause des dédicaces que je n'ai pas mise le jour de la soutenance, merci pour ton soutien moral et ta présence dans ma vie*

*Mes petits cousins mes diabolins*

*Manel, Dyhia, Amirouche et Massi*

*Sans oublier mes tantes et oncles*

*A mon future prince charment*

## **REMERCIEMENT :**

J'exprime ma reconnaissance au professeur Kamel Moustapha MIHOUBI mon encadreur, le remerciant d'avoir accepté d'être à mon aval dans l'élaboration de cette étude.

J'exprime ma reconnaissance à M.ZIANI du service étude au niveau de l'agence nationale des barrages et des transferts (ANBT) de m'avoir proposé ce thème.

Je désire remercier M<sup>me</sup>. OUABAS de l'ANBT pour son accueil et la disponibilité du géologue.

Je tiens à remercier aussi M.ZEROUAL pour son aide et le partage de ses connaissances en hydrologie.

Je tiens à exprimer ma gratitude aux membres du jury

- B.BENLAOUKILI qui a présidé ce jury
- N.SAIL ; S.TOUMI et A.ADDOU d'avoir examiné ce travail
- M.K.MIHOUBI mon encadreur pour sa présence et son soutien lors de la présentation de ce travail.

J'adresse mes remerciements à tous ceux qui ont participé au bon déroulement de cette étude de près ou de loin; j'espère qu'ils trouveront dans ce travail le témoignage de ma gratitude et mon profond respect.

## ملخص:

في إطار الاستراتيجية الوطنية الرامية للحفاظ على الموارد المائية وترقيتها، تعمل الدولة على تخزين أكبر كمية من المياه. حيث تقوم الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات، بدراسة وبناء أكبر عدد ممكن من السدود والحوجز المائية في سبيل ذلك. ويتطلب ذلك الاهتمام بهذه المنشآت من حيث التقدير الدقيق لمتطلباتها الهندسية، والاختيار الأمثل لمواقعها ودراسة جميع ملحقاتها ومحيطها. وفي إطار ذلك تأتي مذكرتنا لتناول دراسة تحقيقية لسد مائي على مستوى وادي ملاقو ببلدية بوحمامة الواقعة بإقليم ولاية خنشلة. حيث قمنا بدراسة جيولوجية وهيدرولوجية إضافة إلى دراسة للنماذج من أجل تحديد النموذج المثالي لجسم السد الذي سيتم إنجازه، وحساب أبعاد التجهيزات الملحقة (مفرغ الفيضانات، مأخذ الماء ومفرغ القعر)، ثم أتمنا الدراسة بتنظيم الورشة والحماية والأمن من حوادث العمل.

### Résumé :

Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de promotion du secteur de l'hydraulique pour la mobilisation de la ressource en eau, l'ANBT s'est vue attribuer la charge de réaliser des barrages, des retenues collinaires et des transferts.

Pour notre étude, le choix et le dimensionnement des ouvrages de stockage méritent d'être approfondis. Ainsi, les travaux que nous avons menés dans ce mémoire de fin d'études concernent la faisabilité d'un barrage dans la Wilaya de Khenchela sur l'Oued Mellagou au niveau de la localité de Bouhmama. Le travail consiste en une étude géologique, hydrologique et une étude des variantes pour fixer le choix du type de la digue à concevoir et le dimensionnement des ouvrages annexes (évacuateur de crues, prise d'eau et vidange de fond). L'étude sera achevée par l'organisation de chantier, la protection et la sécurité de travail.

### Abstract:

This work examines the feasibility study of the Mellagou dam in the Willaya of Khenchela in the municipality of Bouhmama. For this, we have made a geological and hydrological study in order to determine the ideal model for the body of the opted dam, and calculate the dimensions of the auxiliary equipments (vacuum flooding, water outlet and suction of the bottom). The study is completed by the organization of the work site as well as the protection and safety from accidents.

## Sommaire :

Introduction Générale :.....	1
I.1 Généralités :.....	2
I.2 L'objectif Du Barrage :.....	2
I.3 Situation Géographique De La Commune :.....	2
I.3.1 Choix Du Site Du Barrage :.....	2
I.3.2 Localisation De L'ouvrage :.....	3
I.4 Documentation Consultée :.....	3
I.5 Caractéristique Morphologiques :.....	4
II Introduction :.....	5
II.1 Géologie régionale :.....	5
II.2 Description litho-stratigraphique :.....	5
II.3 Etude des différents Axes.....	8
II.3.1 Géologie des différents axes.....	8
II.3.1.1 Lithologie de l'axe aval :.....	8
II.3.2.1 Lithologie de l'axe amont :.....	9
II.3.3 Discussion de l'axe retenue :.....	9
II.4 Résultats des travaux de reconnaissances :.....	9
II.4.1 Sondages carottés :.....	9
II.4.2 Essais de perméabilité de Lugeon :.....	11
II.4.3 Niveau de la nappe :.....	11
II.5 Essais géotechniques :.....	12
II.6 Géologie de la zone de retenue :.....	13
II.6.1 Terrain de couverture :.....	13
II.6.2 Substratum rocheux :.....	14
II.6.3 Formation du Toronien :.....	14
II.6.4 Formation du Trias :.....	14
II.7 Stabilité et étanchéité de la cuvette de retenue :.....	14
II.8 Conditions géologiques sous les ouvrages annexes :.....	15
II.8.1 L'Evacuateur de crue :.....	15
II.9 Zone d'emprunt :.....	15
II.9.1 Etude de la zone :.....	15

II.9.2 Résultats d'essais réalisés sur la zone d'Emprunt : .....	16
II.10 Sismicité du site : .....	17
II.11 Recommandations : .....	17
Conclusion:.....	18
III.1.2Caracteristiques Geometriques Du Bassin Versant.....	22
III.1.3Caracteristiques Morphologiques Du Bassin Versant :.....	23
III.1.4Hypsometrie Du Bassin Versant .....	24
III.1.4.1Le Relief :.....	24
III.1.5 Les Indices : .....	28
III.1.6Caracteristiques Hydrographiques Du Bassin Versant .....	30
III.1.6.1Reseau Hydrographique .....	30
III.2 Caracteristiques Climatologiques.....	34
III.2.1Temperatures .....	35
III.2.2Le Vent :.....	36
III.2.4Evaporation : .....	37
III.3.Pluviometrie.68 .....	38
III.3.1Stations Et Donnees Disponibles .....	38
III.3.2Les Precipitations Maximales Journalieres .....	39
III.4Pluies De Courtes Durees De Differentes Frequences Et Leurs Intensites :.....	48
III.5Etudes Des Apports .....	51
III.5.1 Estimation De L'apport Moyen Annuel $A_0$ .....	52
III.5.2 Caracteristiques De L'ecoulement .....	53
III.5.3 Les Apports Frequentiels .....	55
III.6 Etude Des Crues : .....	57
III.6.1 Formules Empiriques Pour La Determination De La Crue .....	57
III.6.2 Choix De La Crue De Projet .....	62
III.7 Les Apports Solides Et Estimation Du Volume Mort :.....	65
III.7.1 Les Apports Solides .....	65

III.7.2 Estimation Du Volume Mort.....	66
III.8 Regularisation.....	66
III.8.1 Repartition Mensuel De L'apport 80% : .....	67
III.8.2 Repartition Mensuel Des Besoins : .....	67
III.8.3 Courbes «Hauteurs – Capacites - Surfaces» .....	67
III.8.4 Calcul Du Volume Utile.....	69
III.9 Laminage Des Crues .....	76
III.9.1 Principe De La Methode De Solution .....	76
III.9.2 Application De La Methode De Mukingum Pour Une Largeur De Deversoir B=30m.....	78
III.10 Etude D'optimisation .....	83
III.10.1 La Revanche .....	83
III.10.2 Le Tassement.....	84
III.10.3 Largeur En Crete : .....	84
III.11 Calcul Des Cout.....	85
III.11.1 Le Cout De La Digue .....	85
III.11.2 Calcul Du Cout De L'evacuateur De Crues .....	86
III.11.3 Le Cout Total .....	88
Conclusion :.....	89
IV-1 Choix Du Type De Barrage .....	91
IV.1.1 Barrage Zone Avec Noyau D'argile .....	91
IV.1.2 Barrage En Enrochement Avec Masque Amont .....	91
IV.2 Definition De Profil General Du Barrage .....	92
IV.2.1 Hauteur De Barrage.....	92
IV.2.2 Largeur En Crete .....	93
IV.2.4 Pentes Des Talus .....	94

IV.2.5 Les Bermes.....	94
IV.3 Barrage Zone A Noyau D'argile .....	94
IV.4 Barrage En Enrochement A Masque .....	100
IV.4.1 Pentdes Des Talus .....	100
IV.4.2 Masque En Beton .....	100
IV.5 Evaluation Du Cout Des Materiaux Pour Les Differentes Variantes .....	100
Conclusion.....	100
Introduction .....	101
V.1 Protection Des Talus .....	101
V.2 Dimensionnement Des Filtres Et Drains .....	101
V.2.1 Dimensionnement De Filtre Entre Le Noyau Et Les Recharges.....	101
V.2.2 Drainage A L'aval .....	103
V.3 Cle D'etancheite .....	103
V.4 Bermes.....	103
V.5 Protection De La Crete .....	103
V.6 Calcul Des Infiltrations A Travers La Digue Et La Fondation .....	104
V.6.1 Ligne De Saturation.....	104
V.6.2 Calcul D'infiltration .....	106
V.6.2.1 Calcul Du Debit De Fuite Par Infiltration A Travers La Digue .....	106
V.7. Calcul De Stabilite.....	107
V.7.1 Consequences De L'instabilite Des Talus.....	107
V.7.2 Methode De Calcul.....	108
V.7.2.4 Calcul Du Coefficient De Securite Pour Les Differents Types De	
Fonctionnement.....	113
Conclusion.....	115
VI. Introduction.....	117
VI.1 Ouvrage D'evacuation De Crues .....	117
VI.1.1 Critères De Choix De L'évacuateur De Crue.....	117

VI.1.2 Différents Types Des Evacuateurs De Crues .....	117
VI.1.2.1 Evacuateur De Crues En Puits (Tulipe) .....	117
VI.1.2.2 Evacuateur De Crues Latéral A Entonnement Latéral .....	118
VI.1.2.3 Evacuateur De Crues Latéral A Entonnement Frontal .....	118
VI.1.2.4 Evacuateur De Crues En Siphon .....	118
VI.1.3 Choix Du Trace De L'axe .....	119
VI.1.4 Etude De La Variante Retenue.....	119
VI.1.4.1 Caracteristiques De L'evacuateur De Crue.....	119
VI.1.4.2 Dimensionnement Et Calcul Hydraulique De Chacun Des Elements De L'evacuateur De Crue .....	120
Conclusion :.....	134
VII.1 Organisation Technique De Preparation.....	136
VII.2 Roles Et Responsabilites Des Intervenants Sur Chantier .....	136
VII.3 Travaux Preparatoires Et Installation De L'entreprise : .....	137
VII.4. Ordre D'execution Des Travaux : .....	137
VII.5 Travaux De Realisation .....	138
VII.6 Les Moyens De Chantier : .....	138
VII.7 Programme Des Travaux : .....	139
VII.8 Planification.....	140
VII.9 Delai de construction et programme des travaux .....	144
VII.10. Symboles des différentes opérations .....	144
VII.11. Détermination Du Chemin Critique.....	145
VII.12 Devis Estimatif .....	145
VIII. Introduction : .....	145
VIII.1 Causes Des Accidents De Travail .....	145
VIII.2 Conditions Dangereuses Dans Le Chantier.....	146

VIII.3 Actions Dangereuses .....	146
VIII.4 Mesures Preventives.....	146
VIII.5 Principales Fonctions Du Service De Securite.....	147
VIII.6 Organisation De La Prevention Des Accidents Du Travail.....	147
Conclusion :.....	149
Conclusion Générale :.....	150

## Liste des tableaux :

Tableau II 1 Niveau de la nappe.....	10
Tableau II 2 : Récapitulatif des résultats des essais Physique et Mécanique.....	12
Tableau II 3: Récapitulatif des résultats des essais physiques (alluvions grossières).....	15
Tableau II 4: Récapitulatif des essais mécaniques.....	16
Tableau II 5: Coefficients d'accélération.....	17
Tableau III. 1: Récapitulatif des caractéristiques géométriques du BV.....	22
Tableau III. 2: Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	25
Tableau III. 3: Tableau récapitulatif des résultats précédents.....	28
Tableau III. 4: Longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau.....	28
Tableau III. 5: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).....	29
Tableau III. 6: Tableau récapitulatif des résultats du temps de concentration.....	33
Tableau III. 7: Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant.....	34
Tableau III. 8: Températures moyennes mensuelles.....	35
Tableau III. 9: Vitesses moyennes du vent en m/s.....	36
Tableau III. 10: Humidité relative moyenne à Khenchela.....	36
Tableau III. 11: Evaporation station Khenchela.....	37
Tableau III. 12: Stations pluviométriques.....	38
Tableau III. 13: Répartition des précipitations dans la station de BOUHAMAMA.....	39
Tableau III. 14: Caractéristique de la série pluviométrique (43 ans).....	40
Tableau III. 15: Teste d'hogénéité de Mood.....	41
Tableau III. 16: récapitulatif des conditions de la méthode de Mood.....	42
Tableau III. 17: Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL.....	44
Tableau III. 18: Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon... ..	45
Tableau III. 19: Résultat de l'ajustement à la loi de GALTON.....	46
Tableau III. 20: Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon.....	47
Tableau III. 21: Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence.....	48
Tableau III. 22: tableau récapitulatif de l'apport moyen.....	53
Tableau III. 23: tableau récapitulatif du coefficient de variation.....	55
Tableau III. 24: Les apports.....	56
Tableau III. 25: Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel.....	56
Tableau III. 26: Récapitulatif de la formule de Mallet-Gauthier.....	58
Tableau III. 27: Résultats de la formule de SOKOLOVSKY.....	58
Tableau III. 28: Résultat de la formule de POSSENTI.....	59
Tableau III. 29: Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue $\delta$ .....	60
Tableau III. 30: Débits fréquentiels pour une construction d'hydrogramme de crue.....	61
Tableau III. 31: Crue de projet recommandée.....	63
Tableau III. 32: Choix de la crue de projet.....	64
Tableau III. 33: résultat du calcul du $V_m$ .....	66
Tableau III. 34: Répartition mensuelle de l'apport 80%.....	67
Tableau III. 35: Répartition mensuelle des besoins en eau.....	67
Tableau III. 36: Courbe topographiques et volumétriques :.....	68
Tableau III. 37: Résultat de calcul de la période de bonne hydraulité.....	70
Tableau III. 38: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm3).....	72
Tableau III. 39: Pertes par infiltration et évaporation.....	74
Tableau III. 40: Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm3).....	75
Tableau III. 41: Calcul de la courbe caractéristique du barrage.....	79
Tableau III. 42: Calcul de l'hydrogramme de sortie.....	80

Tableau III. 43: Hydrogramme laminé pour les différentes largeurs b.....	81
Tableau III. 44: Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum .....	83
Tableau III. 45: Récapitulatif du calcul de la Revanche .....	85
Tableau III. 46: Les résultats de calcul de la largeur en crête .....	86
Tableau III. 47: Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs du .....	87
Tableau III. 48: Résultats de calculs du coût du déversoir pour différentes largeurs déversantes .....	88
Tableau III. 49 : Résultat de calcul du Coût du coursier.....	89
Tableau III. 50 : Coût total pour chaque charge déversante.....	89
Tableau III. 51: Tableau récapitulatif.....	90
Tableau IV. 1:Récapitulatif du calcul de la Revanche .....	92
Tableau IV. 2: Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.....	93
Tableau IV. 3: Valeurs indicatives des pentes des talus.....	94
Tableau IV. 4: Valeur de c en fonction du poids spécifique .....	95
Tableau IV. 5: Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.....	96
Tableau IV. 6: Classes du barrage en fonction du type de la fondation .....	97
Tableau IV. 7: Valeur de $I_{adm}$ en fonction du type d'ouvrage.....	97
Tableau IV. 8: Caractéristique du noyau.....	98
Tableau IV. 9: Evaluation du Coût des matériaux pour les différentes variantes .....	100
Tableau V. 1: Caractéristique du Rip-rap.....	101
Tableau V. 2: Caractéristiques du prisme de drainage.....	103
Tableau V. 3: Coordonnée de la ligne de saturation .....	105
Tableau V. 4: Détermination des rayons max et min .....	108
Tableau V. 5; les valeurs admissibles des coefficients de sécurité .....	110
Tableau V. 6: Tableau récapitulatif pour l'élaboration de la zone des cercles critiques .....	110
Tableau V. 7: Les caractéristiques géotechniques des sols .....	114
Tableau V. 8: Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	114
Tableau VI. 1: coordonnées de la ligne d'eau dans le déversoir.....	123
Tableau VI. 2: itérations pour le calcul du $H_n$ .....	125
Tableau VI. 3: Résultat de la méthode d'intégration indirecte .....	128
Tableau VI. 4: Résultats des itérations successives .....	133
Tableau VII. 1: Symboles des opérations.....	144
Tableau VII. 1: Devis estimatif.....	145

## Listes des figures :

Figure I. 1: Site du barrage.....	4
Figure II 2: Evolution du niveau piézométrique de la nappe .....	10
Figure II 3: Vue sur la cuvette.....	14
Figure III. 1: Plan d'orientation de site du barrage source : INCT-ALGER .....	21
Figure III. 2 Courbe hypsométrique .....	26
Figure III. 3 : Répartition des courbes de niveau .....	27
Figure III. 4: Réseau hydrographique de Oued MELLAGOU.....	30
Figure III. 5: Répartition mensuelle des températures.....	35
Figure III. 6: Diagramme de la répartition mensuelle de l'humidité.....	37
Figure III. 7: Diagramme répartition mensuelle de l'évaporation.....	38
Figure III. 8: Répartition mensuelles des précipitations en mm de la station de BOUHAMAMA.....	39
Figure III. 9: Graphique d'ajustement à la loi de Gumbel .....	45
Figure III. 10: Représentation graphique de la loi de Galton.....	47
Figure III. 11: Pluies de Courte durée .....	51
Figure III. 12: Intensité-durée-fréquence .....	51
Figure III. 13: Répartition mensuelle des apports 80% .....	56
Figure III. 14: Hydrogrammes de crue pour différentes période de retour .....	62
Figure III. 15: Hydrogramme de crue 1 000ans .....	64
Figure III. 16: Courbe surface-hauteur.....	69
Figure III. 17: Courbe capacité-hauteur .....	69
Figure III. 18: Représentation graphique de l'hydrogramme d'entrée et de sortie .....	77
Figure III. 19: Courbe surface-hauteur au-dessus du NNR.....	79
Figure III. 20: Courbe caractéristique de la cuvette .....	80
Figure III. 21: Hydrogramme d'entrée et de sortie .....	83
Figure III. 22: Courbe d'optimisation.....	90

Figure VI. 1: Profil déversoir Creager.....	122
Figure VI. 2: Ligne d'eau dans le déversoir .....	124
Figure VI. 3: Profil du déversoir d'après Creager et la ligne d'eau pour $H_d=2.2m$ .....	130
Figure VI. 4: Bassin dissipation type USBR III.....	131
Figure VII. 4: Chemin critique .....	144

## **Listes des planches :**

Planche 01 : Coupe géologique transversale suivant l'axe du barrage

Planche 02 : Coupes transversales des variantes de la digue

Planche 03 : Coupe transversale de la variante de la digue choisie avec détails

Planche 04 : Ligne de saturation et calcul de stabilité des talus de la digue

Planche 05 : Plan d'aménagement

Planche 06 : Diagramme de Gantt

## **INTRODUCTION GENERALE :**

Dans le cadre de la mobilisation de la ressource en eau pour les besoins de l'agriculture, le ministère en charge de cette fonction a élaboré, à partir des années 80 un programme ambitieux pour la construction de barrages et retenues collinaires pour les besoins de l'irrigation et de l'alimentation en eau potable.

Les personnes demeurant à l'Oued MELLAGOU, daïra de BOUHAMAMA à 70Km du chef-lieu de la wilaya de KHENCHELA, se trouvent depuis des années sans eau potable les poussant à quitter leurs terres et leurs vergers ; une situation alarmante à laquelle le ministre des ressources en eau et de l'environnement trouve une solution en lançant un projet d'implantation d'un barrage au niveau de l'Oued MELLAGOU.

À cet effet l'Agence Nationale des Barrage et Transfert a lancé un programme pour l'étude du projet du barrage MELLAGOU qui va stocker un volume d'eau important destiné principalement à l'alimentation en eau potable et à l'irrigation.

L'objet de ce mémoire de fin d'étude est de faire une étude faisabilité du barrage MELLAGOU situé dans la commune de BOUHMAMA, W. KHENCHELA.

Le contenu comprendra huit chapitres. Une analyse assez poussée des conditions géologiques et géotechniques sera faite afin de trouver le site favorable. Puis, le traitement en détail des données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul de l'hydrogramme de crue, d'estimation de la crue du projet et du transport solide, de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique, enfin un calcul d'optimisation saura fait dans le but de trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et de la hauteur de la digue. Un chapitre sera consacré pour le choix de la variante technico-économique. Une fois la variante choisie suivra une étude détaillée pour sa conception ainsi la vérification de sa stabilité, puis le dimensionnement des ouvrages annexes. En fin, dans le dernier chapitre, on abordera la problématique de l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux.

### **I.1 Généralités :**

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

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

### **I.2 L'objectif du barrage :**

Ce barrage est destiné à l'irrigation et l'alimentation en eau potable.

### **I.3 situation géographique de la commune :**

La commune de BOUHAMAMA occupe la partie Est du territoire de la daïra de BOUHAMAMA, elle a une population de l'ordre de 11 922 habitants en 2013

La commune est limitée comme suit :

Au nord : la commune de CHELIA et YABOUS

A l'est : la commune de TAMZA.

Au sud : la commune de KHIRANE.

A l'ouest : la commune de MSARA et INOUGHISSENE wilaya de BATNA.



**Figure I. 1:** Carte de situation de la Commune de BOUHAMAMA

L'agglomération de chef-lieu de la commune est située au Sud-Ouest de la commune à environ 60km du chef-lieu de la wilaya, elle est desservie par la RN°88 la reliant au reste de la wilaya au Sud et d'une part et avec la wilaya de Batna au Nord d'autre part.

### **I.3.1 Choix du site du barrage :**

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

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

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

Lors de la préparation d'un inventaire de sites possibles pour 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.

Les coordonnées UTM de l'exutoire sont comme suit :

$$\mathbf{X = 309\ 999m}$$

$$\mathbf{Y = 3\ 889\ 264m}$$

$$\mathbf{Z = 830\ m\ NGA}$$

### **I.3.2 Localisation de l'ouvrage :**

Le site proposé pour le barrage se trouve dans la wilaya de Khenchela, à environ 40km au sud-ouest de la ville de Khenchela et à 15 Km au sud de Bouhamama, l'oued Mellagou est un affluent d'oued El Arab

### **I.4 Documentation consultée :**

L'intérêt accordé à la collecte de données fiable, dont la consistance dépend principalement de l'approche méthodologique.

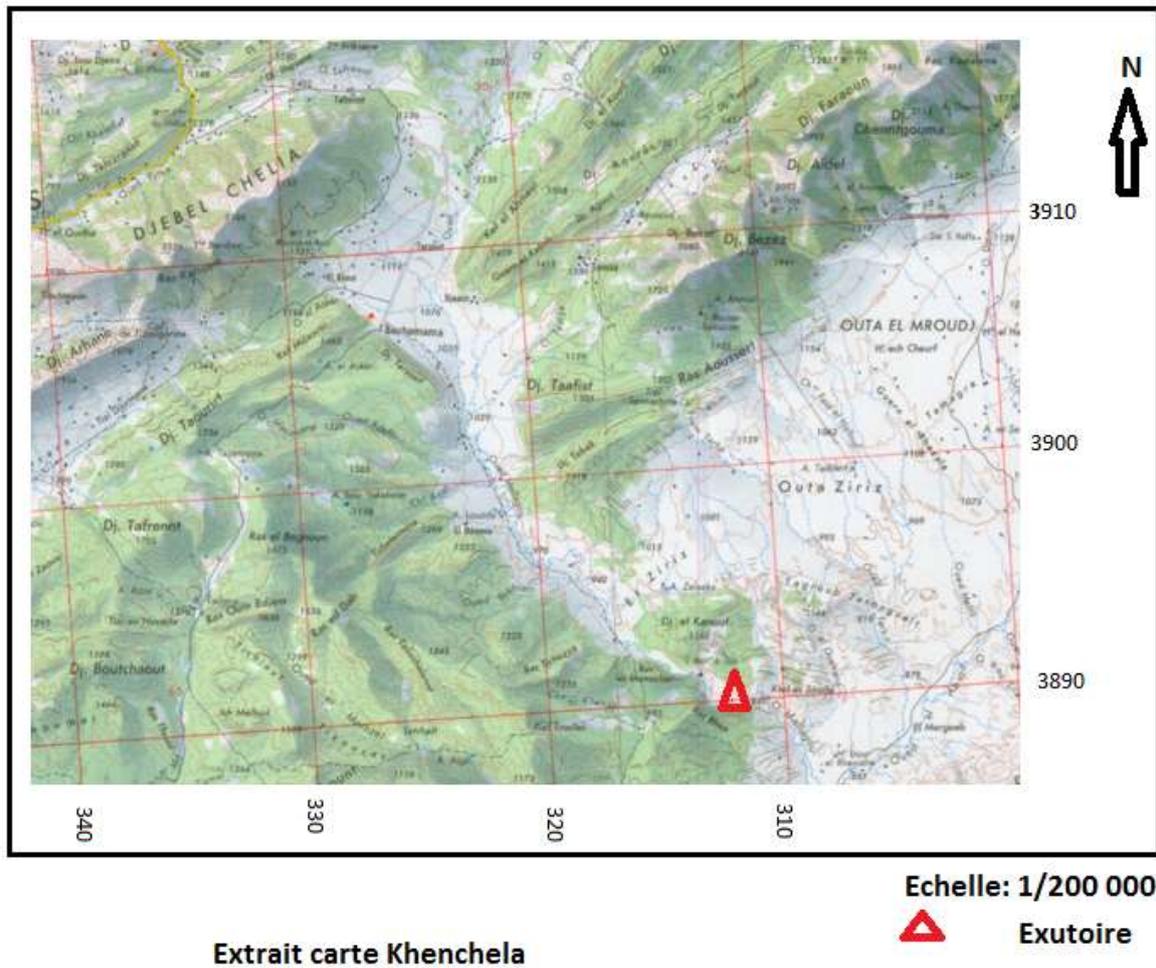
La présente étude nécessite des données cartographiques, hydrologiques et pluviométriques de la région où se trouve le bassin versant.

La documentation topographique pour des travaux de faisabilité du barrage et la justification des conceptions de l'étude consiste en les documents cartographiques suivants :

- ✓ Carte d'état-major de KHENCHELA (annexe01)
- ✓ levé topographique du site du barrage échelle 1/100.
- ✓ carte pluviométriques de l'Algérie du nord.

### **I.5 caractéristique morphologiques :**

La zone d'étude du barrage présente un relief accidenté, l'emplacement du site est caractérisé par une vaste cuvette, la pente du relief est très faible, la gorge choisie pour l'emplacement de l'axe du barrage est très ouverte



**Figure I. 2:** Site du barrage

Le climat de la région de BOUHAMAMA est caractérisé par des étés chauds et des hivers froids, la température moyenne est de 15.7°C.

- ✓ Le mois le plus pluvieux est janvier avec une moyenne de 52.76mm.
- ✓ Le moi le moins pluvieux est juillet avec une moyenne de 12.41mm.

## II Introduction :

Pour valider le choix d'un site, on doit vérifier un certain nombre de critères d'ordre géotechnique et géologique préalablement à l'établissement du projet proprement dit.

Le contenu de ces études à mener varie selon la nature des problèmes rencontrés, mais il devra permettre de se prononcer sur l'étanchéité au niveau de la cuvette, la qualité mécanique des fondations, la disponibilité en matériaux de construction, terre pour remblai, eau pour compactage, enrochements, sable et graviers pour le béton.

### II.1 Géologie régionale :

La région de Khenchela est liée principalement à la tectonique Alpine donnant lieu à des monticules alignés suivant une direction NE-SW,

La zone d'étude appartient au domaine atlasique (Atlas saharien) qui est un domaine très accidenté et plissé composé des séries sédimentaires du jurassique et du crétacé.

Il s'agit de formations calcaires, marneuses et marno-calcaires. Il faut souligner que le trias est parfois rencontré sous forme intrusive, mais également disséminé, sous différents faciès (argiles bariolées, sel gemme, gypse, etc...)

### II.2 Description litho-stratigraphique :

#### ➤ Quartenaire

Le Quartenaire recouvre la majeure partie de la plaine de Toufana et par extension celle de Rémila située plus à l'est. Le bassin étant fermé, il a recueilli tous les produits de l'érosion des reliefs environnants. La sédimentation est en majeure partie argileuse et marneuse, avec une proportion importante de gypse. On y trouve également des interactions de : graviers, sables...

Enfin notons au sud de la plaine et bordure du massif du Chélia, une croûte calcaire blanche recouvre les différentes formations.

#### ➤ Miocène :

- **Le Tortonien supérieur continental**

Il est constitué d'argile silteuse beige et rouge et de grès. Ces formations sont visibles dans le ravinement dans les alentours de Toufana. L'ensemble argilo-gréseux épais de 300 à 400m.

- **Le Tortonien gréseux blanc et grossier**

Cette formation est discordante et peut reposer directement sur le crétacé supérieur notamment à la terminaison nord de l'anticlinal du Chélia. Elle est composée de grès blancs grossiers

- **Le Langhien-Serravalien**

Il s'agit de marnes, calcaires biomicritiques et de grès blancs. Cet ensemble est fortement discordant sur le crétacé moyen et supérieur.

- **L'Aquitano-Burdigalien**

C'est un ensemble constitué d'argiles, d'argiles silteuses rouges et de grès

➤ **Crétacé :**• **La Campanien**

Il est constitué de marnes noires, contiennent quelques intercalations de calcaires ocre légèrement phosphatés.

• **Santonien**

Il s'agit de marnes gris-bleu et calcaires à incérâmes. Cet étage sur le flanc nord de l'anticlinal de Chéla.

• **La Conacien**

Constitué d'alternances de marnes grises et de marno-calcaires à inocérames.

• **Le Turonien « moyen et supérieur »**

Constitué d'altérnances de marnes beiges et de calcaires zoogènes noduleux. Il constitue une des barres de la terminaison de l'anticlinal du djebel Chéla.

• **La Turonien basal**

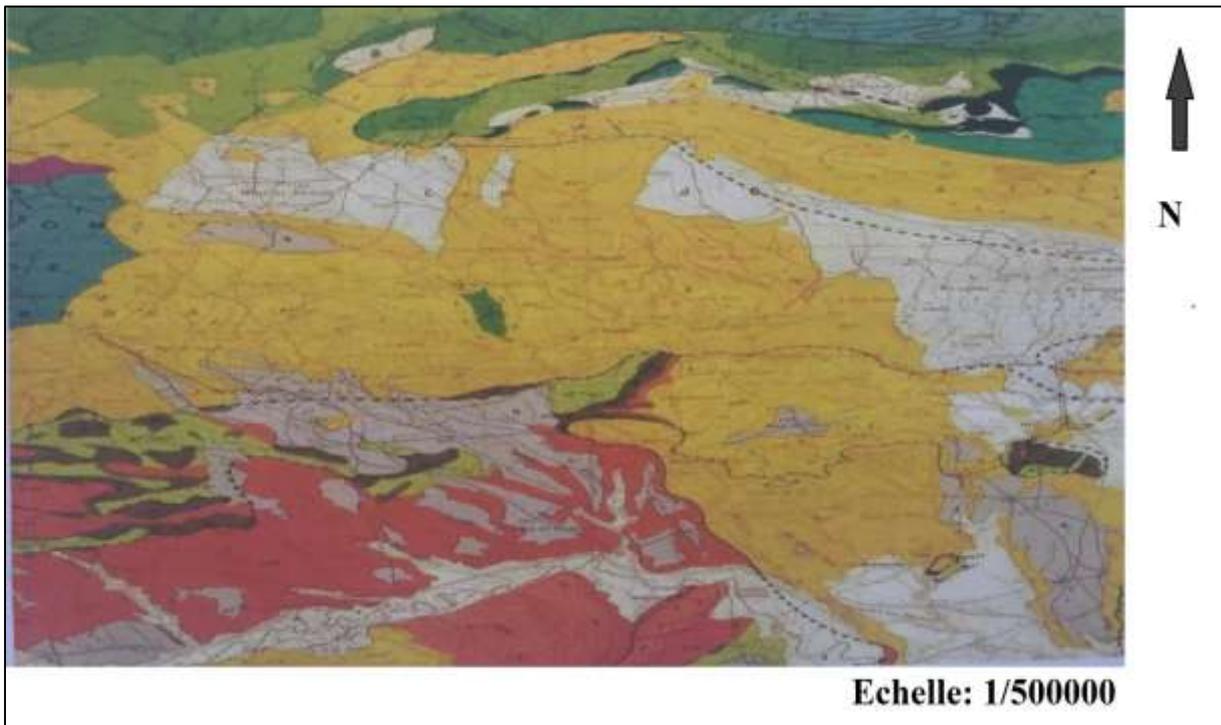
Il s'agit de marno-calcaires bitumineux en plaquettes et alternances de marnes bleues.

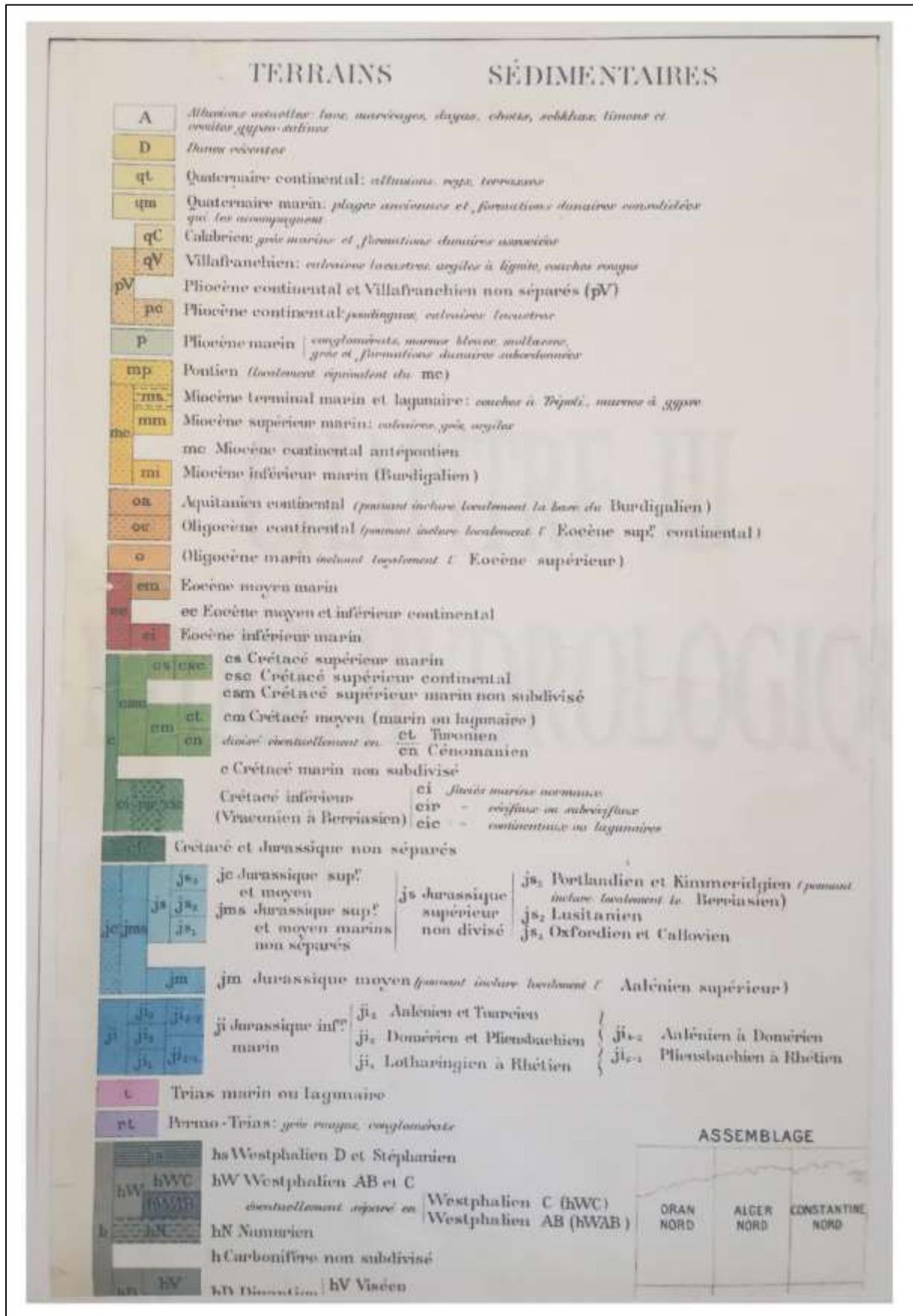
• **La Cénomaniens supérieur**

Il est constitué de calcaires marneux gris-bleu à cassure noirâtre

• **Le Cénomaniens moyen**

Constitué de marnes grises avec de petites interactions calcaires.





### II.3 Etude des différents Axes :

Deux axes potentiels répartis sur deux sites ont été identifiés pour l'implantation du futur barrage de Mellagou ils sont illustrés dans la figure II. 1

L'axe 01 sera l'axe aval à une altitude de 830m

L'axe 02 sera l'axe amont à une altitude 998m



**Figure II 1:** Image satellitaire du site du barrage avec les différents axes

#### II.3.1 Géologie des différents axes :

Avant sa confluence avec l'Oued El-Abiod, l'Oued Mellagou coule dans une vaste et longue gorge qu'il entaille dans les marno-calcaires du Turonien inférieur le choix de l'axe aval n'est pas imposé par un resserrement mais c'est la latitude qui laisse examiner plusieurs alternatives (morphologique, géologique, et technique)

Par contre, l'axe amont se trouve dans une gorge relativement serrée entaillées par l'Oued dans les mêmes formations.

##### II.3.1.1 Lithologie de l'axe aval :

La vallée est très large à forme dissymétrique.

La rive droite est presque subverticale tandis que la rive gauche est nettement plus douce

Elle se développe dans les formations marno-calcaires du Turonien ;

Les formations du site sont dominées par des marnes grises armées par des bancs plus indurés de nature calcaires compacts ;

Le fond de l'oued est large et plat est occupé par les dépôts de la terrasse récente.

Ces formations sont généralement dominées en surface par des fractions fines argilo-limoneuse.

Sur les versants, l'épaisseur des terrains de couverture est généralement faible.

Toutes les observations effectuées sur le terrain notamment en rive gauche de l'oued ne montrent pas d'affleurement des faciès gypseux du Trias.

L'ensemble des couches est disposé dans une structure géologique plus complexe que celle du site de l'axe aval

Ce qui distingue surtout ce site amont est la présence de calcaires brêchiques, très fracturé et de plis serrés ainsi que la forte déformation tectoniques, matérialisée sur le terrain par une zone de cisaillement dans le lit de l'oued responsable du redressement des couches, cette zone fortement chahutée semble localisée dans le prolongement du linéament gypsifère.

Plus à l'amont de cet axe, en rive gauche de l'oued, deux petites failles ont été observées, affectant les marnes et un gros banc calcaire, une troisième faille a également été observé en rive droite.

### **II.3.2.1 Lithologie de l'axe amont :**

La vallée est dyssymétrique avec une rive droite presque subverticale, en contraste le site de l'axe amont est caractérisé par un fond de vallée plus étroit

Les formations de ce site sont dominées par des marnes grises armée de bancs plus indurés de nature calcaire marneuse, ces calcaires résistent à l'érosion sont roux en surface et gris à la cassure.

### **II.3.3 Discussion de l'axe retenue :**

## **II.4 Résultats des travaux de reconnaissances :**

Les travaux de reconnaissances mis en œuvre ont permis de définir les conditions géologiques et géotechniques en profondeur et de tracer des coupes géologiques qui explicitent la structure du massif.

### **II.4.1 Sondages carottés :**

Six sondages sont exécutés au niveau de l'axe du barrage :

#### **➤ Sondage S01 :**

Implanté en rive droite sur le sommet de la butte cote 890.76 NGA, il recoupe de :

**0.00 à 03.50 m :** Des calcaires marneux gris en débris légèrement altérés ;

**3.50 à 30 m :** Des calcaires marneux compacts et durs avec de rares fissures subverticales localement oxydées. Le RQD est souvent supérieure à 80%.

#### **➤ Sondage S02 :**

Installé à mi-pente sur la rive droite à la côte 855.50 m NGA, ce sondage rencontre :

**0.00 à 03.50 m :** Des colluvions argileuses à éléments anguleux (calcaires) ;

**3.50 à 40 m :** Des calcaires compacts marneux et durs avec des passées plus marneuses parfois feuilletées avec de rares fissures subverticales . Le RQD est toujours supérieur à 60% jusqu'à 20 m et supérieur à 80 % au-delà.

➤ **Sondage S03 :**

Réalisé en fond de vallée, à la côte de 842.07 m NGA

**0.00 à 03.00 m :** Des argiles brunes limoneuses ;

**03.00 à 09.00 m :** Des alluvions grossières à éléments à éléments calcaires 1-40mm avec quelques blocs ;

**09.00 à 40.00 m :** Des calcaires, calcaires marneux compacts et durs. Le RQD est toujours supérieures à 50%, il atteint rarement 80%.

➤ **Sondage S04 :**

Positionné en fond de vallée à la côte de 844.38 m NGA ce sondage est incliné de 30° vers l'oued, il traverse :

**00.0 à 04.80 m :** Des argiles brunes limoneuses ;

**04.80 à 10.00m :** Des alluvions grossières à éléments calcaires 1-60 mm avec quelques blocs ;

**10.00 à 13.80 m :** Des calcaires marneux et marnes altérées ;

**13.80 à 50.00 m :** Des calcaires, calcaires marneux compacts et ddurs. Le RQD est 50% jusqu'à 13.8m puis dépasse cette valeur pour atteindre parfois 80%.

➤ **Sondage S05 :**

Ce sondage est sur la rive gauche à mi-pente 862.29 m, il recoupe

**0.00 à 03.50 m :** Des colluvions à débris de calcaires marneux anguleux de 1 à plus de 60 mm ;

**03.50 à 10.00 m :** Des calcaires marneux légèrement altérés et fissurés. Le RQD est faible jusqu'à 8.5 m <20% ;

**10.00 à 40.00 :** Des calcaires marneux compacts et durs localement fissurés. Le RQD est souvent proche de 80% qu'il dépasse dans bien des cas.

➤ **Sondage S06 :**

Situé sur le haut de la rive gauche côte 887.51 m NGA, il recoupe :

**0.00 à 04.30 m :** Des calcaires marneux compacts et durs fissurés localement altérés avec RQD faible ;

**04.30 à 30.00 m :** Des calcaires marneux compacts et durs avec RQD toujours supérieur à 50% et souvent proche de 70-80%.

➤ **SC1 (sondage de col topographique):** Ce sondage rencontre de :

**00.00 à 05.00 m :** Des colluvions à éléments calcaires marneux (0.5 à 60 mm) pris dans une matrice argileuse ;

**05.00 à 06.00 m :** Des marnes altérées ;

**06.00 à 30.00 m** : Des marnes noirâtre sensible à la dessiccation.

### II.3.2 Essais de perméabilité de Lugeon :

Des essais de perméabilité du type Lugeon ont été effectués de façon systématique dans les sondages carottés par passes de 5 m en général.

41 41 essais au total ont été exécutés :

12 essais en Rive droite

14 essais en fond de l'OUED

10 essais en Rive gauche

On relève que 16 essais sont inférieurs à 5 unité de Lugeon avec 3 mesures qui donnent des valeurs inférieures à 1 UL ;

5 essais sont compris entre 5 et 10 UL ;

20 essais de valeurs dépassant 10 UL ;

Les perméabilités évoluent fortement avec la profondeur. Au-delà de 35 à 40 m, celles-ci sont pratiquement nulles. Le col topographique malgré un RQD faible, la perméabilité de ces faciès de nature marneuse est relativement faible

### II.4.3 Niveau de la nappe :

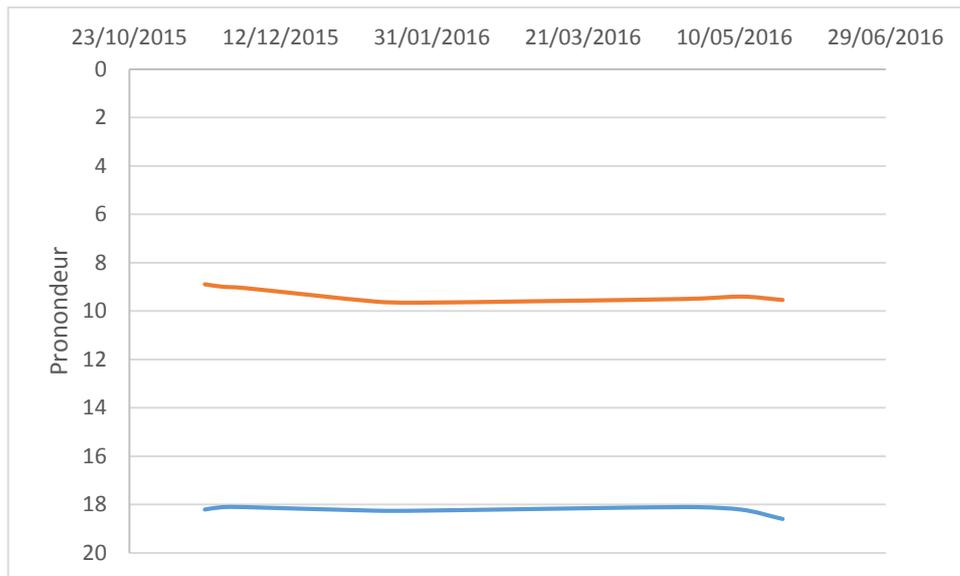
Le niveau de la nappe a été mesuré sur les sondages équipé de piézomètre. Le tableau suivant récapitule les données

**Tableau II.1** : Niveau de la nappe

sondages	17/11/20	23/11/20	30/11/20	12/01/20	27/01/20	23/04/20	12/05/20	26/05/20
	15	15	15	16	16	16	16	16
<b>S02</b>	18,2	18,1	18,1	18,25	18,25	18,1	18,2	18,6
<b>S04</b>	8,9	9	9,05	9,6	9,65	9,5	9,4	9,54
<b>S05</b>	Sec							
<b>S06</b>	Sec							

(Rapport P.005713-RP-10-COYNE ET Bellier- *Tractebel Engineering*)

Le S05 et S06 situés en rive gauche de l'axe aval sont secs, ceci peut s'expliquer par la présence d'un profond talweg situé juste à l'aval, qui recoupe cette rive et qui draine le massif.



**Figure II 2:** Evolution du niveau statique de la nappe

### II.5 Essais géotechniques :

L'ensemble des résultats des essais géotechniques effectués sur les carottes prélevées sur les sondages (S01 à S06) et le sondage complémentaire SC1 seront synthétisés dans des tableaux.

Les densités de ces matériaux sont élevées ;

La résistance à la compression simple est moyenne à élevée. La résistance à la traction est également moyenne. L'influence de la saturation des échantillons n'est pas perceptible et reste faible ;

Parfois la résistance à la compression et surtout à l'état saturé est plus haute que celle à l'état sec. Ceci peut s'expliquer par des faibles variations lithographiques locales ou par une microfissuration localisée. Les échantillons utilisés étant proches mais pas identiques.

Les analyses chimiques montrent un pourcentage de  $\text{CaCO}_3$  toujours élevé pour les échantillons prélevés dans le sondage de l'axe tandis que sur le sondage réalisé dans la cuvette celui-ci est très faible.

D'un point de vue pétrographique et minéralogiques, les échantillons prélevés dans les sondages sont de nature carbonatée correspondant à des calcaires (% de calcite 47.14, Dolmie 9.6 et Bioclaste 26.33%)

**Tableau II.2 :** Récapitulatif des résultats d’essais Physiques, Mécaniques et Chimiques

Tableau récapitulatif des résultats d’essais Physiques, Mécaniques et Chimiques																
sondage	profondeur(m)		Densité	Poids spécifique		Résistance compression		Résistance traction		Analyses chimiques						
				$\gamma_h$	$\gamma_s$	nat	sat	nat	sat	insoluble	CaCO <sub>3</sub>	So <sub>4</sub> ,2 H <sub>2</sub> O	So <sub>4</sub>	sels solubles	Chlorure	
				t/m <sup>3</sup>	t/m <sup>3</sup>	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	%	%	%	%	%		
S1	4,41	4,86			15,2	8,13					5,34	87	6,14	3,42	8,42	1,17
	18,46	18,92										61				
S2	20	20,7	2,6	2,65				7,5	11,9							
	39	39,43										86				
S3	9	9,33	2,58	2,66												
	15,25	16			26,1	3,67	1,98	0,25								
S4	28,3	29			66,3	95,5						89				
S6	5,3	5,87					6,1	10,7			89					

(Rapport P.005713-RP-10-COYNE ET Bellier- *Tractebel Engineering*)

**II.6 Géologie de la zone de retenue :**

La géologie de la région des sites est dominée par des séries sédimentaires datant principalement du jurassique et du crétacé, il s’agit :

**II.6.1 Terrain de couverture :**

Le substratum rocheux affleure sur de grandes surfaces, il est recouvert en fond de vallée par des terrains de couverture, représentées par des éboulis de pentes d’extensions assez réduite et par des alluvions grossières déposées dans la zone du lit actuel de l’oued et de vastes niveaux de terrasses qui recouvrent de larges zone de la cuvette. Ces dépôts continentaux sont du Quaternaire.

Dans le fond de la vallée. Le substratum est en général recouvert d’alluvions fines d’une épaisseur relativement faibles comprise entre 0 et 10 m. en bien des endroits le substratum affleure. Les alluvions du lit de l’oued sont souvent grossières composée de cailloux et de galets de nature lithologique différente emballés dans une matrice sableuse. Les basses terrasses sont de nature argilo-limoneuse en surface recouvrant des niveaux plus grossiers en profondeur à 4-5m de profondeur.

L’épaisseur de ces horizons quaternaires peut atteindre la dizaine de mètres.

**II.6.2 Substratum rocheux :**

Dans la zone de la cuvette, le substratum est bien représenté et visible en bien des endroits. Celui-ci est constitué principalement par les formations du Toronien et localement le long de la rive gauches par les faciès du Trias.

**II.6.3 Formation du Toronien :**

Ces faciès couvrent les reliefs des deux rives avec une structure toujours monoclinale de pendage aval et d'orientation sensiblement Nord-Sud. Les marnes sont épaisses, grises souvent compactes avec des bancs métriques de calcaire compacts et durs. Ceux-ci sont toujours bien visibles dans la partie sommitale notamment en rive droite.

En fond de vallée sont couvert par les terrasses du Quaternaire. Cependant en bien des endroits, dans le lit de l'oued, les bancs de calcaire affleurent formant souvent un seuil.

**II.6.4 Formation du Trias :**

Dans la continuité de large bande de trias qui borde la rive gauche au droit du site, les pointements du Trias sont visible dans la cuvette et s'alignent dans le sens Est-Ouest.

**II.7 Stabilité et étanchéité de la cuvette de retenue :**

En termes de stabilité, la cuvette ne présente aucune instabilité notable et manifeste.

La structure monoclinale et la présence des bancs calcaires formant armatures dans la masse marneuse assure la stabilité d'ensemble. Cependant de petits éboulements ou reptations de faibles ampleurs seront probablement enregistrés lors de la mise en eau sans que cela remette en cause la stabilité générale de la cuvette.

Les faciès du Toronien à prédominance marneuse qui couvrent la totalité de la cuvette sous les formations alluviales de nature fine en surface semblent assurer l'étanchéité d'ensemble. A proximité de notre vallée, il n'existe pas de vallée parallèle basse qui puisse drainer les eaux de la cuvette au large.

Cependant la présence de faciès du Trias comportant une forte proportion de gypse sur des affleurements est toute modeste mais une présence en sous-sol certaine, pose un problème d'étanchéité et de stabilité par dissolution de ces matériaux gypseux.

Par des dispositions constructives adéquates, il faudra éviter le contact des eaux avec le Trias et surtout interdire l'écoulement de celle-ci au contact du gypse.

Un tapis étanche remonté à l'aval jusqu'à la PHE sera nécessaire pour recouvrir ses matériaux afin de les soustraire aux contacts des eaux de l'oued.

On observe une zone d'une dizaine d'hectares à recouvrir, le tapis argileux mis en place sera protégé par une épaisseur d'enrochement afin d'éviter son érosion.



**Figure II .2 :** Vue sur la cuvette

## **II.8 Conditions géologiques sous les ouvrages annexes :**

### **II.8.1 L'Evacuateur de crue :**

Aussi bien en rive droite qu'en rive gauche, il sera posé sur les marno-calcaires sains.

### **II.9 Zone d'emprunt :**

La recherche des matériaux de construction pour ces sites a été conduite avec le souci de réaliser un barrage avec les matériaux locaux

Des zones de matériaux fins et grossiers ont été recherchées ainsi que les matériaux pour enrochements et agrégats à béton la recherche a été effectuée à l'amont de l'axe du barrage

Sur les zones d'emprunts potentielles des matériaux nécessaires à la construction du barrage et de ses ouvrages annexes, puits ont été réalisés dans les quatre zones potentielles

Deux sondages ont été réalisés pour l'étude d'un site potentiel d'une carrière d'enrochement et d'agrégats à béton.

#### **II.9.1 Etude de la zone :**

Cette zone s'étend sur une surface de 9.3 ha ;

Elle a été reconnue par vingt (20) puits pelle mécanique (P1-P21) ;

Les puits réalisés sur cette zone atteignent une profondeur variant entre 2.3 et 3.5 m ils traversent des argiles limoneuses brunes légèrement sableuse parfois concrétionnées après 0.5m de terre végétale ;

Les puits P4, P19 et P20 rencontrent respectivement à 2.4 et 1.6 m des alluvions grossières.

**II.9.2 Résultats d'essais réalisés sur la zone d'Emprunt :**

➤ **Essais physiques**

**Tableau II 3:** Récapitulatif des résultats d'essais physiques (alluvions grossières)

Tableau récapitulatif des résultats des essais physiques (alluvions grossières)															
Puits	Prof	granulométrie (%)						limite d'Atterberg					Classification		
		Cailloux	Graie	Sable gros	Sable fin	Limos	Argile	<80u	Wn	WL	WP	IP	IC	Partie	
N°	m	200-20	20--2	2-0,2	0,2-0,02	0,02-2u	<2u	%						Fin	Grossières
moyenne		26,7	21,7	20,3	31,3	31,3	31,3	25	7,5	33	16	7	1,5	CL	

(Rapport P.005713-RP-10-COYNE ET Bellier- *Tractebe Engineering*)

➤ **Essais mécaniques**

**Tableau II 4:** Récapitulatif des essais mécaniques

Tableau récapitulatif des essais mécaniques																		
Puits	Prof	Oedométrie			Cisaillement UU		Cisaillement CU		Cisaillement CD		Triaxial UU		Triaxial CU		Triaxial CD		MDE	LA
		Pc	Cc	Cg	Cuu	φUU	Ccu	φcU	Ccd	φcd	Cu	φu	Cc	φc	Cc	φcd		
N°	m	Bars	-	-	bars	degré	bars	degré	bar	degré	bar	degré	bars	degré	bars	degré	%	%
moyenne		0,93	0,19	0,04	0,45	17,67	0,40	25,00	0,20	29,50	0,14	0,60	1,63	1,14	0,20	7,00	18,30	34,00

Source 2: Rapport P.005713-RP-10-COYNE ET Bellier- *Tractebel Engineering France*

Ces matériaux sont à prédominance limoneuse, sablo-argileuse, la fraction des inférieures à 80u est supérieures à 67 % en moyenne. A l'état naturel, ils sont durs (Ic>1). Ils sont classés dans la catégorie « CL », moyennement plastiques et moyennement plastique et moyennement compressibles.

Ils sont caractérisés par des densités sèches maximales au Proctor moyennes à élevées, oscillant entre 1.73 et 1.82 t/m<sup>3</sup> pour des teneurs en eau optimal faible à moyenne varient de 13.50 à 15.60 %

Les teneurs en eau naturelles au moment du prélèvement variaient de 8.50 à 15%, avec une moyenne de 12.23%, elle reste proche de la teneur en eau optimale (14.50%).

Le fuseau granulométrique de ces argiles est étroit témoignant de leur homogénéité.

Les alluvions grossières sont classées dans la catégorie « GA, Gm-GA », grave argileuse et grave propre mal graduée-grave argileuse.

Le fuseau granulométrique de ces alluvions est serré témoignant de leur homogénéité.

Les caractéristiques au cisaillement sont moyennes à élevées.

**II.10 Sismicité du site :**

L’Algérie, a toujours été, soumise à une activité sismique intense. Cette activité est souvent suivie de grands dégâts aux plans économique et humain. En effet, des pertes humaines et matérielles importantes préjudiciables, non seulement, pour les individus mais aussi aux collectivités territoriales, sont observées après chaque mouvement important de la terre.

L’activité sismique est due, principalement, à la nature géologique de la région maghrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaine et eurasienne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques). Mais le niveau de risque sismique est considéré acceptable.

En Algérie, il a été établi et intégré dans les prescriptions réglementaires contenues dans le règlement R.P.A 1999 version 2003 (Règlement Parasismiques Algériennes de 1999 version 2003) deux types de secousses possibles (un séisme majeur et un séisme modéré) et des groupes d’usage des ouvrages qui sont classés de 1 à 3 en fonction de l’importance décroissante qu’ils présentent pour la vie économique et sociale de la communauté.

Le coefficient d’accélération de zone notée « A » est donné par R.P.A 99 en fonction du groupe d’usage de l’ouvrage et y est déterminé par une méthode probabilistique basée sur des cartes d’iso-accélération déduites de la sismicité historique de l’Algérie.

L’application de cette dernière se base sur l’accélération dite de « dommage » à déterminer avec des hypothèses pour les groupes d’usages (1, 2, 3 respectivement et la période de retour 500, 100, 50 années).

**Tableau II 5:** Coefficients d’accélération sismique

Groupe	Zone I	ZoneII-a	ZoneII-b	ZoneIII	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0,15	0,25	0,30	0,40	Ouvrages d’importance vitale
1B	0,12	0,20	0,25	0,30	Ouvrages de grande importance
2	0,10	0,15	0,20	0,25	Ouvrages courants
3	0,07	0,10	0,14	0,18	Ouvrages de faible importance

Le site du barrage Mellagou- commune Bouhamama- wilaya de Khenchela est situé dans la zone « I » (Zone caractérisé par une faible intensité sismique d’après le R.P.A).

L’ouvrage qui nous concerne est donc situé à un degré d’usage égal à 1B et appartenant à la zone sismique I. La durée de vie économique de l’ouvrage sera de 20 à 30 ans et la période de retour R.P= 50 ans.

Par conséquent son coefficient de dommage est de 12 % = 0,12

**II.11 Recommandations :**

A l’issu de cette étude géologique et géotechnique du site du barrage Mellagou un certain nombre de conclusions peuvent être tirées et des recommandations préliminaires formulées

- D'un point de vue morphologique, l'axe de ce site est large, avec une rive droite raide, presque verticale, et un fond de vallée large et plat, ce qui nécessitera la mise en œuvre de volumes de matériaux importants, quel que soit le type d'ouvrage projeté.
- **Matériaux de constructions :** les matériaux de constructions sont disponibles en grande quantité à proximité immédiate des sites ;  
Des argiles, des alluvions grossières ainsi que des calcaires ont été reconnus  
Les quantités disponibles peuvent satisfaire largement n'importe quel type de barrage souple ;
- **Type d'ouvrage :** la nature de la fondation et des matériaux disponibles permet d'envisager tout type de barrage souple ;  
Barrage en enrochement avec masque amont ;  
Barrage en enrochement avec noyau d'argile ;  
Barrage zoné avec noyau en argiles et recharges en alluvions.

### II.12 Conclusion :

L'étude géophysique de la région Mellagou destinée à la construction d'un barrage a pour but de définir la nature lithologique des formations qui constituent la fondation du barrage et des ouvrages annexes ;

La connaissance géologique de la région s'est avérée nécessaire pour une interprétation des résultats plus profonde ;

Le terrain du site est formé de trois couches. Des argiles graveleuses altérées en surface, suivies par des alluvions et d'argiles qui reposent sur de la marne. Les épaisseurs de ces trois formations varient d'un lieu à un autre.

Sur toute la cuvette du site, il a été confirmé la puissance importante des matériaux d'emprunt (alluvions et argiles).

**III Introduction :**

L'étude hydrologique est donc, une étape importante dans le processus de détermination de la faisabilité d'un barrage. C'est pourquoi, les paramètres hydrologiques, sont déterminants, car ils sont traités comme tâches initiales à effectuer lors de cette étape du travail.

Ces paramètres, nous permettent de connaître les capacités du bassin versant à produire des écoulements. Ils nous conduisent à l'évaluation, de manière sommaire et approximative, des paramètres qui conditionnent le dimensionnement des différents ouvrages annexes, leurs coûts et surtout leur capacité de stockage. Enfin, ils nous permettent d'arrêter les caractéristiques des ouvrages d'évacuation de crues (évacuateur de crues, etc.)

En vue de l'absence de stations hydrométriques sur le long de l'oued, les apports provenant au barrage seront estimés en utilisant les formules empiriques et les données pluviométriques des stations les plus proches pour aboutir à des résultats satisfaisants, et aussi proches que possible des conditions naturelles.

**III. 1 Bassin versant :****III.1.1 Caractéristique géographiques du bassin versant :**

Le barrage de MELLAGOU, se situe sur l'Oued MELLAGOU au Sud de la petite localité de Bouhamama, Wilaya de KHENCHELA.

Au cours de cette étude hydrologique, nous avons utilisé une carte topographique à l'échelle (1/50.000 système géodésique Nord Sahara projection UTM fuseau 32)

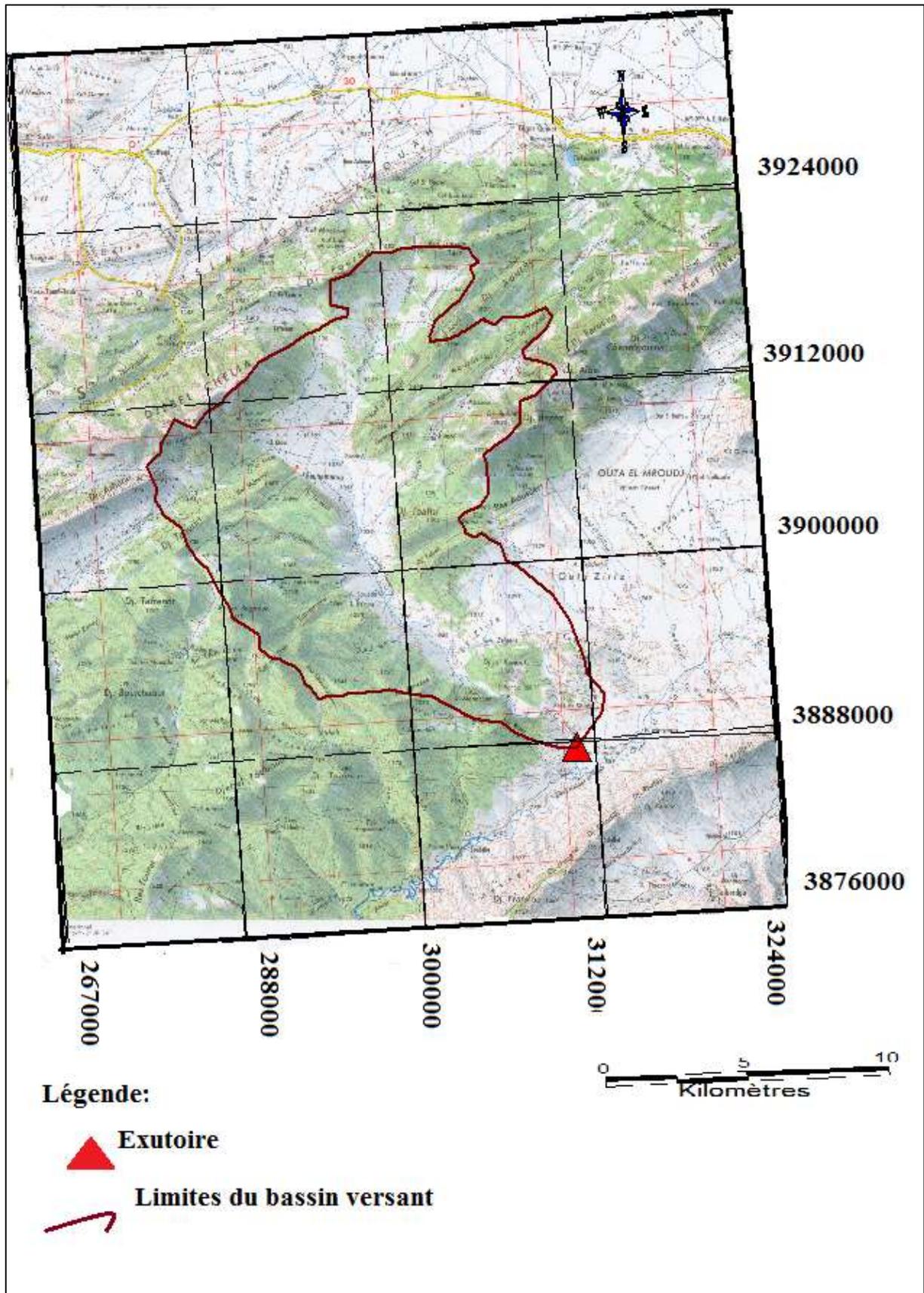


Figure III. 1: Plan d'orientation de site du barrage source : INCT-ALGER

### III.1.2 caractéristiques géométriques du bassin versant

#### III.1.2.1 La surface du bassin versant

La surface du bassin versant du barrage de Mellagou a été obtenue par planimétrie de la surface. Le travail a été effectué sur une carte topographique au 1/50.000. Nous avons déduit que le bassin versant occupe une superficie de  $S = 554 \text{ km}^2$ .

#### III.1.2.2 Le périmètre du bassin versant

Le périmètre du bassin versant mesuré est de  $P=131.2\text{km}$

#### III.1.2.3 Longueur du thalweg principal

La longueur du thalweg principal à pour valeur  $L= 49\text{km}$

#### III.1.2.4 Altitude du bassin versant

Les Altitudes extrêmes du bassin versant sont :

Altitude maximale **2326m**.

Altitude minimale **830 m**.

L'altitude moyenne du bassin est de **1267 m**.

**Tableau III. 1:** Récapitulatif des caractéristiques géométriques du BV.

Caractéristiques	Unités	Site
<b>Superficie totale</b>	Km2	554
<b>Périmètre</b>	km	131.2
<b>Altitude maximale</b>	m NGA	2326
<b>Altitude minimale</b>	m NGA	830
<b>Altitude moyenne</b>	m NGA	1337
<b>Longueur du talweg principal</b>	km	49

### III.1.2 Pente moyenne de l'Oued

La pente moyenne de l'Oued est calculée sur la base de la relation suivante :

$$I_0 = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \quad (\text{III.01})$$

On aura donc :  $I_0 = 3,05\%$

### III.1.3 Caractéristiques morphologiques du bassin versant :

#### III.1.3.1 Indice de compacité

L'indice de compacité  $K_c$  d'un bassin versant est défini comme étant le rapport entre le périmètre du bassin et la circonférence du cercle ayant la même superficie que celle du bassin versant et qui sert à déterminer la forme du bassin versant. Il dépend de la surface du bassin et de son périmètre. Nous avons :

$$K_c = \frac{P}{P_c} \quad (\text{III.02})$$

D'où :  $P_c = 2\pi \cdot R_c$ ;  $S = \pi \cdot R_c^2$

$$R_c = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad \text{Donc : } K_c = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{0,28 \cdot p}{\sqrt{S}} = \frac{0,28 \cdot 131,2}{\sqrt{554}} = 1,56$$

avec :

$K_c$  : Indice de compacité (sans dimension).

$S$  : Surface du bassin versant [ $\text{Km}^2$ ].

$P$  : Périmètre du bassin versant [ $\text{Km}$ ].

$P_c$  : Périmètre du cercle [ $\text{Km}$ ].

D'après la formule de  $K_c$  on distingue trois cas :

$K_c = 1$  : Lorsque le bassin est parfaitement circulaire.

$K_c = 1,12$  Lorsque le bassin est carrée.

$K_c > 1,12$  Lorsque le bassin est relativement allongé.

Dans notre cas nous avons :  **$K_c = 1,56$**

Comme  **$K_c > 1,12$**  nous concluons que la forme de notre bassin versant est relativement allongée ;

#### III.1.3.2 Coefficient d'allongement

Est obtenu par la formule suivante :

$$K_p = \frac{p^2}{S} \quad (\text{III.03})$$

avec :

$P$  : La longueur du talweg principal.

S : La superficie du bassin versant.

$$\text{Nous aurons, donc : } K_p = \frac{131.2^2}{554} = 31.07$$

Plus  $K_p$  est grand, plus le bassin versant est allongé, plus le temps de concentration (le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus loin en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire) est grande et plus la crue est moins violente

### III.1.3.3 Dimension du rectangle équivalent

Le rectangle équivalent est une transformation purement géométrique par laquelle on assimile un bassin versant à un rectangle ayant le même périmètre et la même superficie.

Ce paramètre permet de comparer les bassins, entre eux, du point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2*(L+l) \text{ et } S = L*l \quad (\text{III.04})$$

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

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{III.05})$$

De (I.03) et (I.04) les grandeurs  $L_r$  et  $l_r$  sont données par les formules suivantes :

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left[ 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \quad (\text{III.06})$$

$$l = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \quad (\text{III.07})$$

avec :

$L_r$  : Longueur du rectangle équivalent [Km]

$l_r$  : Largeur du rectangle équivalent [Km]

Donc :

**$L_r = 55.6 \text{ Km}$**

**$l_r = 9.96 \text{ Km.}$**

**Conclusion :** D'après l'indice de compacité et le dimensionnement du rectangle équivalent, nous pouvons conclure que notre bassin est d'une forme relativement allongée.

### III.1.4 Hypsométrie du bassin versant

#### III.1.4.1 Le relief :

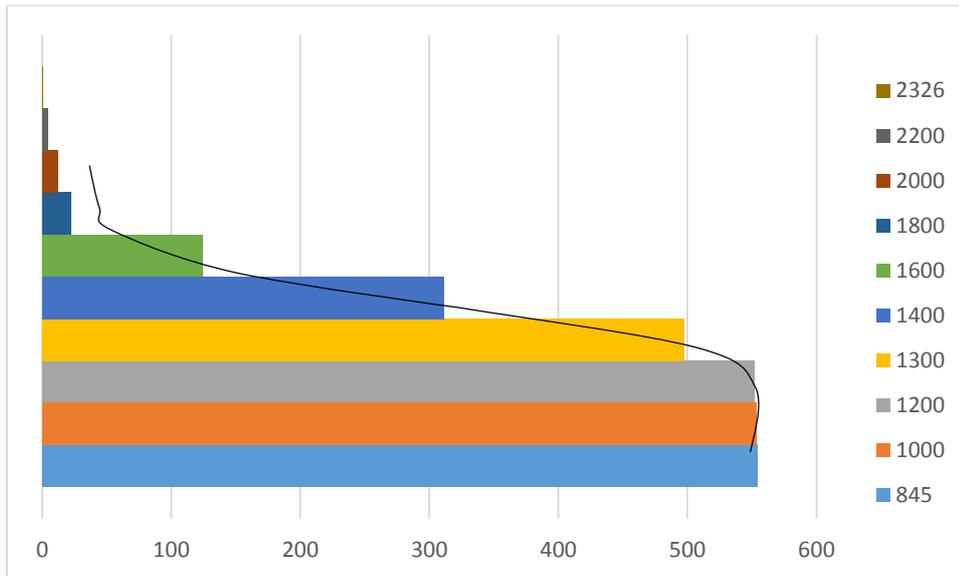
A) **Courbe hypsométrique** : La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. La détermination de notre courbe hypsométrique a été réalisée à partir de la carte à l'échelle (1/50.000. NJ-31-V-7 Est). Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

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

Cette dernière, a été identifiée à partir des résultats des calculs de la répartition du bassin versant par tranches d'altitudes, après planimétrie des surfaces partielles. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci - après :

**Tableau III. 2:** Coordonnées de la courbe hypsométrique

Elévation(m)	Elévation moyenne(m)	Surfaces entre courbes		Surfaces cumulées		Si*Hi
		Si(Km2)	Si(%)	Si(Km2)	Si(%)	
<b>2200-2326</b>	2263	0,29	0,05	0,29	0,05	656,27
<b>2000-2200</b>	2100	3,54	0,64	3,83	0,69	7434
<b>1800-2000</b>	1900	7,75	1,40	11,58	2,09	14725
<b>1600-1800</b>	1700	10,77	1,94	22,35	4,03	18309
<b>1400-1600</b>	1500	102,09	18,43	124,44	22,46	153135
<b>1300-1400</b>	1350	186,52	33,67	310,96	56,13	251802
<b>1200-1300</b>	1250	186,52	33,67	497,48	89,80	233150
<b>1000-1200</b>	1100	54,12	9,77	551,6	99,57	59532
<b>845-1000</b>	922,5	1,71	0,31	553,31	99,88	1577,475
<b>830-845</b>	837,5	1,02	0,18	554	100,1	854,25
		554				741175



**Figure III. 2 :** Répartition et Courbe hypsométrique du bassin versant

D'après le graphe, nous pouvons tirer H5% et H95%

**H5% = 1680m NGA**

**H95% = 1200m NGA**

**B)-Altitude moyenne du Bassin Versant**

Celle-ci est obtenue à l'aide de deux procédés

Le premier est graphique

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

C'est, donc, l'altitude médiane. **H50% = 1370m.**

Le second est analytique : Il se présente comme suit :

$$H_{moy} = \sum \left( \frac{S_i \times H_i}{S} \right) \tag{III.08}$$

avec :

$S_i$  : Surface partielle entre deux courbes de niveau (Km<sup>2</sup>).

$H_i$  : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives **n-1** et **n** en (m)

$S$  : Superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

Dans ce cas, on opte pour une altitude moyenne :

**Hmoy=1337m.**

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

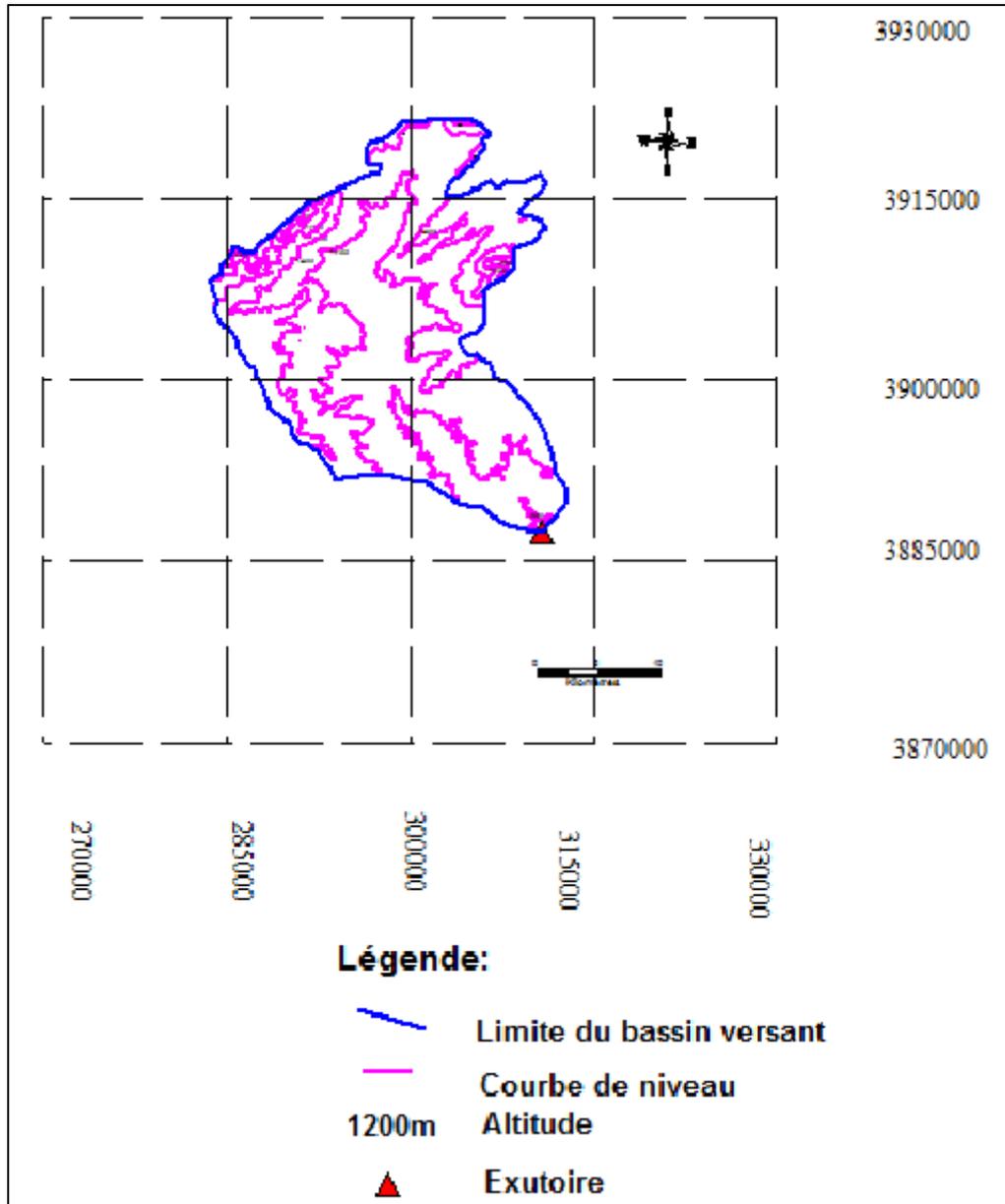


Figure III. 3 : Répartition des courbes de niveau

Tableau récapitulatif des altitudes déterminées :

**Tableau III. 3:** Tableau récapitulatif des résultats précédents

Altitudes	Valeur (m.NGA)
Hmoyenne	1337
Hmédiante	1370
H95%	1200
H5%	1680
Hmax	2326
Hmin	830

### III.1.5 Les Indices :

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

Indice de la pente globale : Il est calculé à partir de la relation suivante :

$$I_p = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L_r} \quad (\text{III.09})$$

Donc, nous aurons :  $I_p=9.79\text{m/km}$  d'où  $I_p=0.97\%$

**Indice de pente moyenne  $I_m$  :** L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

$$I_m = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad (\text{III.10})$$

Avec :  $\Delta H = H_{\max} - H_{\min} = 2326 - 830 = 1496\text{m}$

Donc :  $I_m=2.7\%$

**Pente moyenne du bassin versant  $I_m$  :** Il est obtenu par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H(0,5l_1 + l_2 + \dots + 0,5l_n)}{S} \quad (\text{III.11})$$

avec :

$\Delta H$  : Dénivelée (100m).

$l_i$  : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2, 3, ..., n.

$S$  : Surface du bassin versant ( $\text{Km}^2$ ).

**Tableau III. 4:** Longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau

altitude (m)	longueur (km)
845	10,55
1000	68,69
1200	146,6
1300	5,28
1400	136,89
1600	32,58
1800	26,71
2000	18,93
2200	2,89
2326	0,596

D'après le tableau III.4, nous avons :  **$I_m = 158.43 \text{ m/km}$**

**Conclusion :** En conclusion, nous pouvons dire que l'indice de pente moyenne est moyen. On assiste, donc, à un écoulement faible.

**D) Densité spécifique :** Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes. D'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M, appliquée à tous les bassins versant de différentes surfaces. Elle est calculée à partir de la formule suivante :

$$D_s = I_g \sqrt{S} \quad (\text{III.12})$$

avec :

$I_g$  : Pente globale [m / Km].

$S$  : Surface totale du bassin versant [Km<sup>2</sup>].

AN :

$$D_s = 0.86 * \sqrt{554} = 9.08 \text{ m}$$

$$D_s = 9 \text{ m}$$

**Tableau III. 5:** Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

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

Conclusion : Le relief de notre bassin versant est très faible ( $D_s = 9 < 10$ ).

**III.1.6 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant****III.1.6.1 Réseau hydrographique**

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les mêmes cartes, citées pour la détermination de l'altitude moyenne. Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau.

Il existe plusieurs classifications, la plus courante est la classification de SCHUM. Dans cette classification de SCHUM est considéré « ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de deux cours d'eau d'ordre (x) »

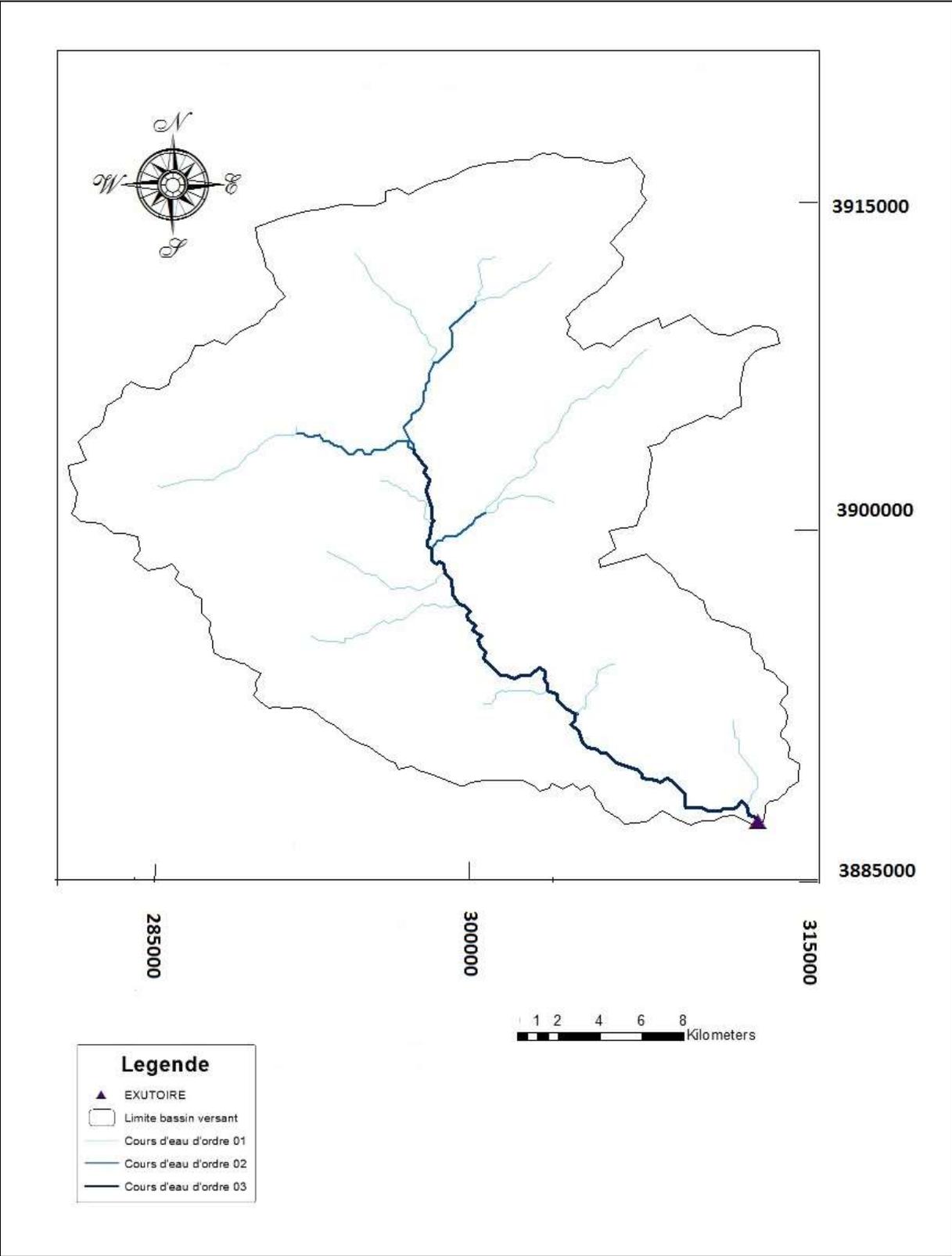


Figure III. 4: Réseau hydrographique d’Oued MELLAGOU

**A) Densité de drainage :** La densité de drainage est définie pour un bassin versant donné de superficie S, comme la longueur totale des cours d'eau de tous les ordres sur la surface drainée.

$$Dd = \frac{\sum_{i=1}^n l_i}{S} \quad (\text{III.13})$$

avec :

$l_i$  : Longueur totale des cours d'eau d'ordre i [Km].

n : L'ordre le plus élevé dans la classification. n=4

AN:

$$Dd=4,8\text{Km}/\text{Km}^2$$

**B) Densité du thalweg élémentaire**

$$F1 = \frac{N_1}{S} \quad (\text{III.14})$$

Avec :

$N_1$  : Nombre de thalwegs d'ordre 1,  $N_1=45$

S : Superficie du bassin versant.

AN :

$$F_1=4,58\text{thalweg}/\text{Km}^2$$

**C) Coefficient de torrentialité :**

Il est défini comme étant

$$C_t = Dd \cdot F_1 \quad (\text{III.15})$$

AN:

$$C_t= 21,98 \text{ Km}^{-3}$$

**D) Temps de concentration**

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

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

**Formule de KIRIPCH**

$$t_c = 0.6615 * L^{0.77} I^{-0.385} \quad (\text{III.16})$$

L : Longueur du thalweg principal en (Km).49km

Im : Pente moyenne du cours d'eau en (%).3.05%

**D'où : Tc = 8.6h.**

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

$$T_c = \left( 0,87 \times \frac{L^3}{H} \right)^{0,387} \quad (\text{III.17})$$

avec :

L : Longueur du thalweg principal (Km).

H : Différence entre altitude max. et altitude min.

H = 2326 - 830 = 1496m.

AN :

$$T_c = \left( 0,87 \times \frac{49^3}{1496} \right)^{0,387} = 5.13h$$

**D'où: Tc = 5.13h**

**Formule de GIANDOTTI**

$$T_c = \frac{4.\sqrt{S} + 1,5.L}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (\text{III.18})$$

Avec :

S : Surface du bassin versant en (Km<sup>2</sup>).

L : Longueur du thalweg principal (Km).

Hmoy- Hmin =1337-8 =507m.

AN :

$$T_c = \frac{4.\sqrt{554} + 1,5.49}{0,8\sqrt{507}} = 9.3 h$$

**D'où : Tc = 9.3h**

**Formule de PASSINI :**

$$t_c = 4 \left[ \frac{(S*L)^{1/3}}{I^{1/2}} \right]^{0.75} = 8.4h \quad (\text{III.19})$$

Avec :

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

S : Surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

L : Longueur du thalweg principal (Km).

**D'où : Tc = 8.4h**

**Tableau III. 6:** Tableau récapitulatif du calcul du temps de concentration

Formule utilisée	Tc : temps de concentration trouvés (heures)
Formule de KIRIPCH	8.6
Formule de SCS	5.13
Formule de GIANDOTTI	9.3
Formule de PASSINI	8.4

Le temps de concentration nous renseigne du temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire, qui nous permettra de dimensionner l'évacuateur de crue par rapport à la crue la plus importante d'où on prend le temps de concentration le plus petit

**Donc Tc=5.13h**

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

$$V_r = \frac{L}{T_c} \quad (\text{III.20})$$

Avec :

L : Longueur du thalweg principal en (Km).

Tc : Temps de concentration en (h).

AN:

$$V_r = \frac{49}{5.13} = 9.55 \text{ km/h.}$$

**Tableau III. 7:** Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km <sup>2</sup>	554
Périmètre		P	km	131.2
Longueur du thalweg principal		L	km	49
Indice de compacité		KC	/	1,56
Coefficient d'allongement		KP	/	31.07
Rectangle équivalent	longueur	Lr	km	55.6
	largeur	lr	Km	9.96
Altitudes	maximale	Hmax	m	2326
	moyenne	Hmoy	m	1337
	médiane	Hmed	m	1370
	minimale	Hmin	M	830
Indice de pente globale		Ig	m/Km	9.79
Indice de pente moyenne		Im	m/Km	2.7
DENSITE SPECIFIQUE		Ds	M	9
Densité de drainage		Dd	Km/Km <sup>2</sup>	4,8
Coefficient de torrentialité		Ct	Km <sup>-3</sup>	21,98
Temps de concentration		Tc	H	5.13
Vitesse de ruissellement		Vr	Km/h	9.55

### III.2 Caractéristiques climatologiques

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données concernant le climat, données nécessaires pour la conception du barrage et des ouvrages annexes.

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

Les précipitations avec leur distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température, le vent qui a une influence sur l'évaporation et la transpiration

**III.2.1 Températures**

Climatologique de l’office national de météorologie (ONM) à savoir la station de **Khenchela** pour une période d’observation allant de 1978 à 2007. Les caractéristiques de cette station figurent dans le tableau ci-dessous

**Tableau III.8 :** Températures moyennes mensuelles

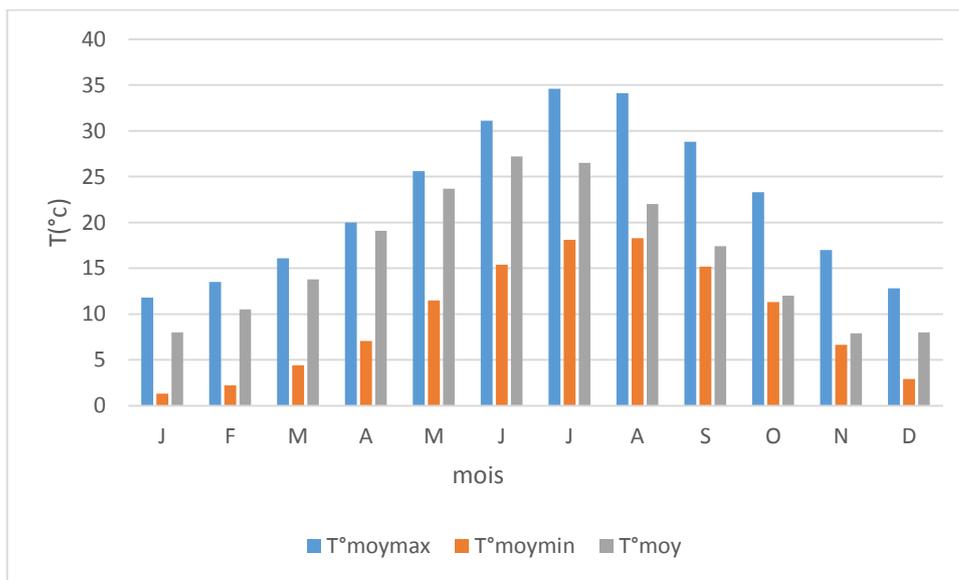
MOIS	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	T° <sub>moyannuelle</sub>
T° <sub>moymax</sub>	11,8	13,5	16,1	20	25,6	31,1	34,6	34,1	28,8	23,3	17	12,8	22,39
T° <sub>moymin</sub>	1,3	2,21	4,4	7,05	11,5	15,4	18,1	18,3	15,2	11,3	6,65	2,9	9,53
T° <sub>moy</sub>	8	10,5	13,8	19,1	23,7	27,2	26,5	22	17,4	12	7,9	8	16,34

(ONM)

Les températures les plus élevées sont observé de juin à septembre, et les plus basses de décembre à mars.

On remarque que la température maximale est enregistrée au mois de juillet (34.6°) et la température minimale au mois de janvier (1.3°).

La température annuelle moyenne est de (16.34°)



**Figure III. 5:** Répartition mensuelle des températures

**III.2.2 Le vent :**

La vitesse du vent dans la région ne dépasse pas 3.7m/s, la vitesse moyenne la plus petite est égale à 2.35m/s. la répartition de la vitesse du vent est représentée dans le tableau ci-dessous.

**Tableau III. 8:** Vitesses moyennes du vent en m/s

MOIS	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	V <sub>moy</sub>
V (m/s)	2,6	2,35	2,87	2,93	2,88	3,4	3,46	3,7	3,37	3,08	2,98	2,6	3,02

(ONM)

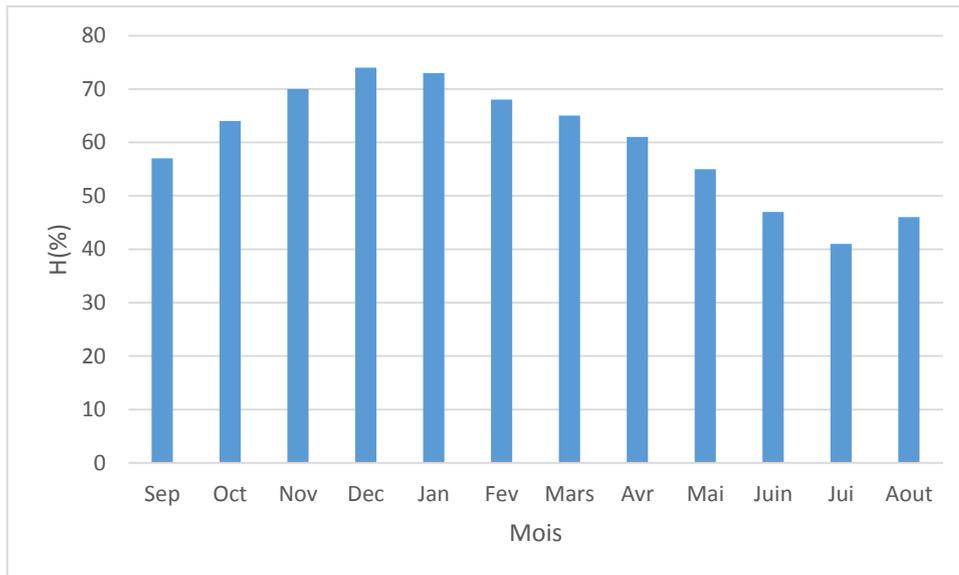
**III.2.3 Humidité :**

L'humidité relative interannuelle est égale à 60%, la valeur moyenne mensuelle maximale est enregistrée durant le mois de décembre 74%.

**Tableau III. 9:** Humidité relative moyenne à Khenchela

MOIS	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout	Hmoy
humidité(%)	57	64	70	74	73	68	65	61	55	47	41	46	60,08

(ONM)



**Figure III. 6:** Diagramme de la répartition mensuelle de l'humidité

**III.2.4 Evaporation :**

L'estimation de ce paramètre a été faite en utilisant les données disponibles au niveau de la station de Khenchela. L'évaporation moyenne annuelle retenue est de 1560mm/an, comme on le remarque dans le tableau III.11 ci-après, elle est minimale durant les mois d'hivers (décembre, janvier et février), tandis qu'elle est maximale pour les mois (juin, juillet et août)

**Tableau III. 10:** Evaporation station Khenchela

MOIS	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout	Eannuelle
Evap (mm)	165	101	57	40	39	57	98	119	162	222	278	223	1 561

(ONM)

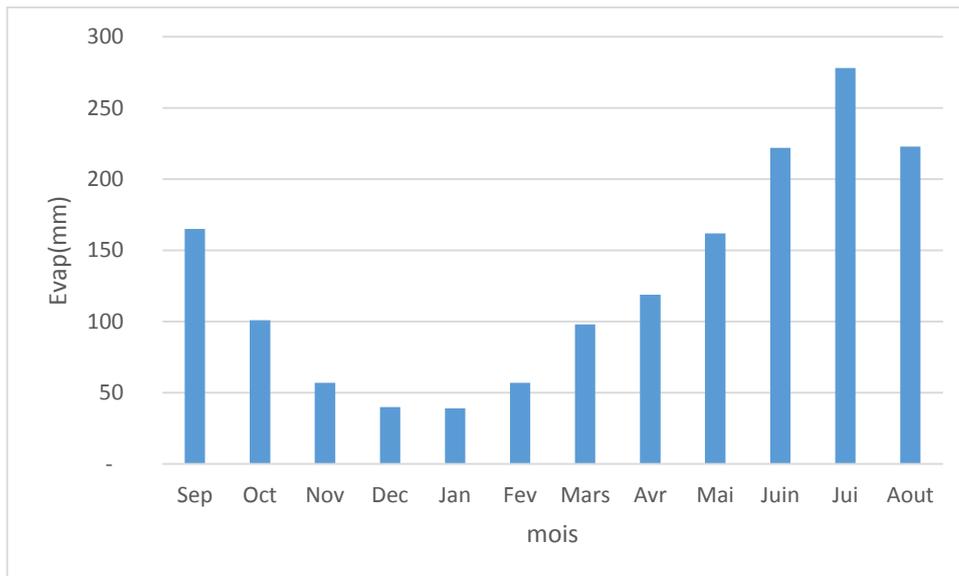


Figure III. 7: Diagramme de la répartition mensuelle de l'évaporation

**III.3. Pluviométrie.**

L'étude pluviométrique sera effectuée à partir des données des précipitations mensuelles et journalières enregistrées au niveau de la station la plus proche de la zone d'étude.

**III.3.1 Stations et données disponibles**

Les caractéristiques de la station pluviométrique disponible pour cette étude est donnée dans le tableau III.12 dans le cadre de cette étude. On utilisera principalement les données pluviométriques se trouvant dans notre zone et qui sont la station de BOUHAMAMA & KTEF ES SOUDA.

Tableau III. 11: Stations pluviométriques.

Station	Code	Source	Coordonnée			Année de service	N (ans)
			X	Y	Z(m)		
<b>BOUHAMA MA</b>	061803	A.N.R.H	867	228.5	1140	1968 - 2010	43
<b>KTE ES SOUDA.</b>	061811	A.N.R.H	883.75	212.25	845	1991 - 2010	19

(ANRH)

**III.3.1.1 Répartition de la pluie moyenne dans l'année**

La station de BOUHAMAMA est la plus proche du site avec une période d'observation de 1968-2010 soit 43ans.

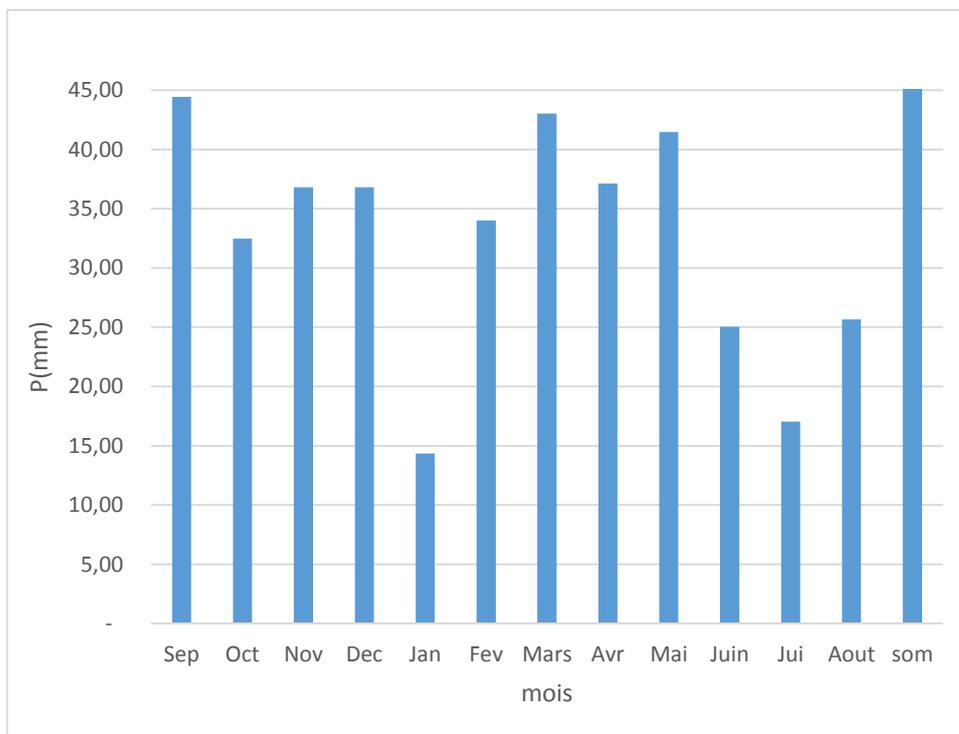
**Tableau III. 12:** Répartition des précipitations dans la station de BOUHAMAMA

M O I S	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout	P <sub>moyenne</sub> annuelle
P(m)	44,42	32,48	36,81	36,80	14,34	34,01	43,04	37,14	41,48	25,03	17,03	25,65	388,2

Notons une pointe enregistrée au mois de septembre avec 44.42mm,

La moyenne annuelle des pluies est de 388.23mm.

La répartition mensuelle des précipitations est présentée dans la figure III.8



**Figure III. 8:** Répartition mensuelles des précipitations en mm de la station de BOUHAMAMA

### III.3.2 Les précipitations maximales journalières

La série des pluies maximales journalières enregistrées à la station pluviométrique 150401 a été choisie comme étant la plus représentative des maxims journaliers pouvant se produire dans la zone d'étude.

#### Estimation des pluies journalières maximales

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

Pour cela, il serait nécessaire de passer par les étapes suivantes :

- 1) Classer la série des précipitations par ordre croissant ;
- 2) Calculer la fréquence expérimentale ;
- 3) Calculer les caractéristiques empiriques de la série de données ;
- 4) Ajuster graphiquement la loi choisie ;
- 5) Calculer le quantile et son intervalle de confiance ;

L'étude fréquentielle des pluies journalières maximales a pour objectif l'estimation des valeurs limites atteintes pendant une période de retour donnée. Ceci nous ramène à chercher la loi d'ajustement la mieux adaptée à la distribution des pluies.

Les caractéristiques de notre série pluviométrique sont illustrées dans le tableau suivant :

**Tableau III. 13:** Caractéristique de la série pluviométrique (43 ans)

Caractéristiques :	Formule :	Valeurs :
<b>La somme des Pmaxj en (mm)</b>	$\sum_{i=1}^n X_i$	2062.20
<b>la moyenne des Pmaxj en (mm)</b>	$X = \frac{\sum_{i=1}^{i=43} X_i}{n}$	32,27
<b>L'écart type « <math>\bar{\sigma}_x</math> » (mm) Pour <math>n &gt; 30</math> ans</b>	$\sigma_x = \frac{\sum_{i=1}^{i=42} (X_i - nx)}{n - 1}$	16.96
<b>Coefficient de variation « Cv »</b>	$Cv = \frac{\sigma}{X_c}$	0.352

**Remarque :**

L'exposant climatique pour notre région (b=0.33) est donné par l'ARNH d'Alger.

**III.3.2.1 Homogénéité de la série pluviométrique :**

On teste la série en s'appuyant que le teste de la médiane ou Mood

Classer la série dans l'ordre croissant.

Calculer la médiane M.

Déterminer Ns et Ts et vérifier leurs conditions.

Sachant que :

M est une constante de telle sorte que 50% des éléments de la série soit inférieures et 50% lui soit supérieures

Ns : nombre total de série de + ou de -

Ts : taille de la plus grande série de + ou de -

$$Ns > \frac{1}{2}(N + 1 - U_{1-\alpha/2}\sqrt{N + 1}) \tag{III.21}$$

$$Ts < 3.3\log_{10}(N + 1) \tag{III.22}$$

**Tableau III. 14:** Teste d'homogénéité de Mood

ann ée	Pmaxj(m m)		série	ann ée	Pmaxj(m m)		série
1968	31	-	-1	1990	32,2	-	-5
1969	35,2	-		1991	32,3	-	
1970	47,7	+	+1	1992	37,3	+	+5
1971	29,2	-	-2	1993	67,7	-	-6
1972	40,4	-		1994	33,8	+	6
1973	87,6	+	+2	1995	74,9	-	-7
1974	56	+		1996	38,1	+	7
1975	56	+		1997	75	+	
1976	63,3	+		1998	42,8	+	
1977	82	+		-3	1999	42	-
1978	21,6	-	2000		18	-	+8
1979	26	-	2001		32	+	
1980	30	-	2002		61,4	+	
1981	25,7	-	2003		60	+	
1982	29,1	-	+3	2004	43,8	+	-9
1983	60,2	+		2005	74,5	-	
1984	71,5	+		2006	29,2	+	
1985	57,5	+	2007	82,3	+		
1986	18,5	-	-4	2008	56,7	+	
1987	37,2	-		2009	40,5	+	

<b>1988</b>	42,8	+	+4	<b>2010</b>	67,2	+	
<b>1989</b>	72	+					

**Tableau III. 15:** récapitulatif des conditions de la méthode de Mood

	<b>Symbole</b>	<b>résultats</b>
<b>Taille de l'échantillon</b>	N	43
<b>Médiane</b>	M	42
<b>Taille plus grande série</b>	Ts	5
<b>Nombre de série + et -</b>	Ns	18
<b>Condition Ts</b>	$Ts < 3.3 \log_{10}(N + 1)$	5.42
<b>Condition Ns</b>	$Ns > \frac{1}{2}(N + 1 - U_{1-\alpha/2} \sqrt{N + 1})$	15.49

**Conclusion :**

Les conditions (1) et (2) sont vérifiées, ce qui signifie que notre série est homogène.

**III.3.2.2 Choix de la loi d'ajustement :**

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de :

La loi de probabilité ;

La taille de l'échantillon ;

Certaines caractéristiques de l'échantillon ;

Toutefois, de nombreuses études comparatives, empiriques et théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement choisies sont :

1-la loi de GALTON (log-normale).

2-la loi de GUMBEL

**III.3.2.2.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :**

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel « HYFRAN » disponible au centre de calcul de l'E.N.S.H de Blida.

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

$$F(X) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}} \tag{III.23}$$

La formule de GUMEBL s'écrit :  $F(X) = e^{-e^{-y}}$

Tel que :  $y = \frac{X - X_0}{\alpha}$  ; et on peut écrire :  $y = -\ln(-\ln(F(X)))$ .

Avec :

$1/\alpha$  : La pente de la droite de GUMBEL

Y : Variable réduite de GUMBEL

x : Précipitation maximale journalière (mm)

$x_0$  : Paramètre de position (mode)

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

Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2, 3, ..... n.

Calculer, pour chaque valeur de précipitation, la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(X) = \frac{m - 0,5}{n} \quad (\text{III.24})$$

Avec :

m : Rang de précipitation.

n : Nombre d'observations (36).

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

calculer les paramètres d'ajustement «  $\alpha$  » et «  $x_0$  »

représenter graphiquement les couples  $(x_i, y_i)$  sur papier GUMBEL.

Calcul des paramètres d'ajustement de la loi de GUMBEL

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/\alpha)y + x_0 \quad (\text{III.25})$$

Avec :

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

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

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

$T = 1/(1-q)$

Tableau III. 16: Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour T (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Xt (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0,9999	178	22,5	134-22
2000	0,9995	153	18,7	117-190
1000	0,9990	143	17	110-176
200	0,9950	119	13,2	92,8-145
100	0,9900	108	11,6	85,6-131
50	0,9800	97,7	9,93	78,3-117
20	0,9500	83,7	7,77	68,5-98,9
10	0,9000	72,8	6,15	60,8-84,9
5	0,8000	61,5	4,56	52,6-70,5

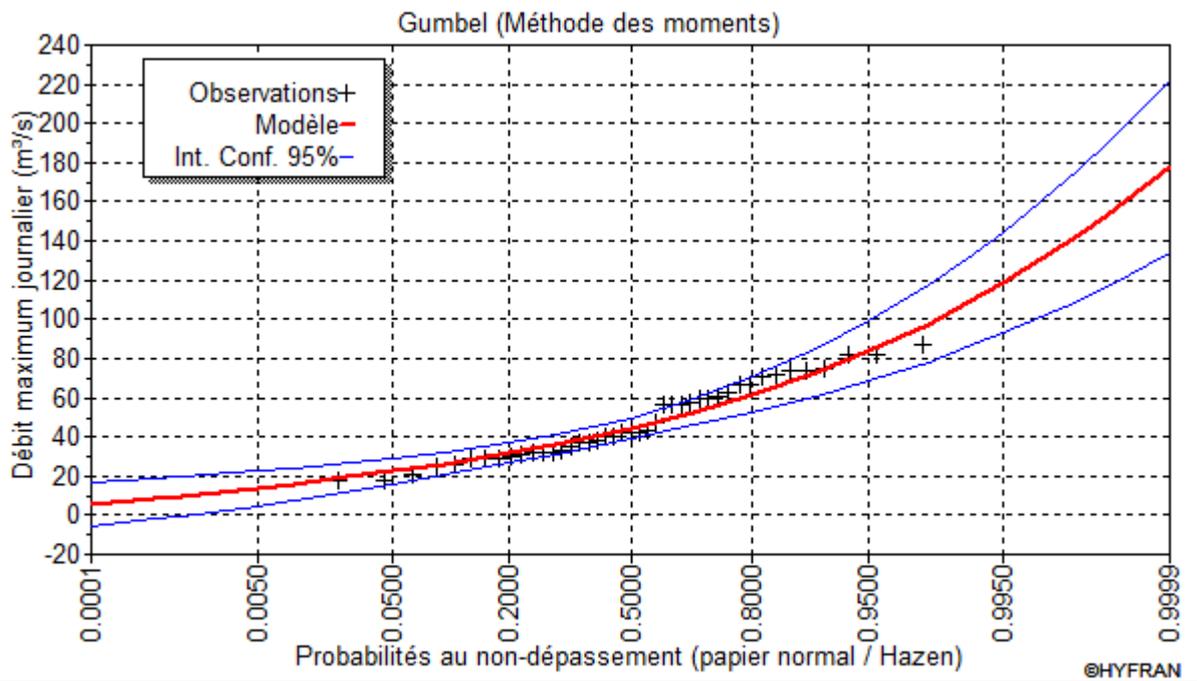


Figure III. 9: Graphique d'ajustement à la loi de Gumbel

**Tableau III. 17** : Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	18.1
Maximum	Aucun	87
Moyenne	47.6	47.6
Ecart-type	19.3	19.3
Médiane	44.5	42
Coefficient de variation (Cv)	0.406	0.406
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.381
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	1.86
Teste de « Khi carré » $\chi^2$	10.79	

### III.3.2.2.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normal)

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de GUMBEL, seul la représentation graphique change où elle est faite sur papier GUMBEL, comme le montre la figure III-07).

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

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

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

L'équation de la droite de Galton est la suivante :  $\text{Log } x (p \%) = \overline{\text{Log } x} + \text{Log } u (p \%)$ .

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{433} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \quad (\text{III.27})$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log-Normal « GALTON » sont résumés dans le tableau III. 16

Quantiles :

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

$T = 1 / (1-q)$  Log normale (Maximum de vraisemblance).

Tableau III. 18: Résultat de l'ajustement à la loi de GALTON

Période de retour T ans	Probabilité de fréquence	Précipitation (mm)	écartype	Intervalle de confiance
10000	0,9999	214	39,5	136-291
2000	0,9995	178	29,6	120-236
1000	0,9990	163	25,8	113-214
200	0,9950	131	17,9	96,2-166
100	0,9900	118	14,9	88,8-147
50	0,9800	105	12,1	81,2-129
20	0,9500	88,2	8,86	70,7-106
10	0,9000	75,6	6,67	62,5-88,6
5	0,8000	62,6	4,75	53,3-71,9

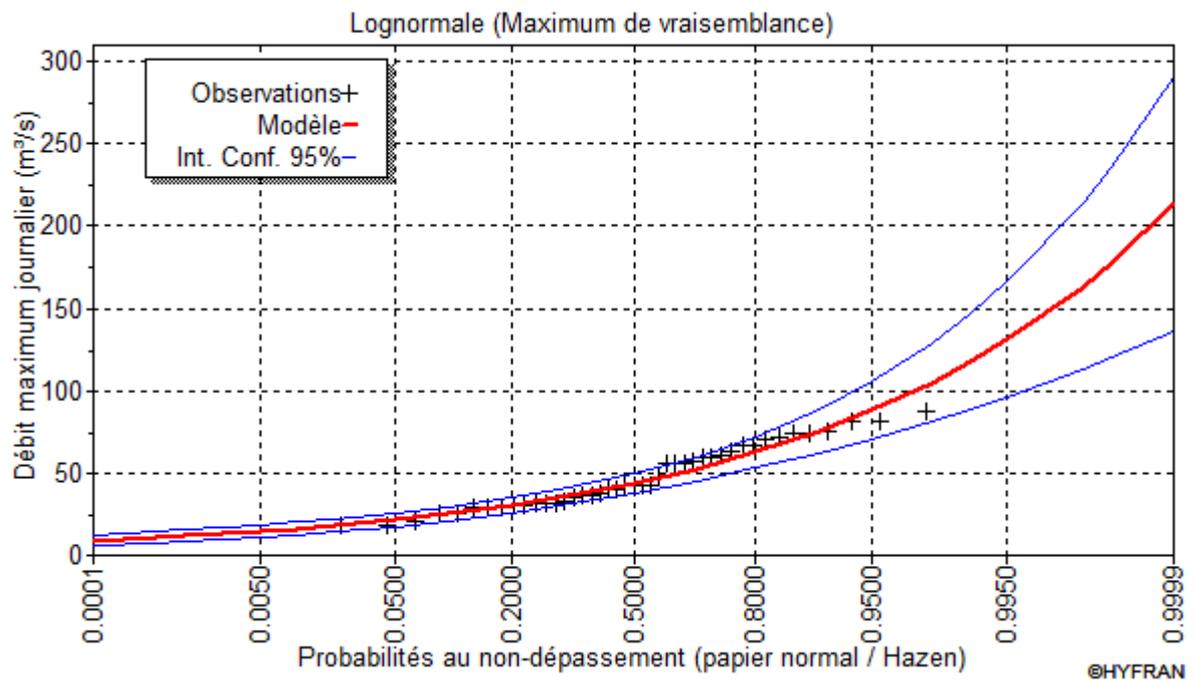


Figure III. 10: Représentation graphique de la loi de Galton

**Tableau III. 19:** Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	18
Maximum	Aucun	87
Moyenne	47.9	47.6
Ecart-type	21.4	19.3
Médiane	43.7	42
Coefficient de variation (Cv)	0.447	0.406
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.43	0.381
Coefficient d'aplatissement (Ck)	6.84	1.86
Teste de « Khi carré » $\chi^2$	4.51	

**Conclusion :** D'après les deux schémas, nous pouvons conclure que la pluie maximale journalière suit la loi de GALTON (droite de Henry), car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de GUMBEL. Notons que même le teste de l'adéquation « Khi carre » établi par « HYFRAN » a montré aussi que la loi de GALTON est significative.

**III.4 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :**

$$P_{cr} = p_{max} \times \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots (III.28)$$

P<sub>cr</sub> : Pluie de courte durée de même fréquence que P<sub>max j</sub> % (mm).

P<sub>max,j</sub> : Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).

T : Temps en heures.

b : Exposant climatique (donnée) b = 0,33

$$I_0 = \left(\frac{P_{max}}{24}\right) \times \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots (III.28)$$

I<sub>0</sub>: Pluie de courte durée (mm/h)

**Tableau III. 20:** Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

Période	10000	1000	100	50	20	10	5
Fréquence	0,01	0,1	1	2	5	10	20
P <sub>maxj</sub> p%(mm)	214	163	118	105	88.2	75.6	62.6

**Tableau III. 21:** Pluies de courtes durées et leurs Intensités pour différentes fréquences

T	Fréquence													
	0,01		0,1		1		2		5		10		20	
	Pcr.t(mm)	I 0(mm/h)	Pcr.t(mm)	I0 (mm/h)										
0,5	59,65	33,25	45,43	25,33	32,89	18,34	29,27	16,32	24,58	13,71	21,07	11,75	17,45	9,73
1	74,98	26,27	57,11	20,01	41,34	14,49	36,79	12,89	30,90	10,83	26,49	9,28	21,93	7,68
2	94,25	20,76	71,79	15,81	51,97	11,44	46,24	10,18	38,85	8,55	33,30	7,33	27,57	6,07
3	107,74	18,08	82,07	13,77	59,41	9,97	52,87	8,87	44,41	7,45	38,06	6,39	31,52	5,29
4	118,47	16,40	90,24	12,49	65,33	9,04	58,13	8,05	48,83	6,76	41,85	5,79	34,66	4,80
5	127,53	15,20	97,14	11,58	70,32	8,38	62,57	7,46	52,56	6,26	45,05	5,37	37,30	4,45
5,13	128,61	15,07	97,96	11,48	70,92	8,31	63,10	7,39	53,01	6,21	45,44	5,32	37,62	4,41
6	135,44	14,29	103,16	10,88	74,68	7,88	66,45	7,01	55,82	5,89	47,85	5,05	39,62	4,18
7	142,50	13,56	108,54	10,33	78,58	7,47	69,92	6,65	58,73	5,59	50,34	4,79	41,69	3,97
8	148,92	12,95	113,43	9,87	82,12	7,14	73,07	6,36	61,38	5,34	52,61	4,58	43,56	3,79
9	154,83	12,45	117,93	9,48	85,37	6,86	75,97	6,11	63,81	5,13	54,70	4,40	45,29	3,64
10	160,30	12,01	122,10	9,15	88,39	6,62	78,65	5,89	66,07	4,95	56,63	4,24	46,89	3,51
11	165,43	11,63	126,00	8,85	91,22	6,41	81,17	5,70	68,18	4,79	58,44	4,11	48,39	3,40
12	170,24	11,29	129,67	8,60	93,87	6,22	83,53	5,54	70,17	4,65	60,14	3,99	49,80	3,30
13	174,80	10,98	133,14	8,37	96,39	6,06	85,77	5,39	72,04	4,53	61,75	3,88	51,13	3,21
14	179,13	10,71	136,44	8,16	98,77	5,91	87,89	5,25	73,83	4,41	63,28	3,78	52,40	3,13
15	183,25	10,46	139,58	7,97	101,05	5,77	89,91	5,13	75,53	4,31	64,74	3,70	53,61	3,06
16	187,20	10,23	142,59	7,80	103,22	5,64	91,85	5,02	77,15	4,22	66,13	3,62	54,76	2,99
17	190,98	10,03	145,47	7,64	105,31	5,53	93,71	4,92	78,71	4,13	67,47	3,54	55,87	2,93

**Tableau III. 22:** Pluies de courtes durées et leurs Intensités pour différentes fréquences

18	194,62	9,83	148,24	7,49	107,31	5,42	95,49	4,82	80,21	4,05	68,75	3,47	56,93	2,88
19	198,12	9,65	150,91	7,35	109,24	5,32	97,21	4,74	81,66	3,98	69,99	3,41	57,96	2,82
20	201,50	9,49	153,48	7,23	111,11	5,23	98,87	4,65	83,05	3,91	71,19	3,35	58,94	2,78
21	204,77	9,33	155,97	7,11	112,91	5,15	100,47	4,58	84,40	3,85	72,34	3,30	59,90	2,73
22	207,94	9,18	158,39	7,00	114,66	5,06	102,03	4,51	85,70	3,79	73,46	3,24	60,83	2,69
23	211,02	9,05	160,73	6,89	116,35	4,99	103,54	4,44	86,97	3,73	74,55	3,20	61,73	2,65
24	214,00	8,92	163,00	6,79	118,00	4,92	105,00	4,38	88,20	3,68	75,60	3,15	62,60	2,61

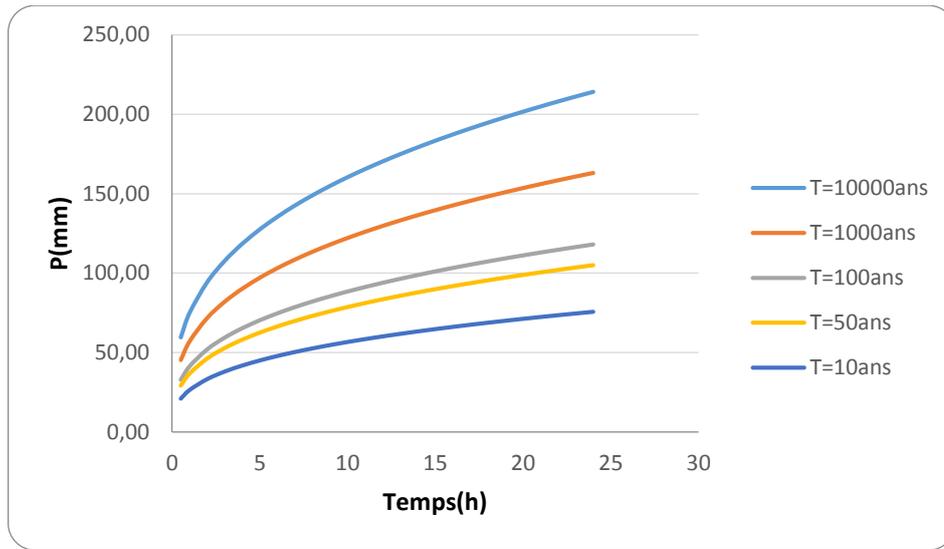


Figure III. 11: Pluies de Courte durée

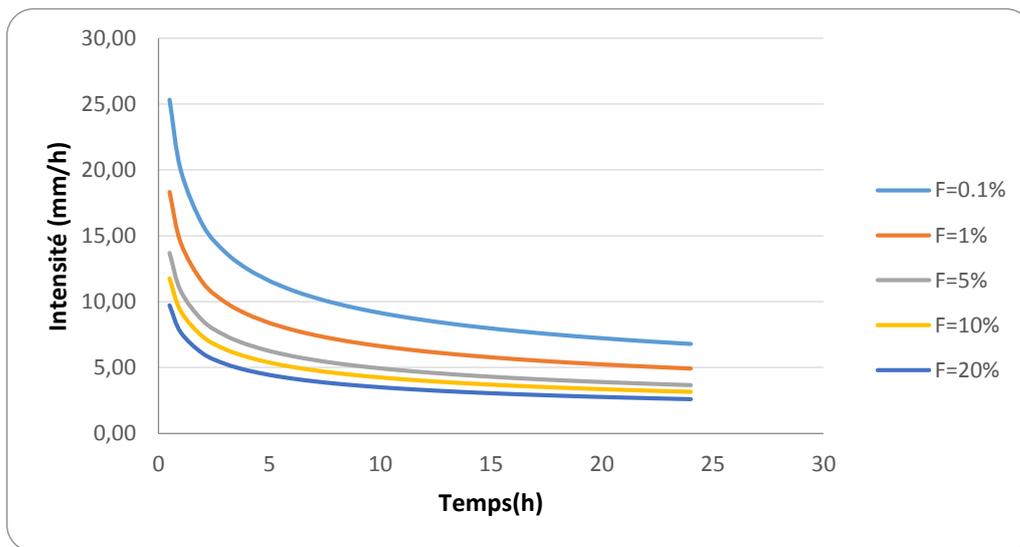


Figure III. 12: Intensité-durée-fréquence

### III.5 Etudes des apports

La détermination des apports est orientée de préférence vers les observations hydrométriques, lorsqu'elles existent sur le bassin versant propre du site à étudier, ou par analogie avec un bassin voisin. A défaut de ces dernières, des modèles et des formules empiriques basées sur la pluviométrie peuvent être utilisés. Ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit.

**III.5.1 Estimation de l'apport moyen annuel  $A_0$**

Compte tenu de l'absence de station hydrométrique dans le bassin versant et dans la région d'étude, les apports liquides sont déterminés par le biais de formules empiriques valables pour le Nord de l'Algérie

**A)- Formule de l'ANRH :**

On a :

$$A_{moy} = 0.915 \cdot P \cdot 2.684 \cdot S \cdot 0.842 \quad (III.29)$$

P : Pluie moyenne annuelle (mm).

S : Superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

$$AN : \quad \boxed{A_{moy} = 14.85 \text{ Hm}^3}$$

**B)- Formule de SOGREAH:**

$$A_0 = Le * S \quad (III.30)$$

$$Le = \left( \frac{P-150}{1000} \right)^{1.85} \quad (III.31)$$

Avec :

P : Précipitation annuelle (m)

S : Surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>)

$$AN : \quad \boxed{A_{moy} = 27.74 \text{ Hm}^3}$$

**C)- Formule de MEDINGER:**

On a:

$$Le = 1024 (P_{moy} - 0.26)^2 \quad (III.32)$$

Le : Lamme d'eau écoulée (mm).

P : Pluie moyenne annuelle (m).

$$AN : \quad \boxed{Le = 16.83 \text{ mm}}$$

On a encore :

$$A_0 = Le * S \quad (III.33)$$

$$AN: \quad \boxed{A_0 = 9.4 \text{ Hm}^3}$$

**D)- Formule de MALLET-GAUTHIER:**

$$Le = 0.6 P_0 (1 - 10 - 0.36 P^2) \quad (III.34)$$

Le : Lamme d'eau écoulée (m)

On a encore :

$$A_0 = Le * S$$

$$AN: \quad A_0 = 16.38Hm^3$$

**E)- Formule de SAMIE :**

$$Le = P02 (293 - 2.2) \quad (III.35)$$

$$Le = 36.31 \text{ mm}$$

$$A_0 = Le . S$$

$$AN : \quad A_0 = 13.78Hm^3.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau III.22 :

**Tableau III. 23:** Tableau récapitulatif de l'apport moyen

Formule	A <sub>0</sub> (Hm <sup>3</sup> )
ANRH	14.85
SOGREAH	27.74
MEDINGUER	9.4
<b>MALLET-GAUTHIER</b>	<b>16.38</b>
SAMIE	13.78
MOYENNE	16.43

L'apport moyen qu'on prendra est celui de la formule de MALLET-GAUTHIER c'est l'apport le plus proche de la moyenne

$$A_0 = 16.38Hm^3$$

### III.5.2 Caractéristiques de l'écoulement

#### A) -Module de l'écoulement

Il est donné par :

$$Me = A_0 / T \quad (III.36)$$

A<sub>0</sub> : Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année en secondes T = 3,1536.107 s

$$Me = 519.40 \text{ l/s}$$

#### B ) -Module de l'écoulement relatif

On a :

$$M_0 = Me / S \quad (III.37)$$

Me : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km<sup>2</sup>).

$$M_0 = 0.95 \text{ l/s/Km}^2$$

**C) -Lame d'eau écoulée**

$$L_e = A_0/S \quad (III.38)$$

$$L_e = 30.05 \text{ mm}$$

**D) -Coefficient de l'écoulement :**

Il est donné par :

$$C_e = L_e / P_{moy} \quad (III.39)$$

$$C_e = 0.08$$

**E)- Coefficient de variation :**

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

➤ **Formule de SOKOLOVSKY :**

$$C_v = a - 0.063 \log_{10}(S + 1) \quad (III.40)$$

Avec:

$$a = 0.78 - 0.29 \log_{10}(M_{er}) \quad (III.41)$$

M<sub>er</sub> : Module d'écoulement relatif (l/s/km<sup>2</sup>)

S : surface du bassin (km<sup>2</sup>)

AN : a=0.80

$$C_v = 0.80 - 0.063 \log(S + 1)$$

$$AN : C_v = 0.61$$

➤ **Formule de KRISTLY MENKEL:**

$$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_o^{0.27}) \quad (III.42)$$

M<sub>o</sub> : module de l'écoulement relatif

$$AN : C_v = 0.57$$

➤ **Formule de N.N PADOUM:**

Cette formule donne de bons résultats de l'estimation du coefficient de variation de l'apport annuel en plus d'être établie à partir d'une analyse statistique de 42 oueds de l'Algérie du nord.

$$Cv = 0.93K / Mo^{0.23} \tag{III.43}$$

Avec : K : Coefficient de réduction K=(0.25-1.00), on prend K=0.6

S : surface du bassin (km<sup>2</sup>)

Mo : module de l'écoulement relatif

AN:  $Cv = 0.57$  .

**Tableau III. 24:** Tableau récapitulatif du calcul du coefficient de variation

Formule	Le coefficient de variation
SOKOLOVSKI	<b>0.61</b>
KRISTEKL MENKEL	0.57
Algérienne N.N PADOUM	0.57
Moyenne	058

On opte pour la formule de KRISTEKL MENKEL car elle nous donne une valeur du coefficient de variation plus proche de la moyenne c-à-d :

$$Cv=0.57$$

**III.5.3 Les apports fréquentiels**

Le calcul des apports fréquentiels se fait par l'ajustement de la série des apports rapportée au site.

**III.5.3.1 Estimation fréquentielle des apports :**

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

$$A\% = \frac{Ao}{\sqrt{Cv^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln CV + 1}} \tag{III.43}$$

A% : Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss.

A<sub>0</sub> : Apport moyen annuel (Hm<sup>3</sup>).

Cv : Coefficient de variation.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau

**Tableau III. 25:** L'Apport moyen annuel pour différentes périodes de retour

Période de retour (ans)	5//4	10	20	50	100	1000
Fréquences P(%)	80	10	5	2	1	0,1
Variable de Gauss	0,84145	1,28229	1,64308	2,05046	2,32723	3,08
Apport (Mm <sup>3</sup> )	22,17	34,45	49,42	74,28	97,96	207,96

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des Précipitations ; on a  $A_{80\%}=22.17 \text{ Mm}^3$

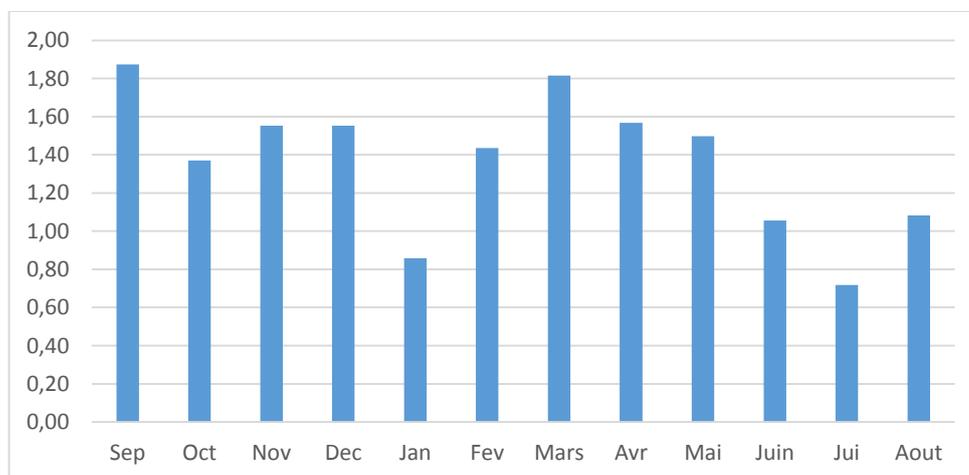
Remplissage garanti de 8 années sur 10

**III.5.3.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel :**

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations, on a donc,

**Tableau III. 26:** Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Somme
P(mm)	44,4 2	32,4 8	36,8 1	36, 8	20,3 4	34,0 1	43,0 4	37,1 4	35,4 8	25,0 3	17,0 3	25,6 5	388,2 3
A(%)	11,4	8,4	9,5	9,5	5,2	8,8	11,1	9,6	9,1	6,4	4,4	6,6	100
A(Mm <sup>3</sup> )	1,87	1,37	1,55	1,5 5	0,86	1,43	1,82	1,57	1,50	1,06	0,72	1,08	16,38



**Figure III. 13:** Répartition mensuelle des apports 80%

**III.6 Etude des crues :**

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Leur étude a pour but de déterminer les Hydrogrammes des crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maximums probables correspondants.

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

Les paramètres définissant une crue sont :

- Le débit maximum (débit de pointe).
- Le volume.
- Le temps.
- La forme (Hydrogramme de crues).

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, on fait appel aux formules empiriques vu l'absence de station hydrométrique dans la région.

**III.6.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue****a. Formule de Mallet-Gauthier**

Dans leur étude sur les problèmes de l'eau en Algérie, ils ont établi une formule exprimant le débit maximum de crue en fonction des précipitations, de la surface du bassin versant et d'un coefficient K caractéristique géographique et climatique du bassin versant.

On a:

$$Q_{max p\%} = 2K \log (1 + A \cdot P_{moy}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \quad (\text{III.44})$$

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

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

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

$L$  : Longueur du talweg principal (Km).

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

On prend  $K = 2.5$

$A$  : Paramètre du bassin varie entre 20 et 30, on prend (25)

$T$  : Période de retour (an).

**Tableau III. 27:** Récapitulatif de la formule de Mallet-Gauthier

période de retour	10000	1000	100	50	20	10	5
<b>Qmax(m3/s)</b>	1538	1305	1019	916	758	612	418

**b. Formule de SOKOLOVSKY :**

On a:

$$Q_{max}P\% = 0.28 \frac{(X_{P\%,t_c} - H_0) \alpha_{P\%} \cdot S \cdot f}{t_c} \quad (III.45)$$

$X_{P\%,t}$  : Précipitation en mm, de probabilité P% correspondant à un  $t_c$ .

$H_0$  : La perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie (7÷14) mm.

$\alpha_{P\%}$  : Coefficient de ruissèlement pour la crue probable.

S : Surface du bassin versant en km<sup>2</sup>.

f : Coefficient de forme de la crue.

$t_c$  : temps de concentration du bassin versant en heure.

0.28 : coefficient de changement d'unité.

Le coefficient de forme de la crue peut être calculé par la formule suivante :

$$f = 12 / (4 + 3\gamma) \quad (III.46)$$

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

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

On prend :  $\gamma = 3$  D'où : **f = 0.92**

Pluie de courte durée : à partir des pluies journalières maximales nous tirons les pluies de courte durée du (**tableau III.22**).

**Tableau III. 28:** Résultats de la formule de SOKOLOVSKY

periode de retour	10000	1000	100	50	20	10	5
<b>fréquence(%)</b>	0,01	0,1	1	2	5	10	20
<b>Qmax(m3/s)</b>	2504	1908	1381	1229	1032	885	733

## c. Formule de POSSENTI :

On a:

$$Q_{p\%} = \frac{\mu P_{\max j\%} S}{L_p} \quad (\text{III.47})$$

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

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

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

**Tableau III. 29:** Résultat de la formule de POSSENTI

Période	10000	1000	100	50	20	10	5
Fréquence	0,01	0,1	1	2	5	10	20
$P_{\max j p(\%)}$	214	163	118	105	88,2	75,6	62,6
$Q_{\max}(\text{m}^3/\text{s})$	1815	1382	1001	890	748	641	531

**Conclusion :**

On opte pour la Formule de Mallet-Gauthier

**III.6.2 Hydrogramme de crue**

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

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

Pour tracé l'hydrogramme de crue, nous sommes tenus de suivre la méthode de **Sokolovski** qui le divise en deux parties non symétriques, calculé à partir des temps de montée et de la décrue.

**a) Pour le temps de la montée**

$$Q = Q_{\max} \left[ \frac{T}{T_m} \right]^2 \quad (\text{III.48})$$

$T_m = T_c = 5.13\text{h}$  : Temps de montée selon **Sokolovski**

## b) Pour la décrue

$$Qd = Qmax \left( \frac{Td - T}{T} \right)^3 \quad (\text{III.49})$$

Avec :

$Q_m$  : Débit instantané de la montée ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;

$Q_d$  : Débit instantané de la décrue ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;

$t_m$  : 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 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :

$$t_d = \delta * t_m ;$$

Où  $\delta$  : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

**Tableau III. 30:** Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue  $\delta$

Description du cours d'eau	Valeur de $\delta$
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 – 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.	3,0 – 4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4,0 – 7,0

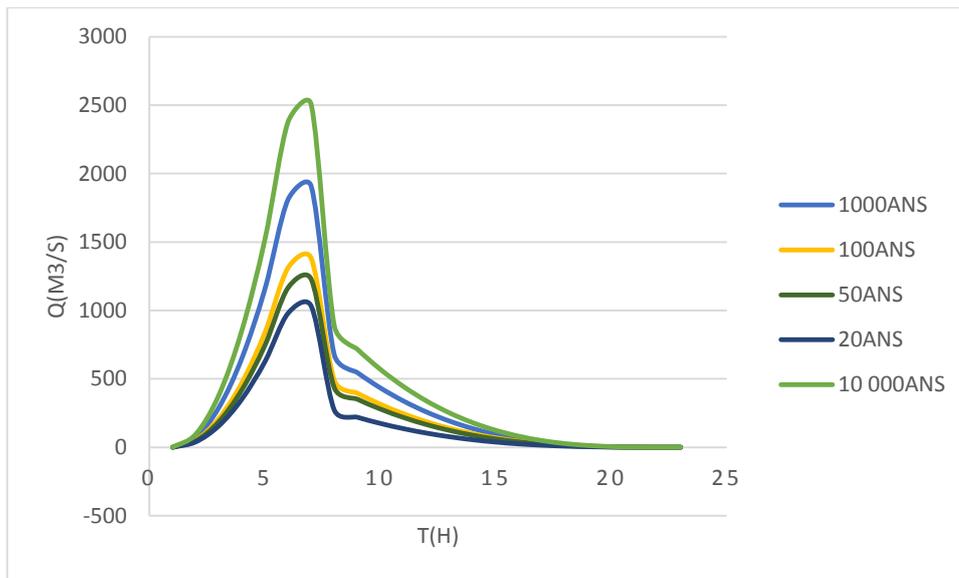
On prend  $\delta=3$

$$t_d = 3 * 5.13 = 15.39 \text{ heures.}$$

Les hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III. 31: Débits fréquentiels pour une construction d'hydrogramme de crue

periode de retour		1000 0	1000	100	50	20	10	5
T(h) )	T(h) )							
1	1	95,15	72,50	52,48	46,70	39,2 1	33,6 3	27,8 5
2	2	380,5 9	290,0 0	209,9 0	186,8 0	156, 86	134, 51	111, 41
3	3	856,3 3	652,5 1	472,2 8	420,3 0	352, 93	302, 66	250, 68
4	4	1522, 37	1160, 02	839,6 1	747,2 0	627, 43	538, 06	445, 65
5	5	2378, 70	1812, 52	1311, 89	1167, 50	980, 36	840, 71	696, 32
<b>5,13</b>	<b>0</b>	<b>2504</b>	<b>1908</b>	<b>1381</b>	<b>1229</b>	<b>103 2</b>	<b>885</b>	<b>733</b>
6	0,87	887,1 6	676,0 0	489,2 8	435,4 3	271, 75	313, 55	149, 51
7	1,87	716,2 0	545,7 3	395,0 0	351,5 2	219, 38	253, 13	120, 70
8	2,87	568,7 4	433,3 7	313,6 7	279,1 5	174, 21	201, 01	95,8 5
9	3,87	443,0 6	337,6 0	244,3 5	217,4 6	135, 71	156, 59	74,6 7
10	4,87	337,4 0	257,0 9	186,0 8	165,6 0	103, 35	119, 25	56,8 6
11	5,87	250,0 4	190,5 3	137,9 0	122,7 2	76,5 9	88,3 7	42,1 4
12	6,87	179,2 3	136,5 7	98,85	87,97	54,9 0	63,3 5	30,2 1
13	7,87	123,2 4	93,91	67,97	60,49	37,7 5	43,5 6	20,7 7
14	8,87	80,32	61,21	44,30	39,42	24,6 0	28,3 9	13,5 4
15	9,87	48,74	37,14	26,88	23,92	14,9 3	17,2 3	8,21
16	10,8 7	26,76	20,39	14,76	13,14	8,20	9,46	4,51
17	11,8 7	12,64	9,63	6,97	6,20	3,87	4,47	2,13
18	12,8 7	4,64	3,53	2,56	2,28	1,42	1,64	0,78
19	13,8 7	1,02	0,78	0,56	0,50	0,31	0,36	0,17
20	14,8 7	0,04	0,03	0,02	0,02	0,01	0,01	0,01
20,5 2	15,3 9	0	0	0	0	0	0	0



**Figure III. 14:** Hydrogrammes de crue pour différentes période de retour

### III.6.3 Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée. Alors que le choix de la crue de ce projet dépend, essentiellement, de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent se produire à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Rappelons qu'une petite submersion d'un barrage en terre peut engendrer la rupture totale de celui-ci, contrairement aux barrages en béton où on peut faire des réparations lors du passage d'une crue exceptionnelle. Rappelons, aussi que pour la détermination de la crue de projet, deux approches sont à notre disposition :

- l'approche déterministe qui est basée sur l'observation et l'historique.
- l'approche probabiliste qui est basée sur la statique.
- La précision entre le débit et la fréquence dépend essentiellement de la qualité et la quantité des données.
- la précision.
- la bonne estimation.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques des crues à l'aval. Alors, pour son estimation, nous nous reportons aux recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

**Tableau III. 32:** Crue de projet recommandée

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle
Elevés : - Perte de vie -Dommage considérable	1/100000 à 1/10000
Importants : -Pas de perte de vie -Dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles ; -Pas de perte de vie -Dommages légers	1/1000 à 1/100

Nous pouvons, aussi déterminé de la crue de projet en tenant compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations, superficie, perméabilité...).

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

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

$I_a$  : Représente le produit des indices mineurs (intensité des crues et difficultés topographiques).

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

$I_r$  : Représente les risques.

1/ Lorsque ( $I_g = 1$ ), cela veut que le risque est faible. Alors, on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

2/ Lorsque ( $I_g = 2$ ), cela veut dire que le risque est moyen. Alors, on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinquennale.

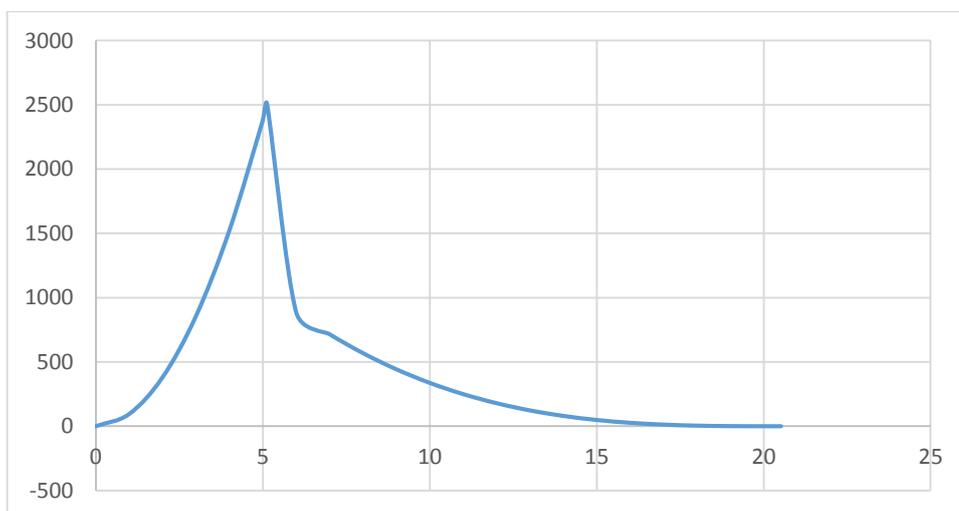
3/ Le risqué est élevé et dans ce cas la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

**Tableau III. 33:** Choix de la crue de projet.

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modère)	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	Q <sub>max</sub> (1%)+revanche	Q <sub>max</sub> (1%) +revanche majorée avec vérification pour Q <sub>max</sub> (0,1%) et Q <sub>max</sub> (0,2%)	Q <sub>max</sub> (0.1%)

Pour notre cas, nous pouvons considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont importantes, les connaissances hydrologiques paraissent incertaines en vue du manque d'une station hydrométrique, le risque en aval élevé et les dommages sont aussi considérables, par conséquent le risque est élevé pour cela on opte pour la crue 1 000ans.

Donc, pour un débit qui vaut **Q 0.1%= 1908 m<sup>3</sup>/s**



**Figure III. 15:** Hydrogramme de crue 1 000ans

**III.7 Les apports solides et Estimation du volume mort :**

L'estimation des apports solides est primordiale puisqu'elle intervient dans le dimensionnement des ouvrages hydrotechnique.

Le manque de données de mesure des transports solides, nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous permet d'avoir l'ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide.

Ces apports solides dépendent en premier lieu de l'agressivité climatique (pluies intenses), de l'étendue du relief du bassin, de la résistance à l'érosion de sol, liée elle-même à la végétation par la présence de racines et à la nature géologique des roches et au régime des pluies et températures.

**III.7.1 Les apports solides**

- **Formule de GRAVILLOVIC :**

Cette méthode est très appliquée en Algérie, elle introduit des paramètres tels que la température, les précipitations, la pente du cours d'eau, le couvert végétal, la structure du terrain et le processus d'érosion ;

$$T_s = 3.141664 P_{moy} \left( \sqrt{\frac{t_{moy}}{10}} + 0.1 \right) Z^{3/2} \frac{\sqrt{p} H_{moy}}{(Lp+10)^{0.2}} \quad (III.50)$$

Avec

$T_s$  : Taux de transport solide (t/km<sup>2</sup>/an)

$P_{moy}$  : Précipitation annuelle moyenne (mm)

$t_{moy}$  : température moyenne du bassin versant (°C)

$P$  : périmètre du BV (km)

$H_{moy}$  : altitude moyenne du Bv (km)

$L_{cp}$  : longueur du thalweg principal (km)

$Z$  : coefficient d'érosion (il varie entre 1.5 pour une érosion élevée , 0.2 pour une faible érosion),  $Z = \alpha * \beta * (\phi + \sqrt{I_{moy}})$  avec :

$\alpha$  : coefficient exprimant la valeur de la protection du sol contre l'érosion par le couvert végétal  $0.05 < \alpha < 1$

$\beta$  : coefficient exprimant l'érodabilité du sol dépendant de la structure lithologique et pédologique du bassin  $0.2 < \beta < 2$

$\phi$  : coefficient exprimant le type et le degré du processus d'érosion  $0.1 < \phi < 1$

$I_{moy}$  : pente moyenne du BV.

Pour notre bassin  $Z = 0.9$ .

AN :  $T_s = 2\ 143.2$  t/km<sup>2</sup>/an

### III.7.2 Estimation du volume mort

- **Formule de Tixeront :**

$$Vm = (1.05 \div 1.10) \frac{Qs * T}{\gamma_s} \quad (III.51)$$

$$Qs = \alpha Le^{0.15} S \quad (III.52)$$

T : Période d'exploitation, (50ans)

$\alpha$  : Caractéristique de perméabilité

$\gamma_s$  : poids spécifique 1.7t/m<sup>3</sup>

- **Méthode liée à l'érosion spécifique (Fourier) :**

$$Vm = \frac{Es S T}{\gamma_s} \quad (III.53)$$

$$Es = \frac{1}{36} \left( \frac{Pm^2}{Pa} \right)^{2.65} \left( \frac{h^2}{s} \right)^{0.46} \quad (III.54)$$

: Poids spécifique de la vase humide ( $\gamma_s = 1.7t/m^3$ ).

**Pm** : Pluie mensuelle du moins le plus pluvieux (**Pm= 44.42 mm**)

**Pa** : Pluie moyenne annuelle (**Pa =388.23 mm**)

**h** : ( Hmax - Hmin ) ( **h =1496 m** )

**S** : Surface du bassin versant (km<sup>2</sup>)

**Tableau III. 34:** Résultat du calcul du Volume mort

méthode	Vm (m <sup>3</sup> )
Formule de Tixeront	2 203 171
Méthode liée à l'érosion spécifique (Fourier)	1 520 162

### Conclusion

Vue des résultats obtenus, on opte pour une valeur du volume mort égale à

**Vm = 2.203Mm<sup>3</sup>** pour une durée maximum de cinquante (50) ans d'exploitation de l'ouvrage

### III.8 Régularisation

L'étude de régularisation du barrage projeté sur l'Oued de Mellagou a pour objectif de déterminer le volume de la réserve utile ainsi que le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

- La régularisation saisonnière est utilisée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.

- La régularisation interannuelle est utilisée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation. Dans ce cas de figure, les eaux des saisons humides sont stockées pour être distribuées lors des saisons sèches. 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.

**III.8.1 Répartition mensuel de l'apport 80% :**

**Tableau III. 35:** Répartition mensuelle de l'apport 80%

MOIS	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aou
P(mm)	44,4 2	32,4 8	36,8 1	36,8 4	14,3 4	34,0 1	43,0 4	37,1 4	41,4 8	25,0 3	17,0 3	25,6 5
P%	11,4	8,4	9,5	9,5	3,7	8,8	11,1	9,6	10,7	6,4	4,4	6,6
A80%(Mm3)	43,0 2	31,4 6	35,6 5	35,6 4	13,8 9	32,9 4	41,6 8	35,9 7	40,1 7	24,2 4	16,4 9	24,8 4

**III.8.2 Répartition mensuel des besoins :**

**Tableau III. 36:** Répartition mensuelle des besoins en eau

	AEP(Mm3)	Irrigat°(Mm3)	Total(Mm3)
septembre	0,594	8,164	8,758
octobre	0,594	5,937	6,531
novembre	0,594	0,742	1,336
décembre	0,594	0,742	1,336
janvier	0,594	0,742	1,336
février	0,594	0,742	1,336
mars	0,594	0,742	1,336
avril	0,594	0,742	1,336
mai	0,668	7,422	8,090
juin	0,668	11,133	11,801
juillet	0,668	12,617	13,285
août	0,668	16,328	16,996

**III.8.3 Courbes «Hauteurs – Capacités - Surfaces»**

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

$$\Delta Vi = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times \Delta H \tag{III.55}$$

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

S i+1: Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi+1 en m2.

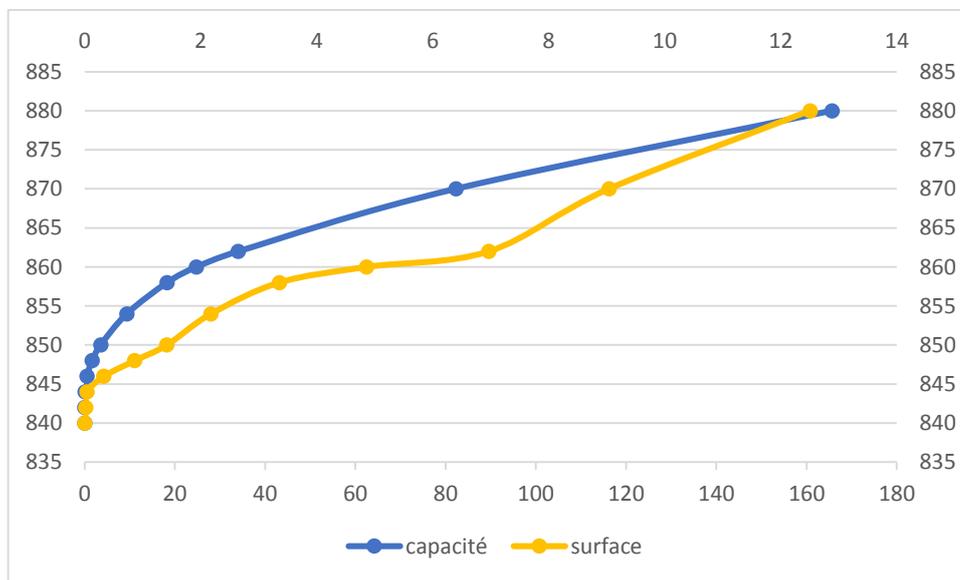
ΔH: Différence d'altitude entre les deux courbes de niveaux successives.

$\Delta V$ : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm3.

$$\Delta V1 = \frac{2}{3} \times Smoy \times \Delta H$$

**Tableau III. 37:** Courbe topographiques et volumétriques :

côte (m)	H(m)	S(m2)	Smoy(m2)	Smoy(km2)	capacité(m3)	capacité(Mm3)	captot(Mm3)
840	0	0,0	0,000				
842	2	31227,4	15613,7	0,0156	20818	0,021	0,021
844	2	53010,4	42118,9	0,0421	56159	0,056	0,077
846	2	603830,3	328420,35	0,3284	437894	0,438	0,515
848	2	1112622,5	858226,4	0,8582	1144302	1,144	1,659
850	2	1715817,8	1414220,15	1,4142	1885627	1,886	3,545
854	4	2634375,6	2175096,7	2,1751	5800258	5,800	9,345
858	4	4074124,2	3354249,9	3,3542	8944666	8,945	18,290
860	2	5639097,8	4856611,0	4,8566	6475481	6,475	24,765
862	2	8294706,0	6966901,9	6,9669	9289203	9,289	34,054
870	8	9780914,7	9037810,35	9,0378	48201655	48,202	82,256
880	10	15226451,3	12503683	12,5037	83357887	83,358	165,614



**Figure III. 16:** Courbe Surface-hauteur ; Capacité-hauteur

### III.8.4 Calcul du volume utile

Pour calculer le volume utile du barrage, nous avons besoin de :

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

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

**Procédé de calcul**

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

La période de bonne hydraulicité est celle du mois de Novembre jusqu'au mois d'Octobre.

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

avec :

$V_{rf}$  : Volume de remplissage final.

$V_{ri}$  : Volume de remplissage initial.

S : Volume excédentaire à évacuer.

**Remarque :** Du moment que nos apports sont supérieurs aux besoins, on opte pour une régularisation saisonnière.

**Tableau III. 38:** Résultat de calcul de la période de bonne hydraulicité

	A80%(Mm3)	U(Mm3)	A-U	
<b>novembre</b>	7,01	1,34	5,67	31,59
<b>décembre</b>	7,00	1,34	5,66	
<b>janvier</b>	3,87	1,34	2,53	
<b>février</b>	6,47	1,34	5,13	
<b>mars</b>	8,19	1,34	6,85	
<b>avril</b>	7,07	1,34	5,73	
<b>mai</b>	6,75	8,09	-1,34	
<b>juin</b>	4,76	11,80	-7,04	
<b>juillet</b>	3,27	13,29	-10,02	
<b>août</b>	4,88	17,00	-12,12	
<b>sept</b>	8,45	8,76	-0,30	
<b>octobre</b>	6,18	6,53	-0,35	

La période de bonne hydraulité commence de novembre allant à avril

On a :  $V_s = 31.59 \text{ Mm}^3$

$$V_d = 31.18 \text{ Mm}^3$$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$  D'où  $V_u = V_d$  alors  $V_u = 31.18 \text{ Mm}^3$ .

Le volume normal de la retenue sera alors  $V_{nnr} = V_u + V_m$ .

D'où  $V_{nnr} = 33.383 \text{ Mm}^3$ .

#### III.8.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normales d'exploitation. C'est-à-dire à la côte du niveau normal de la retenue NNR.

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution, s'appelle temps de fonctionnement. A ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation qui sont au nombre de deux :

- **Première consigne d'exploitation** : Elle consiste à remplir le barrage, lors des crues, jusqu'au niveau normal de la retenue (NNR). Ensuite restituer l'excédent d'eau qui est déversée par l'évacuateur de surface.

Le niveau de remplissage initial est fixé au remplissage final qui est déterminé pour chaque mois, en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'on ne doit pas dépasser.

- **Deuxième Consigne d'exploitation** : Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface.

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

Tableau III. 39: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm3)

Régularisation saisonnière sans tenir compte les pertes											
Moi s	A80%( Mm <sup>3</sup> )	U80%( Mm <sup>3</sup> )	A- U(Mm 3)	A- U(Mm 3)	Première consigne d'exploitation			Deuxième consigne d'exploitation			
					Vrf(M m <sup>3</sup> )	Vri(M m <sup>3</sup> )	S(M m <sup>3</sup> )	Vrfi(M m <sup>3</sup> )	Vri(M m <sup>3</sup> )	S(M m <sup>3</sup> )	
NO V	7,01	1,34	5,67	31,57	2,203	2,203	0	1,813	2,203	0,39	
					7,873	7,873	0	7,483	7,483	0	
DE C	7,00	1,34	5,66		13,533	13,533	0	13,143	13,143	0	
JA N	3,87	1,34	2,53		16,063	16,063	0	15,673	15,673	0	
FE V	6,47	1,34	5,13		21,193	21,193	0	20,803	20,803	0	
MA R	8,19	1,34	6,85		28,043	28,043	0	27,653	27,653	0	
AV R	7,07	1,34	5,73		33,773	33,383	0,39	33,383	33,383	0	
MA I	6,75	8,09	-1,34		-31,18	32,043	32,043	0	32,043	32,043	0
JUI N	4,76	11,80	-7,04			25,003	25,003	0	25,003	25,003	0
JUI L	3,27	13,29	-10,02			14,983	14,983	0	14,983	14,983	0
AO UT	4,88	17,00	-12,12	2,863		2,863	0	2,863	2,863	0	
SEP	8,45	8,76	-0,31	2,553		2,553	0	2,553	2,553	0	
OC T	6,18	6,53	-0,35	2,203		2,203		2,03	2,203	0	
			0,39					0,39		0,39	

III.8.4.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

### A) Pertes par évaporation :

Nous avons :

$$V_{ep} = S_{moy} * E_s \quad (III.56)$$

$V_{ep}$  : volume perdu à cause de l'évaporation.

$E_s$  : Evaporation mensuelle (m).

$S_{moy}$  : Surface du plan d'eau correspondant au volume moyen ( $V_{moy}$ ).

$V_{moy}$  : volume moyen.

$$V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \quad (III.57)$$

$V_{rf,i}$  et  $V_{rf,i+1}$  : les volumes de la retenue de deux mois successifs.

### B- Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100} \quad (III.58)$$

$V_{inf}$  : Volume perdu à cause de l'infiltration.

$\delta$  : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques de la cuvette

$V_{moy}$  : Volume moyen

$V_{rf,i}$  et  $V_{rf,i+1}$  : Les volumes de la retenue de deux mois successifs.

Tableau III. 40: Pertes par infiltration et évaporation

mois	Vmoy(Mm3)	Smoy(m2)	Es(mm)	Vep(m3)	Vinf(m3)	Pertes(m3)
nov	2,203	2000000,31	57	11400,002	2203	13603
décembre	7,873	2000001,12	40	8000,004	7873	15873
janvier	13,533	2000001,93	39	7800,008	13533	21333
février	16,063	2000002,29	57	11400,013	16063	27463
mars	21,193	2000003,02	98	19600,030	21193	40793
avril	28,043	2000004	119	23800,048	28043	51843
mai	33,383	2000004,76	162	32400,077	33383	65783
juin	32,043	2000004,57	222	44400,102	32043	76443
juillet	25,003	2000003,57	278	55600,099	25003	80603
août	14,983	2000002,14	223	44600,048	14983	59583
sept	2,863	2000000,41	165	33000,007	2863	35863
oct	2,553	2000000,36	101	20200,004	2553	22753

**Tableau III. 41:** Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm3)

Régularisation saisonnière sans tenir compte les pertes													
Mo is	A80% (Mm <sup>3</sup> )	л(M m3)	U80% (Mm <sup>3</sup> )	U-л (M m3)	A-U- л(M m3)	A-U(M m <sup>3</sup> )	Première consigne d'exploitation			Deuxième consigne d'exploitation			
							Vrf(Mm <sup>3</sup> )	Vri(Mm <sup>3</sup> )	S(M m <sup>3</sup> )	Vrfi(Mm <sup>3</sup> )	Vri(Mm <sup>3</sup> )	S(M m <sup>3</sup> )	
NO V	7,01	0,0136		0,01	6,996	32,739	2,203	2,203	0	0,9836	2,203	1,2194	
DE C	7,00	0,0158	1,34	1,36	5,644		9,199	9,1994	0	7,98	7,98	0	
JAN	3,87	0,0213	1,34	1,36	2,509		14,844	14,8436	0	13,6242	13,6242	0	
FE V	6,47	0,0274	1,34	1,37	5,103		17,352	17,3523	0	16,1329	16,1329	0	
MAR	8,19	0,0407	1,34	1,38	6,809		22,455	22,4549	0	21,2355	21,2355	0	
AVR	7,07	0,0518	1,34	1,39	5,678		29,264	29,2642	0	28,0448	28,0448	0	
M AI	6,75	0,0650	8,09	8,16	-1,405		34,942	33,723	1,2194	33,723	33,723	0	
JU IN	4,76	0,0760	11,80	11,88	-7,116		32,318	32,318	0	32,318	32,3176	0	
JU IL	3,27	0,0806	13,29	13,37	-10,101		25,202	25,202	0	25,202	25,2016	0	
AO UT	4,88	0,0595	17,00	17,06	-12,180	-31,520	15,101	15,1014	0	15,101	15,101	0	
SEP	8,45	0,0358	8,76	8,80	-0,346		2,922	2,9219	0	2,922	2,9215	0	
OC T	6,18	0,0227	6,53	6,55	-0,373		2,576	2,5761	0	2,576	2,5757	0	
							2,2034	2,203		2,03	2,203	0	
						1,22				1,22			1,22

Du tableau précédant, il ressort :

$$V_s = 32.739 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 31.520 \text{ Mm}^3.$$

Donc, la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'où : } V_u = V_d \quad \text{Alors :}$$

$$V_u = 31.52 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m$$

D'où :

$$V_{NNR} = V_m + V_u = 31.52 + 2.203 = 33.723 \text{ Mm}^3 \approx 34 \text{ Mm}^3$$

$$\mathbf{V_{NNR} = 34 \text{ Mm}^3}$$

Nous avons :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u$$

$$E = (31.52 - 31.18) / 31.18 = 1,09 \% < 2\%$$

Donc, le volume utile saisonnier est de  $31.52 \text{ Mm}^3$ .

Le  $V_m$  correspond à un niveau de **NVM=848.6m**

Le  $V_{NNR}$  correspond à un niveau **NNR =862m**

### III.9 Laminage des crues

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

$$Q dt = q \cdot dt + S \cdot dt \quad (\text{III.59})$$

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 :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \quad (\text{III.60})$$

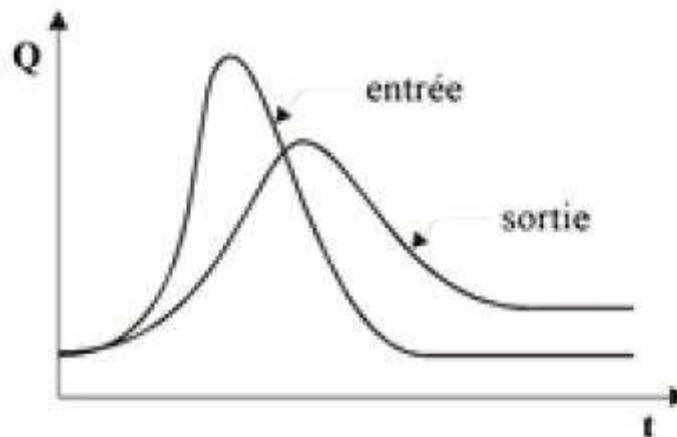
D'où :

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

Il existe plusieurs procédés de calcul comme ceux de Hildenblate, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step ainsi que d'autres méthodes, nous retenons la méthode de Muskingum.

### III.9.1 Principe de la méthode de solution

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



**Figure III. 17:** Représentation graphique de l'hydrogramme d'entrée et de sortie

Pour traduire le bilan d'eau, en utilise l'équation suivante :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \quad (\text{III.61})$$

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique donnée par la formule suivante :

$$2 \frac{S}{\Delta t} = f(O) + O \tag{III.62}$$

Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir. Elle ne dépend que des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation.

Comme il sera démontré dans les deux prochains paragraphes, le stockage S et le débit de sortie dépendent de la profondeur h dans le réservoir. On se donne arbitrairement un certain nombre de valeurs de h pour couvrir adéquatement les plages de variation en période de crue et on construit le tableau suivant :

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

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

$$f(O) = 2 \frac{S}{\Delta t} + O$$

### III.9.2 Application de la méthode de Musingum pour une largeur de déversoir b=30m

Pour b=30m et m=0.49 :  $Q = m * b * \sqrt{2g} H^{2/3}$  (III.63)

$$Q = 65.112 H^{2/3}$$

La courbe surface–hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire (figure III.19)

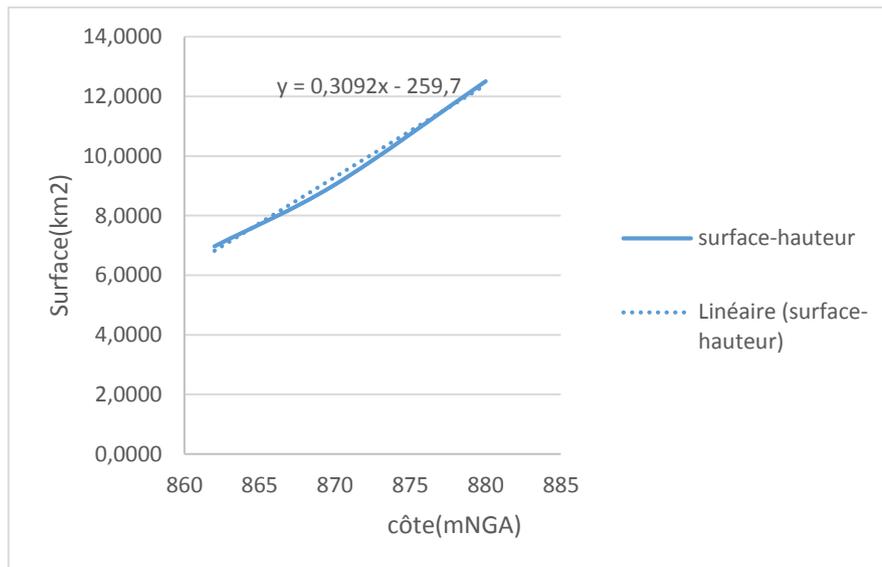


Figure III. 18: Courbe surface-hauteur au-dessus du NNR

La première étape consiste à 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  $V_s = 0\text{m}^3$ . La valeur maximal de débit d'entrée  $Q_e = 1908 \text{ m}^3/\text{s}$  nous donne la plage à couvrir avec le variable  $H$  :  $1908 = 65.112H^{3/2}$ , soit  $H_{\text{max}} = 9.5\text{m}$ .

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de  $H$  sont donnés dans le tableau(III.41)

Tableau III. 42: Calcul de la courbe caractéristique du barrage

h(m)	côte(m)	A(km²)	S(m³)	O(m³/s)	2S/DT+O
0	862	6,830	0	0,00	0
0,5	862,5	6,985	3492500	23,02	2610,06
1	863	7,140	7139600	65,11	5353,70
1,5	863,5	7,294	10941300	119,61	8224,27
2	864	7,449	14897600	184,15	11219,41
2,5	864,5	7,603	19008500	257,36	14337,73
3	865	7,758	23274000	338,30	17578,30
3,5	865,5	7,913	27694100	426,31	20940,46
4	866	8,067	32268800	520,85	24423,67
4,5	866,5	8,222	36998100	621,50	28027,50
5	867	8,376	41882000	727,91	31751,61
5,5	867,5	8,531	46920500	839,78	35595,71
6	868	8,686	52113600	956,86	39559,53
6,5	868,5	8,840	57461300	1078,93	43642,86
7	869	8,995	62963600	1205,79	47845,49
7,5	869,5	9,149	68620500	1337,26	52167,26
8	870	9,304	74432000	1473,19	56608,00
8,5	870,5	9,459	80398100	1613,43	61167,58
9	871	9,613	86518800	1757,87	65845,87
9,5	871,5	9,768	92794100	1906,38	70642,75

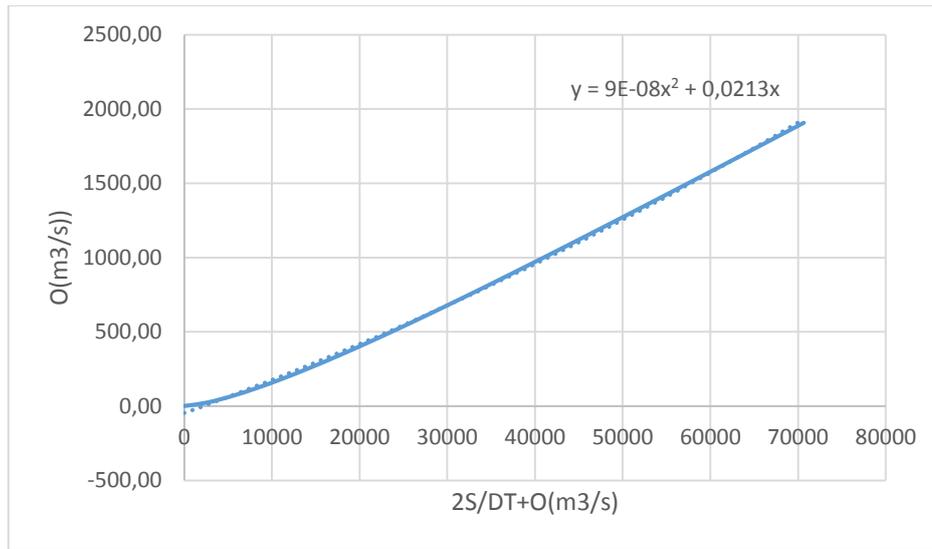


Figure III. 19: Courbe caractéristique de la cuvette

Utilisons la courbe caractéristique du barrage et l'équation :

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

On détermine l'hydrogramme laminé (tableau III.43).

Tableau III. 43: Calcul de l'hydrogramme de sortie

temps	débit d'entrée	I1+I2	2S/DT+O	(2S/DT+O)-2O	O débits m3/s
0	0	0	0	0	0
0,75	40,78	40,78	40,8	39,0	0,9
1,5	163,13	203,91	243,0	232,6	5,2
2,25	367,04	530,16	762,8	730,2	16,3
3	652,51	1019,54	1749,7	1674,6	37,5
3,75	1019,54	1672,05	3346,7	3202,1	72,3
4,5	1468,14	2487,69	5689,8	5441,6	124,1
5,13	1908	3376,14	8817,7	8428,1	194,8
5,88	693	2600,90	11029,0	10537,2	245,9
6,63	592	1284,67	11821,9	11293,1	264,4
7,38	501	1092,76	12385,9	11830,7	277,6
8,13	420	921,00	12751,7	12179,2	286,2
8,88	348	768,27	12947,4	12365,7	290,9
9,63	285	633,45	12999,2	12415,0	<b>292,1</b>
10,38	230	515,42	12930,4	12349,5	290,5
11,13	183	413,06	12762,5	12189,5	286,5
11,88	142	325,25	12514,8	11953,4	280,7
12,63	108	250,89	12204,3	11657,6	273,4
13,38	80	188,84	11846,5	11316,5	265,0

14,13	58	138,00	11454,5	10943,0	255,8
14,88	40	97,23	11040,2	10547,9	246,1

**Tableau III. 44:** Calcul de l'hydrogramme de sortie

15,63	26	65,44	10613,4	10141,0	236,2
16,38	16	41,49	10182,5	9730,0	226,2
17,13	9	24,27	9754,3	9321,6	216,3
17,88	4	12,67	9334,3	8921,0	206,7
18,63	1	5,55	8926,5	8531,9	197,3
19,38	0	1,82	8533,7	8157,1	188,3
20,13	0	0,34	8157,4	7797,9	179,7
20,52	0	0,01	7798,0	7454,8	171,6

Le calcul de l'hydrogramme laminaire pour les différentes largeurs b est donné dans le tableau

**Tableau III. 45:** Hydrogramme laminaire pour les différentes largeurs b

hydrogramme d'entrée			hydrogramme de sortie										
			Hd= 2,72 m	Hd= 2,64 m	Hd= 2,56 m	Hd= 2,49 m	Hd= 2,44 m	Hd= 2,37 m	Hd= 2,28 m	Hd= 2,20 m	Hd= 2,14 m	Hd= 2,10 m	Hd= 2,05 m
te m ps	Q	Q1 + Q 2	b=30 m	b=35 m	b=40 m	b=45 m	b=50 m	b=60 m	b=70 m	b=80 m	b=90 m	b=100m	b=110m
0	0	40,78	0	0	0,0	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0	0	0
0,75	40,78	203,91	0,9	1,0	1,2	1,3	1,4	1,7	2,0	2,2	2,5	2,8	3,0
1,5	163,13	530,16	5,2	6,0	6,8	7,7	8,5	10,1	11,7	13,2	14,8	16,3	17,8
2,25	367,04	1019,54	16,3	18,9	21,5	24,0	26,5	31,5	36,4	41,1	45,7	50,3	54,7
3	652,51	1672,05	37,5	43,5	49,2	54,9	60,6	72,0	82,7	93,2	103,3	113,4	123,1
3,75	1019,54	2487,69	72,3	83,6	94,4	105,1	115,6	137,4	157,3	176,5	195,0	213,8	231,2
4,5	1468,14	3376,14	124,1	143,3	161,3	179,1	196,6	233,7	266,4	297,7	327,7	359,0	386,8
5,13	1908	2600,90	194,8	224,3	251,8	278,7	305,2	363,3	412,0	458,4	502,5	550,1	590,4

5,8		128											
8	693	4,6	245,9	281,9	315,0	347,2	378,6	448,6	504,7	557,2	606,4	<b>659,8</b>	<b>703,2</b>

Tableau III. 46: Hydrogramme laminé pour les différentes largeurs b

6,63	59	1092,	264,	301,	334,	367,	398,	466,	519,	<b>567,</b>	<b>611,</b>	657,	693,
	2	76	4	4	9	1	2	4	2	<b>3</b>	<b>1</b>	3	5
7,38	50	921,0	277,	314,	347,	379,	409,	<b>473,</b>	<b>522,</b>	564,	602,	641,	670,
	1	0	6	7	8	3	3	<b>8</b>	<b>0</b>	8	6	0	1
8,13	42	768,2	286,	322,	<b>354,</b>	<b>384,</b>	<b>413,</b>	472,	515,	552,	584,	614,	636,
	0	7	2	7	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>1</b>	6	6	5	1	5	7
8,88	34	633,4	290,	<b>326,</b>	356,	384,	410,	464,	501,	532,	558,	580,	596,
	8	5	9	<b>0</b>	5	8	9	4	7	6	0	8	7
9,63	28	515,4	<b>292,</b>	325,	354,	380,	403,	450,	482,	507,	526,	542,	552,
	5	2	<b>1</b>	5	1	1	9	9	4	3	6	4	5
10,3	23	413,0	290,	321,	348,	371,	393,	433,	458,	478,	491,	501,	506,
8	0	6	5	8	2	8	0	1	9	0	7	1	2
11,1	18	325,2	286,	315,	339,	360,	379,	412,	432,	446,	454,	458,	459,
3	3	5	5	5	5	7	2	4	6	4	9	6	4
11,8	14	250,8	280,	307,	328,	347,	363,	389,	404,	413,	417,	416,	413,
8	2	9	7	2	7	3	1	7	6	4	3	2	2
12,6	10	188,8	273,	297,	316,	332,	345,	365,	375,	380,	379,	374,	368,
3	8	4	4	4	4	3	5	8	8	0	8	6	6
13,3	80	138,0	265,	286,	302,	316,	327,	341,	346,	347,	343,	334,	326,
8		0	0	4	9	4	0	3	9	1	4	8	3
14,1	58	97,23	255,	274,	288,	299,	308,	316,	318,	315,	308,	297,	286,
3			8	7	8	8	0	9	4	1	4	2	7
14,8	40	65,44	246,	262,	274,	283,	289,	293,	290,	284,	275,	262,	250,
8			1	5	3	0	0	0	9	6	4	2	3
15,6	26	41,49	236,	250,	259,	266,	270,	269,	264,	255,	244,	230,	217,
3			2	2	8	3	3	9	7	9	7	0	1
16,3	16	24,27	226,	237,	245,	250,	252,	247,	240,	229,	216,	200,	187,
8			2	9	5	0	1	8	1	2	5	8	3
17,1	9	12,67	216,	225,	231,	234,	234,	227,	217,	204,	190,	174,	160,
3			3	9	6	3	6	1	1	6	8	5	7
17,8	4	5,55	206,	214,	218,	219,	218,	207,	196,	182,	167,	151,	137,
8			7	3	1	2	1	7	0	2	6	1	4
18,6	1	1,49	197,	203,	205,	205,	202,	189,	176,	162,	147,	130,	117,
3			3	1	4	0	5	8	6	0	0	6	1
19,3	0	0,00	188,	192,	193,	191,	187,	173,	159,	143,	128,	112,	99,6
8			3	4	3	6	9	4	1	9	7	7	
20,1	0	0,00	179,	182,	181,	179,	174,	158,	143,	127,	112,	97,2	84,6
3			7	3	9	1	4	4	3	7	7		
20,5	0	0,00	171,	172,	171,	167,	161,	144,	129,	113,	98,6	83,8	71,9
2			6	8	2	4	9	7	1	4			

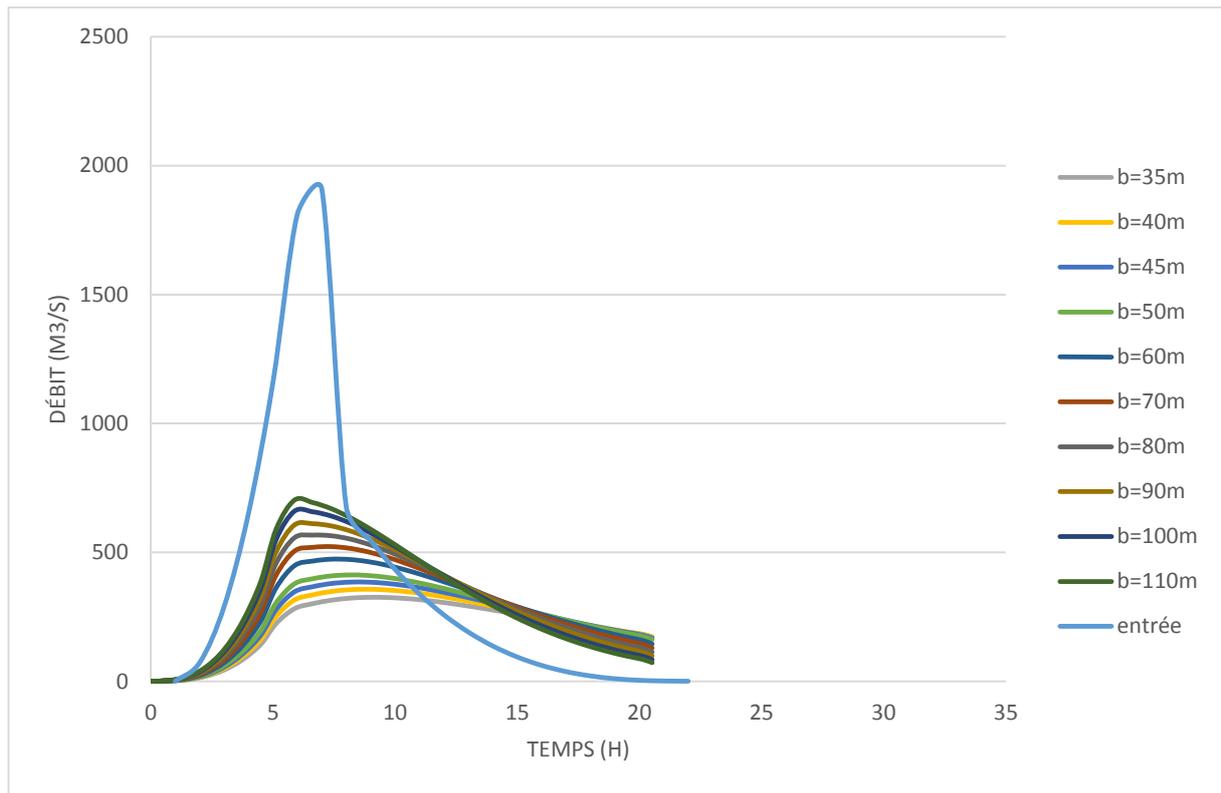


Figure III. 20: Hydrogramme d'entrée et de sortie

Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposé comme le débit évacué, le volume forcé et la lame déversée sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III. 47: Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum et Volume forcé

B (m)	H dev	NPSHE(m)	q(m3/s)	Vforcé(Mm3)
30	2,72	864,72	292,1	16,3
35	2,64	864,64	326	15,7
40	2,56	864,56	354,7	15,0
45	2,49	864,49	384,8	14,6
50	2,44	864,44	413,1	14,2
60	2,37	864,37	473,8	13,7
70	2,28	864,28	522	13,0
80	2,20	864,20	567,3	12,4
90	2,14	864,14	611,1	12,0
100	2,10	864,10	659,8	11,7
110	2,05	864,05	703,2	11,4

### III.10 Etude d'optimisation

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

**III.10.1 La revanche**

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue. La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

**III.10.1.1 Calcul de la revanche**

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

**a) Formule USBR :**

$$R = 0,75Hv + \frac{V^2}{2g} \quad (\text{III. 64})$$

**Formule de STEVENSON GAILLARD**

$$Hv = 0,75 + 0,34 \sqrt{F} \quad (\text{III. 65})$$

avec:

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

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la direction du barrage appelée Fetch qui doit être inférieure à 18 kilomètres.

[F = 7.8 km].

**A.N :**

H=2.13 m

V=1,5+2.H=1,5+2\*2.13 = 5.76 m/s

R=2.44 m

**b) Formule de MALLET et PACQUANT**

$$R = Hv + \frac{V^2}{2g} \quad (\text{III. 66})$$

$$Hv = 0,5 + 0,33 \sqrt{F} \quad (\text{III. 67})$$

Donc :

H=1.42 m

V=1,5+2.H=1,5+2\*1.42=4.34m/s

R=1.7 m

c) **Formule Simplifiée**

$$R=1+0,3 \sqrt{F} \dots\dots\dots (III. 68)$$

R=1.8m

**Tableau III. 48:** Récapitulatif du calcul de la Revanche

formule	USBR	MALLET et PAQUANT	Simplifiée	moyenne
Revanche(m)	2.4	1.7	1.8	1.9

Conclusion : On prend la valeur la plus proche à la moyenne. Donc : **R=1,8m**

**III.10.2 Le tassement**

Le tassement est calculé grâce aux formules suivantes :

$$T = 0.015 Hb \tag{III. 69}$$

$$T = 0.001 Hb^{3/2} \tag{III. 70}$$

D’où :

T=Tassement de la crête du barrage.

Hb=Hauteur du barrage.

Les tassements sont estimés à 0,3 m.

**III.10.3 Largeur en crête :**

**La crête facilite la circulation sur le barrage une fois terminé. Elle est nécessaire dans la finition de l’ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale que le barrage doit atteindre à terme.**

La largeur de la crête dépend de plusieurs facteurs, notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d’infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein. La largeur en crête peut être évaluée à l’aide des formules suivantes :

- Formule KNAPPEN  $b = 1.65Hb^{0.5}$  (III. 71)

- Formule PREECE  $b = 1.1Hb^{0.5} + 1$  (III. 72)

- Formule SIMPLIFIEE  $b = 3.6. Hb^{1/3} - 3$  (III. 73)

- Formule pratique  $b = 5/3\sqrt{Hb}$  (III.74)

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

$$Hb= NNR - Cf + h \text{ dév} + R + t$$

**Tableau III. 49:** Résultats de calcul de la largeur en crête

b(m)	Hd(m)	Hb(m)	bcrête(m)			
			KNAPEN	Preece	Simplifiée	Pratique
30	2,72	26,92	8,6	6,71	7,79	8,65
35	2,64	26,84	8,5	6,70	7,78	8,63
40	2,56	26,76	8,5	6,69	7,77	8,62
45	2,49	26,69	8,5	6,68	7,76	8,61
50	2,44	26,64	8,5	6,68	7,75	8,60
60	2,37	26,57	8,5	6,67	7,74	8,59
70	2,28	26,48	8,5	6,66	7,73	8,58
80	2,20	26,40	8,5	6,65	7,72	8,56
90	2,14	26,34	8,5	6,65	7,71	8,55
100	2,10	26,30	8,5	6,64	7,71	8,55
110	2,05	26,25	8,5	6,64	7,70	8,54

On opte pour une largeur en crête bcr= 8m.

### III.11 Calcul des coûts

#### III.11.1 Le coût de la digue

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

$$VB = \sum Vi$$

Avec :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} L_i \tag{III.75}$$

Vi : Volume du barrage à la côte i.

Li : Distance entre deux coupes voisines.

Si : Section transversale correspondante à la coupe i.

Avec :  $S_i = \left(\frac{b+B_i}{2}\right)H_i$

Bi : Largeur de base  $B_i = (m_1 + m_2)H_i + b$  (III.76)

m1 , m2 : Fruits de talus m1=m2=2.5.

b= Largeur en crête (m).

Hi : Hauteur de la tranche au point i.

$$H_i = NNR - Cf + R + Hd + t$$

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

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

**Tableau III. 50:** Calcul du volume et cout de la digue pour une hauteur de barrage de 26.92m

b=30m; Hb=26,92m							
N°	Hi(m)	Bi(m)	Si	Simoy	Li	Vi	coût(da)
0	0	8	0	690,375	30,64	21153,09	19037781
1	21	123,5	1380,75	1794,4988	108,94	195492,699	175943429
2	26,92	156,06	2208,24	1621,6238	84,6	137189,373	123470436
3	18	107	1035	517,5	116,22	60143,85	54129465
4	0	8	0	0		0	
						coût total	372581111

**Tableau III. 51:** Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs de déversement

b(m)	Hd(m)	Hb(m)	Crête(m)	coût(da)
30	2,72	26,92	866,92	372581111
35	2,64	26,84	866,84	339734050
40	2,56	26,76	866,76	368353208
45	2,49	26,69	866,69	385923400
50	2,44	26,64	866,64	364305422
60	2,37	26,57	866,57	361989151
70	2,28	26,48	866,48	359203213
80	2,20	26,40	866,40	356632068
90	2,14	26,34	866,34	354733052
100	2,10	26,30	866,30	353444529
110	2,05	26,25	866,25	352174631

Pour les frais des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2, 5 mètre. Le prix du mètre cube de remblai est estimé à 900 DA.(source ANBT)

### III.11.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues

#### III.11.2.1 Coût du déversoir

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversante épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression...), pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant des problèmes d'instabilité de l'ouvrage.

Le coefficient de débit est  $m = 0.49$

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 :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \left( \frac{X}{H} \right)^{1,80} \quad (\text{III.77})$$

avec :

H : Charge sur le seuil

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera

$$V_{dev} = S_{dev} * b \quad (\text{III. 78})$$

S<sub>dev</sub>: Section transversale (m<sup>2</sup>).

b : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube de béton à trente-cinq mille dinars Algériens 35000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera de :

**Tableau III. 52:** Résultats de calculs du coût du déversoir pour différentes largeurs déversantes

profil	b(m)	Hd(m)	S(m2)	V(m3)	cout(DA)
1	30	2,72	1,88	56,4	1974000
2	35	2,64	1,82	63,7	2229500
3	40	2,56	1,73	69,2	2422000
4	45	2,49	1,71	76,95	2693250
5	50	2,44	1,68	84	2940000
6	60	2,37	1,62	97,2	3402000
6	70	2,28	1,65	115,5	4042500
7	80	2,20	1,64	131,2	4592000

### III.11.2.2 Coût du coursier

Nous optons pour une section rectangulaire afin d'assurer les bonnes conditions de l'écoulement. La longueur approximative du coursier est de 190m (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_b = S_b * b_{cou}$$

Avec : b<sub>cou</sub> : Largeur du coursier

$$b_{\text{cou}} = Q_{\text{max}}^{0.4} \tag{III.79}$$

$$S_b = ((2 * H_m) + b) * 0.5$$

Avec : H<sub>m</sub> : Hauteur du mur (m).

b : Largeur du coursier ( m).

$$H_{\text{mur}} = H_{\text{CR}} + R$$

Avec : H<sub>cr</sub> : Hauteur critique dans le coursier (m).

R : Revanche (m).

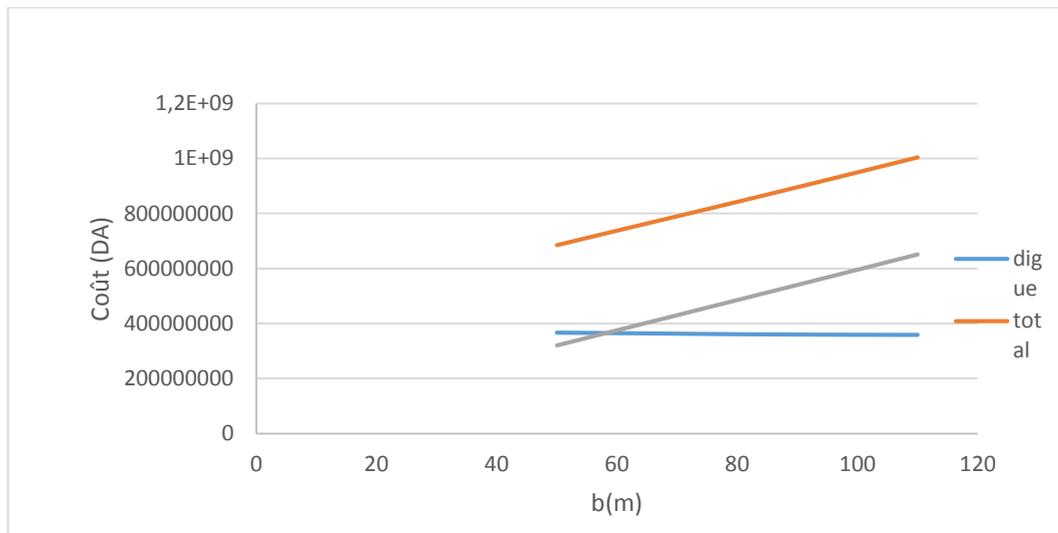
**Tableau III. 53** : Résultat de calcul du Coût du coursier

b(m)	Hd(m)	Qmax(m3/s)	bcou(m)	Hcr	Hmur	section(m2)	Vibéton(m3)	Coût(DA)
30	2,72	292,1	9,69	2,13	4,03	19,03	5994	209,80598
35	2,64	326	10,12	2,07	3,97	21,47	6762	236,684324
40	2,56	354,7	10,47	2,00	3,90	23,90	7529	263,511778
45	2,49	384,8	10,82	1,95	3,85	26,35	8301	290,546277
50	2,44	413,1	11,13	1,91	3,81	28,81	9075	317,620575
60	2,37	473,8	11,76	1,85	3,75	33,75	10632	372,120434
70	2,28	522	12,22	1,78	3,68	38,68	12185	426,480405
80	2,20	567,3	12,63	1,72	3,62	43,62	13742	480,957004
90	2,14	611,1	13,02	1,68	3,58	48,58	15301	535,539745
100	2,10	659,8	13,42	1,64	3,54	53,54	16866	590,314953
110	2,05	703,2	13,77	1,61	3,51	58,51	18430	645,062204

### III.11.3 Le coût total

**Tableau III. 54** : Coût total pour chaque charge déversante

b(m)	Hd(m)	Hb(m)	Crête(m)	coût (DA)			
				digue	évacuateur		total
					déversoir	coursier	
30	2,72	26,92	866,92	372581111	1974000	209805980	584361092
35	2,64	26,84	866,84	339734050	2229500	236684324	578647874
40	2,56	26,76	866,76	368353208	2422000	263511778	634286987
45	2,49	26,69	866,69	385923400	2693250	290546277	679162927
50	2,44	26,64	866,64	364305422	2940000	317620575	684865998
60	2,37	26,57	866,57	361989151	3402000	372120434	737511585
70	2,28	26,48	866,48	359203213	4042500	426480405	789726118
80	2,20	26,40	866,40	356632068	4592000	480957004	842181072
90	2,14	26,34	866,34	354733052	5134500	535539745	895407297
100	2,10	26,30	866,30	353444529	5565000	590314953	949324482
110	2,05	26,25	866,25	352174631	6468000	645062204	1003704836



**Figure III. 21:** Courbe d'optimisation

**Conclusion :**

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

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale «  $b = 80 \text{ m}$  » qui correspond  $H_b = 26.5 \text{ m}$ .

On récapitule les résultats de l’étude de la régularisation et du laminage des crues dans le tableau III.51 :

**Tableau III. 55:** Tableau récapitulatif

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm <sup>3</sup>	2.203
Volume utile	Mm <sup>3</sup>	31.52
Volume au NNR	Mm <sup>3</sup>	34
Cote du fond	m NGA	840
Cote NVM	m NGA	845.8
Cote NNR	m NGA	862
Cote en crête	m NGA	866.40
Largeur en crête	m	8

## IV. Introduction

Simultanément à la recherche et à l'identification des sites, on doit réfléchir aux différents types d'ouvrages envisageables au vu des informations et conditions : géologiques, hydrologiques et topographiques recueillis.

Dans ce présent chapitre, on développera des variantes pour le barrage, où nous nous appuyerons sur des considérations géologiques et géotechniques pour le choix d'une variante.

Le type du remblai sera choisi après calcul des coûts, pour prendre comme solution la variante la plus technico-économique.

### IV-1 Choix du type de barrage

Le choix du type de digue à implanter dépend essentiellement de :

- L'étude topographique qui permet la localisation des axes probables sur le site.
- L'étude géologique qui donne un aperçu sur les formations géologiques des couches qui seront à la suite une future assise du barrage.
- L'étude géotechnique qui donne l'estimation de la quantité des matériaux disponibles tout autour du site et leurs caractéristiques.

A priori, selon les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site on peut envisager une digue en matériaux locaux.

- Barrage zoné avec noyau d'argile,
- Barrage en enrochement avec masque amont,

#### IV.1.1 Barrage zoné avec noyau d'argile

L'hétérogénéité des matériaux, disponibles sur place et leurs caractéristiques géotechniques ne permettant souvent, pas d'envisager une digue homogène. Car ceci constitue un massif en plusieurs zones où chacune est composée de matériau différent, selon le rôle et la fonction que doit jouer chaque zone.

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

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

#### IV.1.2 Barrage en enrochement avec masque amont

Quant à la réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que manque de matériaux convenables, difficulté de mise en œuvre ...etc. le barrage en enrochement avec masque en béton peut être la solution idéale pour la réalisation de la digue.

Le masque en béton est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage. Il présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique, abrasivité...etc.

## IV.2 Définition de profil général du barrage

### IV.2.1 Hauteur de barrage

#### IV.2.1.1 Calcul de la revanche

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle résulte de la hauteur des vagues H et de la vitesse du vent U et la vitesse de propagation des vagues.

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

#### a) Formule d'USBR

$$R = 0,75Hv + \frac{V^2}{2g} \quad (\text{IV.1})$$

#### Formule de STEVENSON GAILLARD

$$Hv = 0,75 + 0,34\sqrt{F} + 0,26^4\sqrt{F} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

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

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la direction du barrage appelée Fetch qui doit être inférieure à 18 kilomètres.

[F = 7.8 km].

A.N :

H=2.13 m

V=1,5+2.H=1,5+2\*2.13 = 5.76 m/s

R=2.44 m

#### b) Formule de MALLET et PACQUANT

$$R = Hv + \frac{V^2}{2g} \quad (\text{IV.3})$$

$$Hv = 0,5 + 0,33\sqrt{F} \quad \text{pour } R < 2\text{m} \quad (\text{IV.4})$$

Donc :

H=1.42 m

V=1,5+2.H=1,5+2\*1.42=4.34m/s

R=1.7 m

#### c) Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0,3\sqrt{F} \quad (\text{IV.5})$$

R=1.8m

**Tableau IV. 1:** Récapitulatif du calcul de la Revanche

formule	USBR	MALLET et PACQUANT	Simplifiée	moyenne
Revanche(m)	2.4	1.7	1.8	1.9

Conclusion : On prend la valeur la plus proche à la moyenne. Donc : **R=1,8m**

Donc :

$$H_b = C_{NNR} - C_f + h_{dév} + R + t \tag{IV.06}$$

$$H_b = 862 - 840 + 2.20 + 1.8 + 0.3 = 26,3\text{m} \approx 26.5\text{m}$$

On prend une valeur de t = 0.3 mètre.

**IV.2.2 Largeur en crête :** Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

**1) Formule de KNAPEN :**

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \tag{IV.07}$$

**2) Formule de PREECE :**

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \tag{IV.08}$$

**3) Formule Anonyme (simplifiée)**

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \tag{IV.09}$$

**4) Formule pratique**

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \tag{IV.10}$$

Avec :

H<sub>b</sub> : Hauteur du barrage [m];

**Tableau IV. 2:** Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formules	Largeur en crête (m)
KNAPPEN	8.5
PREECE	6.65
SIMPLIFIEE	7.72
PRATIQUE	8.56

On opte pour une largeur de crête égale à :  $b_{crt} = 8 \text{ m}$ .

La longueur en crête est obtenue à partir du plan de l'aménagement, elle est égale à :

**L = 334m.**

**IV.2.4 Pentés des talus**

Les pentés des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Pour les massifs, on donne des pentés qui paraissent optimales, comme le montre le tableau IV.3:

**Tableau IV. 3:** Valeurs Indicatives des Pentés des Talus.

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

D'après le tableau des fruits des talus en fonction de la hauteur et le type de barrage on choisit les pentés.

**IV.2.5 Les bermes**

Pour une digue qui dépasse les 15m de hauteur, on est contraint de prévoir des bermes, qui auront un rôle dans la réalisation et la répartition des talus. En outre elles assurent une stabilité à la digue et réduisent la vitesse des eaux qui glissent sur la surface du talus aval, contribuant ainsi à éviter l'érosion. Elles servent d'appui aux revêtements des talus « amont et aval » et à l'accès pour la réparation des talus, Etant donné que notre digue est de 26.5m, il n'y aura qu'une seule berme à la côte 855mNGA.

**IV.3 Barrage zoné à noyau d'argile**

Fruits des talus d'après le tableau IV.3 :

Parement amont  $m_1 = 3$

Parement aval  $m_2 = 3$

**A. Talus aval**

Il sera protégé contre l'érosion par un enrochement à réaliser au fur à mesure que les travaux de terrassement. Un enrochement de pierres reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,3 m) doit être réalisé.

**B. Talus amont**

- Tennessee Valley Authority (T.V.A)

Il sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur de vagues et leur vitesse de propagation  $V$  par la formule IV-11 :

$$e = C \cdot V^2 \quad (IV.11)$$

D'où

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

$V$  : Vitesse de propagation des vagues en [m/s] ; (4.34m/s d'après la formule de MALLET et PACQUANT)

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

**Tableau IV. 4:** Valeur de  $c$  en fonction du poids spécifique

Pentes des talus	Valeur de $C$ en fonction du poids spécifique		
	$\gamma_h = 2,5$	$\gamma_h = 2,65$	$\gamma_h = 2,8$
1 :3	0,028	0,025	0,023

Nous avons un poids spécifique du  $\gamma_h = 2,65 \text{ t/m}^3$ . et une pente égale à 1/3,

D'où la valeur de  $C$  est donnée 0.025. Donc nous obtenons une épaisseur d'enrochement  **$e=0.47 \text{ m}$** .

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

$$W = 0.52 \gamma_h \cdot e^3 \quad (IV.12)$$

AN : W = 0.665 tonne

- **US ARMY corps of Engineers**

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

**Tableau IV. 5:** Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	Dmin(m)
0,0 ÷ 0,3	0,30	0,20
0,3 ÷ 0,6	0,35	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,40	0,30
1,2 ÷ 1,8	0,45	0,35
1,8 ÷ 2,4	0,50	0,40
2,4 ÷ 3,0	0,55	0,45

Pour notre cas H=2.13m,  $1.8 < H < 2.4$  m e = 0,5 m.

Dmin = 0,40 m

Nous prenons une épaisseur égale à 0,5 m.

### C. Etanchéité du barrage

#### C-1 Le Noyau

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

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

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \quad (IV. 13)$$

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

$b_{moy}$ : Largeur moyenne du noyau.

$\Delta H$ : La différence de charge d'eau

**Tableau IV. 6:** Classes du barrage en fonction du type de la fondation

Type de sols fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteur barrage(m)			
	>100	70÷100	25÷70	<25
Sols sableux, pierreux, terrain argileux non plastique	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

Notre barrage est de classe III

Le tableau VI.7 permet de choisir les valeurs de gradient hydraulique admissible

**Tableau IV. 7:** Valeur de gradient admissible en fonction du type d'ouvrage.

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

Notre barrage appartient à la III<sup>ème</sup> classe. Alors, on prend  $i_{adm}=1,8$

$$I_{adm} = \frac{\Delta H}{b_{moy}} = \frac{H1 - H2}{b_{moy}} \leq I_{adm} \quad (IV. 14)$$

H2 : Hauteur d'eau à l'aval (H2= 0).

H1 : Hauteur d'eau à l'amont (H1=22 m)

$$b_{moy} = \frac{H1}{I_{adm}} = \frac{22}{1,8} = 12.22m$$

-La largeur en crête du noyau est donnée par la formule (IV.15) :

$$L_{n,s} = \frac{1}{6} \times Hb \quad (IV.15)$$

$L_{n,s} = 4.42$  m . On adopte pour  $L_n = 5m$

D'où les pentes des talus du noyau :

$$b_{base} = L_n + 2 \cdot mn \cdot H_n \quad (IV. 16)$$

mn : Fruit du noyau (On prend une pente du noyau égale a  $m1=m2 =0,50$ )

Hn : Hauteur du noyau,  $H_n=H_b-1=25.5m$

Pente des talus

On a  $m1 = m2 = (0.35 \div 0.85)$

On prend  $m1 = m2 = 0.5$

$$b_{base} = 12.2 + (2 \cdot 0,5 \cdot 25.5) = 38m$$

-La cote en crête du noyau :

$$N_{CN} = C_{fond} + 25.5$$

**Tableau IV. 8:** Caractéristique du noyau

Caractéristique du noyau	
Largeur du noyau	12.22m
largeur en crête	5m
Hauteur	25.5m
Largeur à la base du noyau	38m

## D. Les drains

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec la fondation d'un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est disposée le long du barrage. Le

rôle de cette galerie consiste à cumuler les eaux drainées et les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

### D.1 Dimensionnement Du Drain Tapis

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

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

**Avec :**

$L_b$  : Longueur transversale du barrage [ $L_b = 167\text{m}$ ].

Donc :  $L_d = \frac{167}{3} = 55.7 \text{ m}$

### D.2 Dimensionnement du Drain Prisme

- **Fruits des talus :**

$m_1 = (1 \div 2.5)$  on prend  $m_1 = 2$

$m_2 = (1.5 \div 2, 5)$  on prend  $m_2 = 2,5$

- **Hauteur :**

$$H_p = (0,15 \div 0,2) H_b \quad (\text{IV. 18})$$

**Avec :**

$H_b$  : Hauteur du barrage ( $H_b = 26.5\text{m}$ )

On prend  $H_p = 0.2 H_b$

On aura :  **$h_p = 5.3\text{m}$**

- **Largeur en crête :**

On va prendre :

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \quad (\text{IV. 19})$$

$$b_p = 1/4 * 5.3 = 1.3\text{m}$$

$$\mathbf{b_p = 1.3m}$$

- **Largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par :

$$B = bp + (m1 + m2) hp \quad (IV. 20)$$

$$B = 25.15 \text{ m}$$

**C. Clé d'étanchéité**

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau. Sa hauteur à partir du terrain naturel est de 3.5 m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0.50 m. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : m=1.

**IV.4 Barrage en enrochement à masque :**

**IV.4.1 Pentés des talus**

Parement amont  $m_1 = 2.5$

Parement aval  $m_2 = 2.5$

**IV.4.2 Masque en béton**

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

$$e = 0.3 + 0.002 \times H_b \quad (IV. 21)$$

AN :  $e = 0.35 \text{ m}$

**IV.5 Evaluation du Coût des matériaux pour les différentes variantes**

**Tableau IV. 9:** Evaluation du Coût des matériaux pour les différentes variantes

variante	matériaux	quantité	prix unité(DA)	coût(DA)	Total(DA)
<b>Zoné</b>	recharge	310807	600	186484200	356201400
	noyau	85451	1200	102541200	
	rip-rap	27990	2400	67176000	
<b>Enrochement avec masque</b>	recharges	396258	600	237754800	580621800
	béton	9796,2	35000	342867000	

**Conclusion**

D'après les résultats obtenus, nous pouvons nous orienter vers la première variante, car elle est la plus économique et la plus facile à mettre en place techniquement, mais d'après les analyses d'investigation de la zone d'empreinte, l'estimation quantitative des agiles est insuffisante pour opter pour une variante d'un remblai homogène, pour cela nous allons opter pour un barrage zoné avec noyau d'argile.

## Introduction

La digue du barrage Mellagou est de type remblai zoné avec noyau d'argile, d'une hauteur totale de 26.5 m au-dessus de la fondation, une largeur en crête est de 8 m, et les fruits hypothétiques des talus amont et aval sont donnés successivement de :  $m_1=3$ ,  $m_2=3$ .

Dans ce présent chapitre on procédera à l'étude de stabilité de la variante choisit, à la fin de construction, fonctionnement normal et vidange rapide.

### V.1 Protection des talus

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

Pour la protection du talus amont, nous avons opté pour la solution de revêtement en enrochements dont nous devons déterminer l'épaisseur ainsi que le diamètre moyen de la pierre. L'épaisseur d'enrochement et le diamètre de 50 % des blocs ont été déterminés par la méthode d'US Army corps. Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

**Tableau V. 1:** Caractéristique du Rip-rap

<b>Caractéristique du Rip-rap</b>	
Epaisseur(m)	0.5
Diamètre(m)	0.4

### V.2 Dimensionnement des filtres et drains

La présence d'une charge hydraulique à l'amont du remblai engendre une infiltration d'eau dans le barrage et ses fondations. Malgré l'attention accordée au dispositif d'étanchéité prévu, ces infiltrations peuvent être nuisibles à la stabilité tant hydraulique que mécanique de l'ouvrage. Pour y remédier nous prévoyons un dispositif de drainage souvent associé à des filtres.

#### V.2.1 Dimensionnement de filtre entre le noyau et les recharges

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 transition entre une couche à granulométrie donnée vers une couche à granulométrie plus grossière. Si un filtre est constitué par plusieurs couches, chacune doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente.

##### V.2.1.1 Construction du fuseau granulométrique

Les critères de conception des filtres les plus fréquemment utilisés sont ceux qui sont établis par les conditions de Terzaghi (1922), perfectionnés en suite par les travaux du corps d'Ingénieurs de l'Armée et le Bureau de Réclamations des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984).

Critères de conception :

- $\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{85}} < 4 \div 5$  Condition l'entraînement de particules fines par le phénomène de renard.
- $\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{15}} < 4 \div 5$  Condition de perméabilité.
- $\frac{D_{50}(\text{filtre})}{d_{50}} < 25$  Parallélisme des courbes granulométriques.
- $\frac{D_{60}(\text{filtre})}{d_{10}} < 20$  Coefficient d'uniformité du filtre.

Pour construire le fuseau granulométrique nous allons déterminer le D15, D50 et D60 du filtre.

D15 filtre  $\leq 4 \times d_{85}$  sol D15 filtre  $< 4 \times 0.01$  D15 filtre  $< 0.04$  mm  
 D15 filtre  $> 4 \times d_{15}$  sol D15 filtre  $> 4 \times 0.0003$  D15 filtre  $> 0.0012$  mm  
 D50 filtre  $< 25 \times d_{50}$  sol D50 filtre  $< 25 \times 0.0012$  D50 filtre  $< 0.03$  mm  
 D60 filtre  $< 20 \times d_{10}$  sol D60 filtre  $< 20 \times 0.005$  D60 filtre  $< 0.1$  mm

Avec :

- **Dxx** : diamètre caractéristiques des filtres.
- **dx** : diamètre caractéristique du noyau.

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 : 1.00 m

Notre filtre est constitué du gros sable et sable fin, donc il faut utiliser une épaisseur minimale de 0.15 m pour la couche du filtre horizontale et 1 m pour la couche du filtre inclinée.

### V.2.1.2 Vérification de la condition d'absence de phénomène de renard

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

$$\frac{D'_{15}}{D'_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\mu_F} (1 + 0.05 \mu_F) \frac{n}{1-n} \tag{V.1}$$

$\mu_F$  : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre.

$$\mu_F = D_{60}/D_{10} = 0.09/0.031 = 2.90$$

$$n = n_0 - 0.1 \log(\mu_F)$$

avec  $D_5=0.12$ ,  $D_{17}=0.25$ ,  $n_0=0.45$  et  $n=0.404$

$$\frac{D'_{15}}{D'_{17}} \geq 0.30$$

$$\frac{D'_{15}}{D'_{17}} \geq 0.81 \geq 0.30$$

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

**V.2.1.3 Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre**

$$K_f > (2 + \sqrt[6]{\mu f}) K_n \tag{V.2}$$

Avec :

KF : Coefficient de perméabilité du filtre 10-8 m/s.

KN : Coefficient d’infiltrations du remblai de la digue 3.8 10-8 m/s.

$$(2 + \sqrt[6]{\mu f}) K_n = 3.19 \cdot 10^{-8}$$

$K_f > 3.19 \cdot 10^{-8}$  m/s

**V.2.2 Drainage à l’aval**

Le drainage de la digue est assuré par un tapis drainant qui a une longueur de 55.7m qui est déterminée dans l’étude comparative des différentes variantes de la digue et une épaisseur de 1m.

Nous prévoyons aussi un prisme de drainage à l’aval du barrage qui a les caractéristiques suivantes :

**Tableau V. 2:** Caractéristiques du prisme de drainage

Hauteur du prisme(m)	5.3
Largeur en crête(m)	1.3
Largeur à la base(m)	25.15
m1	2
m2	2.5

**V.3 Clé d’étanchéité**

En principe, le remblai peut reposer directement sur les sédiments. Ils sont étanches et ont été consolidés par les milliers d’années de dépôt. Il faut toutefois noter que localement des dépôts granuleux ont été observés à proximité du substratum rocheux, à la base des sédiments. Ce constat implique de prévoir une clé de remblai jusqu’au rocher afin de réduire les risques de fuite au travers de ces sédiments peu étanches. Les matériaux excavés pour la réalisation de cette clé pourront être réutilisés pour le remblai. La profondeur de la clé d’encrage est exécutée jusqu’à 3.5 m, Les talus  $m_1 = m_2 = 1$ .

**V.4 Bermes**

Les bermes servent à augmenter la stabilité des talus, les protéger contre les affouillements et à faciliter les travaux au cours de construction, (Faciliter l’accès à tout endroit de bief).

Ils sont exécutés pour des hauteurs de (5÷15) m, leur largeurs varient de (2 ÷ 3) m, avec des pentes de l’ordre de (1‰) au talus aval pour favoriser l’évacuation des eaux pluviales. On disposera d’une berme pour chaque talus.

**V.5 Protection de la crête**

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l’eau, et à la circulation des véhicules, la couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de grave argileuse compactée).

La crête est profilée soigneusement, afin d’éviter les infiltrations dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d’adopter un dévers amont uniforme de (3 à 4) % qui permet d’évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

### V.6 Calcul des infiltrations à travers la digue et la fondation

Les infiltrations d'eau à travers le corps du barrage en terre et sous ses ouvrages se produisent sous l'effet de la charge d'eau au bief amont.

Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries graves sur les barrages sont dues aux infiltrations, c'est pourquoi il faut toujours faire un calcul sur les infiltrations. Donc, établir la position de la ligne phréatique ou la ligne de saturation dans le massif de la digue et déterminer le gradient de filtration à travers l'ouvrage et le sol de fondation

Les infiltrations qui se produisent à travers le corps du barrage et ses fondations doivent être considérées sous deux aspects différents, d'une part, elles réduisent le volume emmagasiné, et d'autre part, elles peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage. Ceci sous l'influence de l'effet de renard, qui est un processus d'érosion régressive souterraine où l'eau s'infiltré sous pression permettant l'apparition des cheminements à travers la digue ou la fondation avec entraînement des particules fines et des pressions de filtration.

Les infiltrations permettent de déterminer les éléments suivants :

- la ligne de saturation du massif du barrage.
- le débit de fuite.
- la pression de l'eau interstitielle dans le massif.
- La zone submergée du corps de la digue.

#### Hypothèse de calcul

Afin d'effectuer les calculs de filtrations, d'une manière aisée, nous serons amenés à :

- admettre la filtration dans un seul plan.
- prendre comme valeurs nulles, les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan.
- supposer que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope et que la couche imperméable avec un coefficient de filtration nul.
- La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol, elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

#### V.6.1 Ligne de saturation

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle. Elle est appelée aussi « ligne phréatique ».

Il est nécessaire de déterminer le tracé de la ligne de saturation pour estimer le dédit de fuite à travers le corps du barrage et apprécier les risques d'émergence de l'eau qui est particulièrement dangereuse, le long du talus aval. Ce tracé est effectué à partir du cas théorique simple, étudié par KOZENY, d'un écoulement plan à travers un massif perméable reposant sur une fondation plane imperméable. Ainsi, elle partira d'un point situé à l'intersection du plan d'eau du parement amont.

D'après KOZENY, c'est une parabole d'équation :

$$X = \frac{Y_0 - Y_0^2}{2 \cdot Y_0} \tag{V.3}$$

On ce reportant à la figure on à :

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d^2 \tag{V.4}$$

**Avec :**

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0,7b.

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont ;

(Déterminé graphiquement).

h : La hauteur d'eau en amont.

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondant au niveau normal de la retenue normale.

Au niveau normal de la retenue :

b= 14.20m

h=22m

d = 28.05m

On aura donc :  $Y_0 = 7.59m$ .

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$$Y = \sqrt{57.6081 + 15.18X}$$

**Tableau V. 3:** Coordonnée de la Ligne de Saturation

<b>X(m)</b>	-4	-3	-2	-1	0	3	6	9	12	15	18	21	24	27	28,054
<b>y(m)</b>	0,00	3,47	5,22	6,51	7,59	10,16	12,19	13,94	15,48	16,89	18,2	19,4	20,5	21,6	22,0

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

$$a + \Delta a = \frac{Y_0}{1 + \cos \alpha} = 0,61 \quad (\text{V.5})$$

D'après Casagrande (1937) :  $\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0,26$

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

### V.6.2 Calcul d'infiltration

#### V.6.2.1 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue

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

$$q = K \cdot I \cdot A \quad (\text{V.6})$$

Avec :

q: Débit d'infiltration en (m<sup>3</sup>/s/ml).

K : Coefficient de perméabilité en (m/s).

I: Gradient hydraulique.

A: Section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par :

$$I = \frac{dy}{dx} \text{ et } A = y \cdot I \quad (\text{V.7})$$

Donc :

$$q = K \cdot y \frac{dy}{dx} \quad (\text{V.8})$$

Avec :  $y = y_0$

D'où :  $q = K \cdot y_0 \text{ m}^3/\text{s/ml}$ .

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q = q \cdot L$$

avec L : Longueur en crête

AN:  $y_0 = 7.58 \text{ m}$

$K = 2.1 \times 10^{-10} \text{ m/s}$

D'où  $q = 2.1 \times 10^{-10} \times 7.58 = 1.59 \times 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s/ml}$

Donc :  $Q = q \cdot L = 1.59 \times 10^{-9} \times 334 = 5.32 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$

$Q = 5.32 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$

Le débit total à travers le barrage en une année sera :

$Q = 16.76 \text{ m}^3 / \text{an}$ .

### V.7. Calcul de stabilité

L'étude de stabilité d'un barrage en terre est fondamentale car elle s'appuie sur celle de ses talus amont et aval ainsi que de sa fondation. L'étude de stabilité de ces barrages a attiré, par son importance dans la méthodologie, l'attention de plusieurs chercheurs et ingénieurs. Pour aborder toute analyse ayant lien à la stabilité, il est convenu qu'il faut développer un certain nombre d'hypothèses selon la complexité et les données du problème.

Selon ces hypothèses, la solution du problème peut être déterminée analytiquement ou graphiquement ou par combinaison des deux. Suivant la méthode utilisée, il est convenu que pour arriver à un résultat, nous sommes obligé de donner la forme de la surface de rupture au contact de laquelle il peut y avoir glissement. En général, cette surface est prise comme étant cylindrique, circulaire à axe horizontal qui apparaît comme un cercle,

appelé cercle de glissement dans une coupe transversale de la digue. Cette hypothèse est bien conforme aux observations sur le glissement du talus.

Il est important de signaler que jusqu'à ce jour, ce domaine reste ouvert à toutes suggestions, améliorations et approfondissements pour la bonne connaissance des phénomènes mécaniques qui peuvent induire la masse sujette au glissement.

#### V.7.1 Conséquences de l'instabilité des talus

Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)

Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau

Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

A la fin de construction (Talus aval et talus amont).

Fonctionnement normal (Talus aval).

Lors d'une vidange rapide (talus amont).

**V.7.2 Méthode de calcul**

Pour l'appréciation de la stabilité du remblai compacté du petit barrage de Guerroudjia et la vérification des valeurs des fruits des parements adoptés, nous avons utilisé la méthode des tranches (Méthode de FELLENIUS).

Cette vérification a fait l'objet d'un calcul détaillé effectué manuellement logiciel

**V.7.2.1 Calcul manuelle**

Ce dernier a été réalisé avec la contribution d'un programme Excel.

Quatre cas peuvent être vérifiés :

Parement amont : cas fin de construction et vidange rapide.

Parement aval : cas fin de construction et fonctionnement normal.

Pour réaliser cette étude nous avons tenu compte des données suivantes :

De la géométrie de la digue

Des caractéristiques des matériaux utilisés

Des différents niveaux d'eau dans la cuvette en fonction de l'exploitation du barrage (niveau de retenue normale et vidange rapide).

Du niveau piézoélectrique dans les différentes couches.

De l'accélération de la pesanteur en cas de séisme prévu pour une période de retour de 50 ans

**V.7.2.2 Principe de la méthode**

Cette méthode nous amène à respecter les étapes suivantes :

- Construire la coupe transversale du barrage à l'échelle.
- Déterminer le talus moyen.
- Tracer deux lignes au milieu du talus moyen, l'une verticale et l'autre faisant un angle  $85^\circ$  avec le talus moyen.
- Déterminer la zone du centre du cercle de glissement, pour cela Fandeev a recommandé de disposer le centre du cercle de glissement dont les limites sont définies par deux cercles de rayons,  $R_{min}$  et  $R_{max}$  donnés par le tableau suivant V.4 :

Tableau V. 4: Détermination des Rayons max et min

Pente des parements	1/1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6
$K1=R1/Hb$	0,75	0,75	1,00	1,50	2,20	3,00
$K2=R2/Hb$	1,50	1,75	2,30	3,75	4,80	5,50

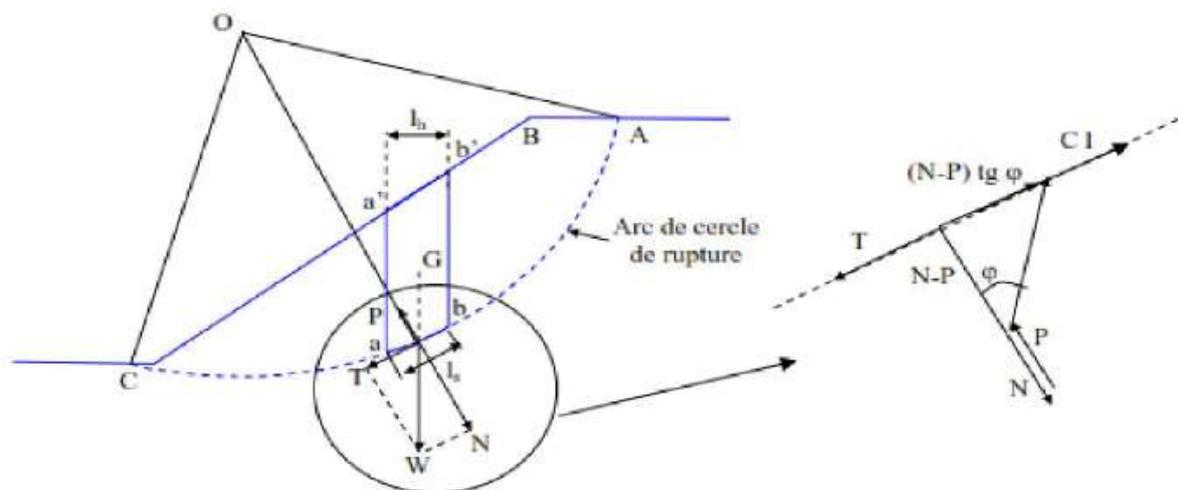


Figure V. 1: Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche

Hb : Hauteur totale du barrage (Hb=26.5m).

La ligne de glissement éventuelle est un arc de cercle à trois paramètres inconnus : rayon, abscisse et ordonnée du centre. La partie instable du talus (au-dessus du cercle de glissement) est divisée en plusieurs tranches verticales de largeur égales.

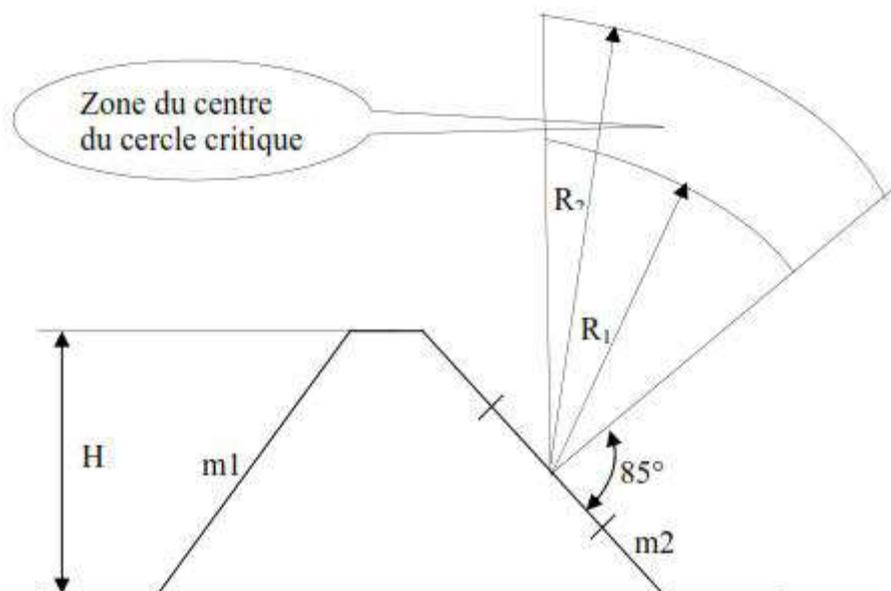


Figure V. 2: Zone du centre du cercle critique selon principe de Fondeev

Le coefficient de sécurité à la stabilité est égal :

$$KS = M_{resist} / M_{mot} \tag{V.9}$$

M<sub>resist</sub>: les moments résistants.

M<sub>mot</sub>: les moments moteurs.

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

**Tableau V. 5 :** Valeurs admissibles des coefficients de sécurité

Combinaison des charges Classe de l'ouvrage et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,20 ÷ 1,30	1,15 ÷ 1,20	1,1 ÷ 1,15	1,05 ÷ 1,10
Spéciales (Avec séisme)	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05

Notre barrage fait partie de la IIIeme classe, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : K<sub>ss,adm</sub>= 1,1 ÷ 1,15

- avec séisme : K<sub>as,adm</sub>= 1,05 ÷ 1,1

Pour notre cas

**Tableau V. 6:** Récapitulatif des valeurs des coefficients de détermination de la zone des cercles critiques l'élaboration de la zone des cercles critiques

Talus	Pente du talus	K1	K2	R1	R2
Amont	3,0	1	2,3	26,5	60,95
Aval	3,0	1	2,3	26,5	60,95

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons R1 ; R2 avec les deux lignes (verticale, incliné) nous donne la zone des cercles.

On trace à la suite, une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à côté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur  $b=0,1R$ , on identifie toutes les tranches gauches par des chiffres positifs et les tranches droites par des chiffres négatifs en commençant par la tranche « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une tranche de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

Composante normale (forces stabilisatrices) :  $N = G_n \cos \alpha$

Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :  $T = G_n \sin \alpha$

Avec :  $\alpha$  : Angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale

### V.7.2.3 Calcul des forces appliquées à chaque tranche

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

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit :

$$G_n = b (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3). \quad (V.10)$$

$h_1, h_2, h_3$  : Hauteurs des tranches.

$\gamma_1$ : Densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation.

$\gamma_2$ : Densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation.

$\gamma_3$ : 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).

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl. \quad (\text{V.11})$$

U : pression interstitielle.

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

$\gamma_w$  : poids volumique de l'eau  $\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$ .

h : Hauteur de la tranche.

**C) Forces de cohésion**

$$F_c = c \cdot dl. \quad (\text{V.12})$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

**D) Forces dues au séisme**

$$T = a \cdot G_n \quad (\text{V.13})$$

a : Coefficient de séisme.

G<sub>n</sub> : Poids de la tranche.

**V.4.2.1.3 Classement des forces**

On peut classer toutes ces forces comme suit :

Les forces stabilisatrices :

**A) Force de frottement**

$$F_f = N \cdot \tan \varphi - U \cdot dl \cdot \tan \varphi \quad (\text{V.14})$$

$\varphi$  : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

**B) Force de cohésion**

$$F_c = c \cdot dl \quad (\text{V.15})$$

Avec :

$$dl = \frac{2 \cdot \pi \cdot R \cdot Bi}{360}$$

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 :

$$M_s = [(N_n - U dl) \operatorname{tg} \phi + c dl] R \quad (\text{V.16})$$

### Les forces motrices

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique ( $N_t$ ), (force de cisaillement) du poids ( $G_n$ ) qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = \sum_{i=1}^n T_n \quad (\text{V.17})$$

$\sin \alpha$  = Nombre total des tranche/ Numéro d'ordre de la divisée

Avec :  $\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$

#### V.7.2.4 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) Fin de construction (aval et amont)

L'étape la plus critique se situe juste a la fin de la construction, alors que les pressions interstitielles sont à leur maximum, le drainage n'a pas encore eu lieu, le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

$$\text{Sans séisme} : K_{SS} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum C dl}{\sum T_n} \quad (\text{V.18})$$

$$\text{Avec séisme} : K_{AS} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum C dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum^a G_n d_n} \quad (\text{V.19})$$

##### B) Fonctionnement normale (talus aval)

De même que pour la fin de construction, le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

Ce cas a la réputation d’être le plus défavorable pour le talus aval, du fait du caractère catastrophique d’une rupture en charge.

$$\text{Sans séisme} : K_{ss} = \frac{\sum(N_n - P)tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n} \tag{V.20}$$

$$\text{Avec séisme} : K_{as} = \frac{\sum(N_n - P)tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \tag{V.21}$$

**C) Vidange rapide (talus amont)**

La vidange rapide par laquelle a été vérifiée la stabilité du talus amont, est le cas le plus défavorable. Pour ce dernier, l’abaissement rapide du plan d’eau entraîne un écoulement en régime transitoire dans la digue. L’état critique se situant juste après vidange, les pressions hydrostatiques internes ne s’étant pas dissipées, dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

$$\text{Sans séisme} : K_{ss} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n} \tag{V.22}$$

$$\text{Avec séisme: } K_{as} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \tag{V.23}$$

**Tableau V. 7:** Les caractéristiques géotechniques des sols

Paramètres	Unité	Fondation
φ	Degré (°)	24°
C	t/m <sup>2</sup>	0.298
γ <sub>sat</sub>	t/m <sup>3</sup>	0.52
γ <sub>d</sub>	t/m <sup>3</sup>	1.6
γ'	t/m <sup>3</sup>	1.5

**Tableau V. 8:** Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		kss	kas
<b>fin de construction</b>	talus amont		
	R1=52,67	2,18	1,4
	R2=49,82	2,43	1,6
	R3=60,06	2,35	1,55
<b>fonctionnement normal</b>	Talus aval		
	R1=62,71	1,91	1,31
	R2=65,4	2,71	1,67
	R3=47,01	2,01	1,23
<b>vidange rapide</b>	Talus amont		
	R1=50,78	2,87	1,81
	R2=63,08	1,5	1,05
	R3=65,67	1,28	1,01

**Conclusion**

D’après les résultats obtenus pour différents types de fonctionnements, nous remarquons que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme .Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

## VI. Introduction

L'élaboration d'un barrage nécessite de prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenant à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et tant d'autres paramètres.

Parmi les ouvrages annexes prévus pour les barrages citons :

- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de l'évacuation de crues (l'évacuateur de crues).
- L'ouvrage de la dérivation provisoire.

Pour le dimensionnement de l'évacuateur de crue, des études géologiques et hydrologiques sont indispensables pour la connaissance du terrain, la déterminer des caractéristiques physico-géographiques et morphologiques de celui-ci ainsi que le débit de la crue.

### VI.1 Ouvrage d'évacuation de crues

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles au moment où la retenue est pleine, sans risques de déversement sur la digue ou d'érosion dommageable pour la digue.

#### VI.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

1. la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
2. les difficultés de réalisation.
3. les exigences topographiques du site.
4. les exigences géologiques du site.
5. la facilité d'entretien.
6. la facilité de modification.
7. le coût de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories, selon les principes types :

- a. l'évacuateur à écoulement libre.
- b. L'évacuateur par puits noyé.

#### VI.1.2 Différents types des évacuateurs de crues

##### VI.1.2.1 Evacuateur de crues en puits (tulipe)

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée. Ce type d'ouvrage équipera, le plus souvent, les grands barrages vu les avantages qu'il offre.

- a) Evacuation d'importants débits ( $80 < Q < 6000$ ) m<sup>3</sup>/s.
- b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

Ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

1. Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
2. Problème de vibration.
3. Prévention des protections anti vortex (d'où les coûts et l'entretien).
4. Dissipation au pied de la digue.

#### **VI.1.2.2 Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral**

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique. Il présente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversant. L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

#### **VI.1.2.3 Evacuateur de crues latéral à entonnement frontal**

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre.

Il représente les avantages :

1. Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
2. Facilité de réalisation.

Ses inconvénients sont :

- 1 Le coût peu élevé.
2. La difficulté de modification.

#### **VI.1.2.4 Evacuateur de crues en siphon**

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage,

Il représente les avantages suivants :

1. Aucune exigence topographique.
2. Calcul usuel.

Ses inconvénients sont :

1. Amorçage et désamorçage.
2. Entretien indispensable.
3. Débit faible à évacuer.
4. Dispositif sur le corps de la digue.

### VI.1.3 Choix du tracé de l'axe

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

1. Le plus court possible.
2. Suffisamment éloigné du pied aval de la digue.
3. Rectiligne (si possible).
4. Plus ou moins orthogonal à l'axe de la digue.

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

### VI.1.4 Etude de la variante retenue

Les évacuateurs de crue à surface libre, se composent principalement des ouvrages suivants :

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

#### VI.1.4.1 Caractéristiques de l'évacuateur de crue

- Déversoir de type Greager

- Niveau normal de la retenue  $NNR = 862\text{m NGA}$ .
- Niveau les plus hautes eaux :  $NPHE = 866.4\text{m NGA}$ .
- Débit de pointe à évacuer  $Q_{\text{évacuer}} = 567,3\text{ m}^3/\text{s}$
- Largeur du bassin d'affouillement  $l = 80\text{m}$ .

#### VI.1.4.2 Dimensionnement et calcul hydraulique de chacun des éléments de l'évacuateur de crue

##### Données de départ :

- La largeur déversante :  $b = 80\text{m}$  ;
- Débit évacué  $Q_{\text{év}} = 567,3\text{m}^3/\text{s}$  ;
- Charge hydraulique :  $h_d = 2.20\text{m}$  ;
- Côte de la retenue normale :  $NNR = 862\text{ m}$ .

##### A. Canal d'approche :

Le canal d'approche permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible.

##### a. Vitesse d'approche :

La vitesse est donnée par la relation suivante :

$$V_{\text{ap}} = \frac{Q}{S_{\text{can}}} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

$Q$  : Débit à évacuer [ $\text{m}^3/\text{s}$ ].

$S_{\text{can}}$  : Section du canal en [ $\text{m}^2$ ];  $S_{\text{can}} = H \times b$  .

$H$  : Charge d'eau en [m] ;  $H = h + p$ .

$P$  : Hauteur de pelle en [m].

$h$  : Lamme déversant en [m].

**AN:**

$$H = h + p = 2.2 + 1.5$$

$$H = 3.7\text{m}$$

$$S_{\text{can}} = H \times b = 3.7 * 80$$

$$S_{\text{can}} = 296\text{m}$$

$$V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}} = \frac{567,3}{296}$$

$$V_{ap} = 1.92 \text{ m/s}$$

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est comprise entre (4.4 – 10) m/s , comme  $V_{ap} < V_{adm}$  donc il n'y a aucun risque d'érosion.

### **b. Pente du canal d'approche :**

Pour obtenir un écoulement uniforme il est important de créer une contre pente.

Pour un régime uniforme on a :

$$Q = \frac{1}{n} * S * R^{2/3} * i_0^{1/2} \quad (\text{VI.2})$$

De l'équation on obtient :  $i_0 = \left(\frac{n*V}{R^{2/3}}\right)^2$

Avec :

Q : Débit évacué en [m<sup>3</sup>/s].

S : section mouillée rectangulaire en [m<sup>2</sup>] ; S= (p+h) x b.

$i_0$  : Pente du fond.

R : rayon hydraulique en [m] ; R=S/P.

V : Vitesse d'écoulement en [m/s] ; V=Q/S.

P : Périmètre de section mouillée en [m] ; P= ((h+p) x 2) +b.

N : Coefficient de Manning en [ $\frac{s}{m^{1/2}}$ ]

**AN:**

S=296 m<sup>2</sup>.

P= ((h+p) x 2) +b = (3.7 \* 2)+ 80 = 87.4 m.

R= 3.39 m.

N=0.025.

$$i_0 = \left(\frac{0.025 * 1.92}{3.39^{2/3}}\right)^2$$

$$i_0 = 0.021$$

### **c. Hauteur du mur du canal d'approche**

La hauteur de mur est :

$$H_m = H + P + R \quad (\text{VI. 03})$$

Avec : La revanche  $R = 0,61 + 0,14(v)^{1/3} \quad (\text{VI. 04})$

AN :  $R = 0,78\text{m}$

On adopte une valeur de :  $H_m = 3.06\text{m}$ .

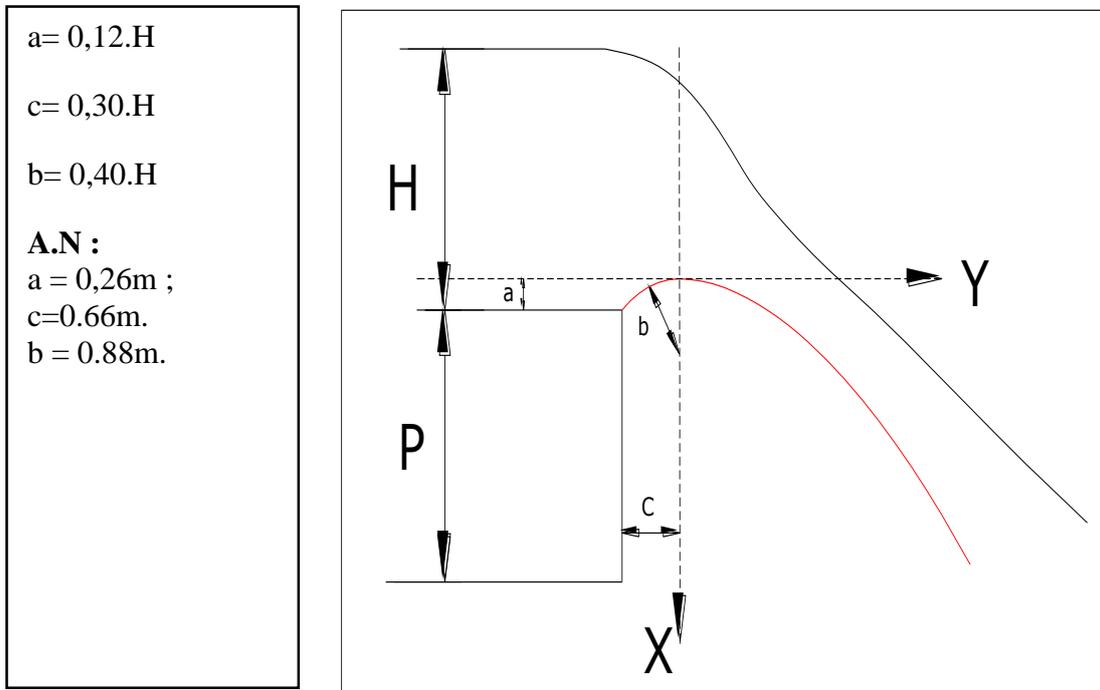
$H_m = 3.06\text{m}$

**B. Déversoir :**

Le seuil normal est un déversoir dont la crête et la partie aval sont profilées de manière à épouser la forme de la lame déversant.

Les indications de la figure suivante permettent de déterminer le profil normal d'un déversoir à parement amont vertical.

Le profil du seuil déversant est de type Creager, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression égal à la pression atmosphérique, tout profil situé au-dessus entraînera des dépressions donc des risques de décollement.



**Figure VI. 1:** Profil du Déversoir Creager

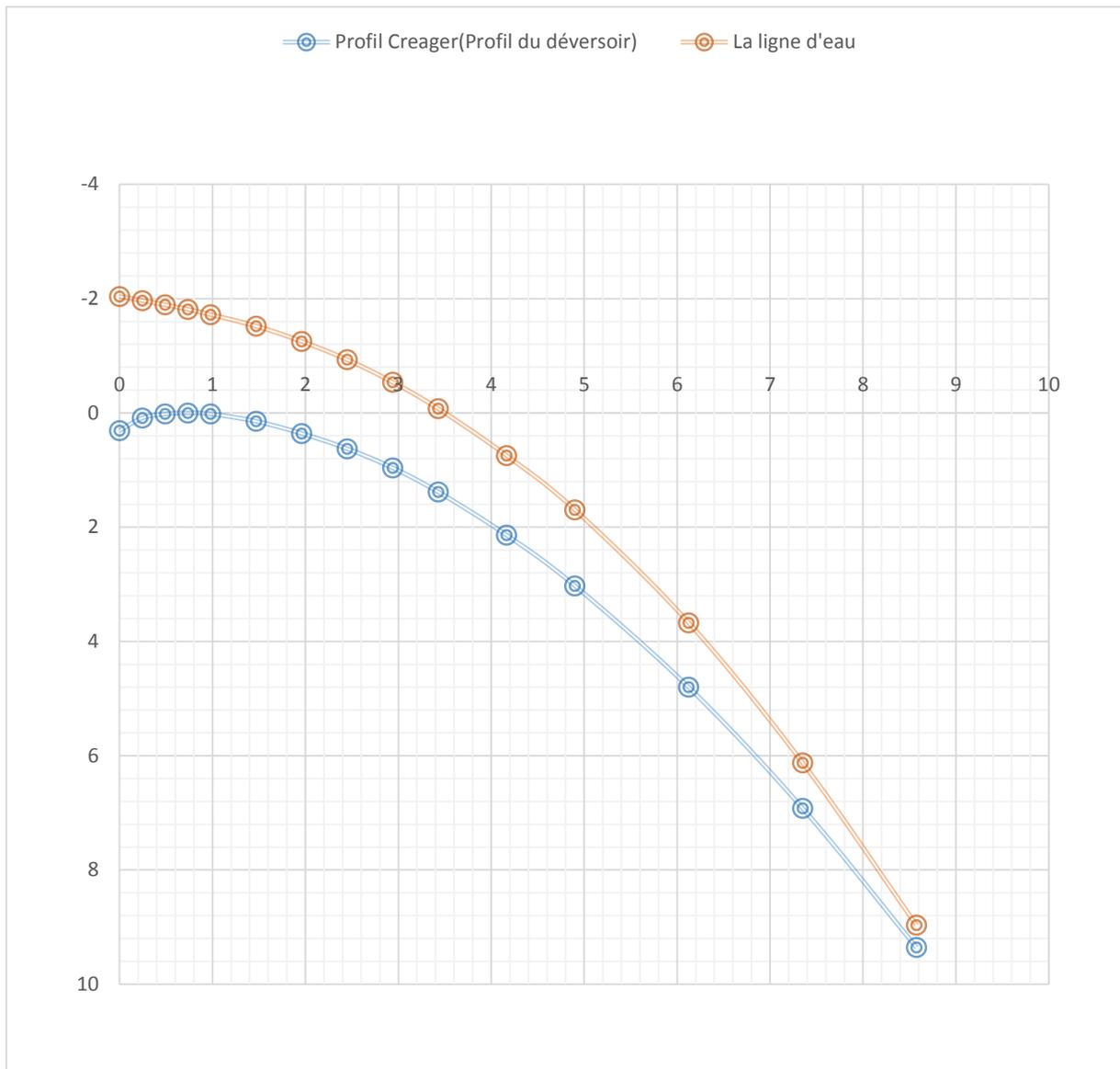
Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante :

$$Y = \left( \frac{X^{1,85}}{2H^{0,85}} \right) \quad (\text{VI. 05})$$

Les résultats sont représentés dans le tableau VI.1 :

**Tableau VI. 1:** Coordonnées de la ligne d'eau dans le déversoir

Coordonnées pour construire le profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=1m			Profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=2,2m			
X/H	Surface Intérieure (Profil du déversoir)	Surface Extérieure	H(m)	X/H	Y/H	Y'/H
0	0,126	-0,831	2,200	0,000	0,277	-1,828
0,1	0,036	-0,803		0,220	0,079	-1,767
0,2	0,007	-0,772		0,440	0,015	-1,698
0,3	0	-0,74		0,660	0,000	-1,628
0,4	0,007	-0,702		0,880	0,015	-1,544
0,6	0,06	-0,62		1,320	0,132	-1,364
0,8	0,147	-0,511		1,760	0,323	-1,124
1	0,256	-0,38		2,200	0,563	-0,836
1,2	0,393	-0,219		2,640	0,865	-0,482
1,4	0,565	-0,03		3,080	1,243	-0,066
1,7	0,873	0,305		3,740	1,921	0,671
2	1,235	0,693		4,400	2,717	1,525
2,5	1,96	1,5		5,500	4,312	3,300
3	2,824	2,5		6,600	6,213	5,500
3,5	3,818	3,66		7,700	8,400	8,052



**Figure VI. 2:** Profil du déversoir d’après Creager et la Ligne d’eau pour Hd=2.2m

**C. Canal d’écoulement :** Le canal suit directement le déversoir, il est généralement de section rectangulaire. Dans notre cas, avec une largeur  $b_{ch}=18m$ , une pente  $i=0,1\%$  et une longueur  $L_{ch}=11.55m$  (conditions topographiques).

L’écoulement dans le canal doit être fluvial pour permettre le passage à l’écoulement torrentiel, à l’extrémité aval (début de coursier).

La profondeur d’eau au début du canal est la même que la profondeur d’eau à la fin du convergent.

a. Calcul de la profondeur critique :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{qs^2}{g}} \tag{VI.6}$$

Avec :

$qs$  : Débit spécifique égale à  $\frac{q}{b} = \frac{567.3}{80} = 7.09 \text{ m}^2/\text{s}$  .

$$h_c = 1.72 \text{ m}$$

b. Calcul de la profondeur normal :

$$Q = S \times C \times \sqrt{RI} \tag{VI.7}$$

Avec :

- $S$  : Section du chenal ;  $S = b \times h_n$
- $I$  : pente du chenal égal à 0.1% .
- $C$  : Coefficient de Chézy  $C = R^{1/6} / n$
- $R$  : Rayon hydraulique  $R = \frac{S}{P} = \frac{b \times h_n}{2h_n + b}$

Suite à cela on remplace tout ces termes dans la formule du débit, après simplification, on tire  $h_n$  par itération successives.

**Tableau VI. 2:** Calcul itératif pour la détermination de la hauteur normal dans le chenal d'écoulement

hn(m)	b*hn	(b*hn)^(5/3)	(2*hn+b)^(-2/3)	Q(m3/s)
0,7	56	819,6845	0,0532	98,5755
0,8	64	1024,0000	0,0532	122,9453
0,9	72	1246,1036	0,0531	149,3679
1	80	1485,3084	0,0530	177,7513
1,1	88	1741,0228	0,0529	208,0153
1,2	96	2012,7294	0,0528	240,0892
1,3	104	2299,9703	0,0527	273,9098
1,4	112	2602,3360	0,0526	309,4200
1,5	120	2919,4570	0,0526	346,5681
1,6	128	3250,9974	0,0525	385,3065
1,7	136	3596,6500	0,0524	425,5913
1,8	144	3956,1324	0,0523	467,3819
1,9	152	4329,1834	0,0522	510,6405
2	160	4715,5603	0,0521	555,3316
2,0264	162,112	4819,7584	0,0521	567,3649

On obtient  $h_n = 2.0264 \text{ m}$

$h_n > h_c$  Ce qui implique que l'écoulement dans le chenal d'écoulement est fluvial.

**D. Calcul du convergent ;** Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et à sa fin, elle égale à celle du coursier. Son rôle consiste à guider les filets d'eau jusqu'au coursier, passant d'un écoulement fluvial, à la fin du chenal, à un écoulement torrentiel au début du coursier.

l1 : Largeur au plafond du bief amont l1=80m

l2 : Largeur au plafond de la section de contrôle l2=Q<sup>0.4</sup>=20m (VI.8)

### E. Coursier

#### Largueur du coursier

Pour assurer de bonnes conditions d'écoulement et de construction, on donne au coursier une section rectangulaire, de la même largeur, à la fin de convergeant bc=20m

#### La profondeur critique

$$h_c = \sqrt[3]{(qs^2/g)} \quad (VI.9)$$

q: débit spécifique q=Q/b (m/s)

Q : débit à évacuer Q=567.3m<sup>3</sup>/s.

b: largeur du canal (b=20m)

g : l'accélération de pesanteur

hc=4.34m

#### La pente critique

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique.

Pour calculer Icr on associera donc la relation du régime uniforme

$$Q = Sc.C. \sqrt{RI} \quad (VI.10)$$

Avec celle du régime critique :

$$\frac{Q^2 \times b}{g * Sc^3} = 1 \quad (\text{VI. 11})$$

L'élimination de Q entre les deux expressions pour une section rectangulaire ( $S=h.b$ ) conduit à :

$$Icr = \frac{g \times hc}{Rc * C^2} \quad (\text{VI. 12})$$

$$Sc=86.8\text{m}^2, P=2hcr+b=2(4.34) +20=28.68\text{m}$$

$$Rc=3.026\text{m} ; \text{ et } C= R^{1/6}/n=71(0,69)^{1/6}=48.11$$

$$\text{Donc : } Icr = \frac{9,81 \times 4.34}{48.11^2 \times 3.026} = 0.00067 = 0.6\%$$

### Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

On procède par la méthode d'intégration indirecte

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant  $Dq/dx=0$ , est :

$$dx/dy = (S_0 - Sf) / (1 - Fr^2) \quad (\text{VI.13})$$

Avec :  $S_0$  pente du fond

$S_f$  pente de la ligne d'énergie.

En tenant compte de l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie  $S_f$  peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation de Manning. L'équation devient en différences finies :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - (n^2 Q^2) / (A^2 R^{4/3})}{1 - (Q^2 B) / (g A^3)} \quad (\text{VI.14})$$

On donne des valeurs arbitraires à  $y_i$  et on calcul la distance  $\Delta x$  correspondante aux profondeurs  $y_i$ , et on calcul la profondeur moyenne :

$$y_{\text{moy}} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2} \quad (\text{VI.15})$$

Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcul  $\Delta x$  à chaque valeur de  $y_i$ , utilisant  $y_{\text{moy}}$ , et en l'ajoute à  $\Delta x$  cumulés jusqu'à cette

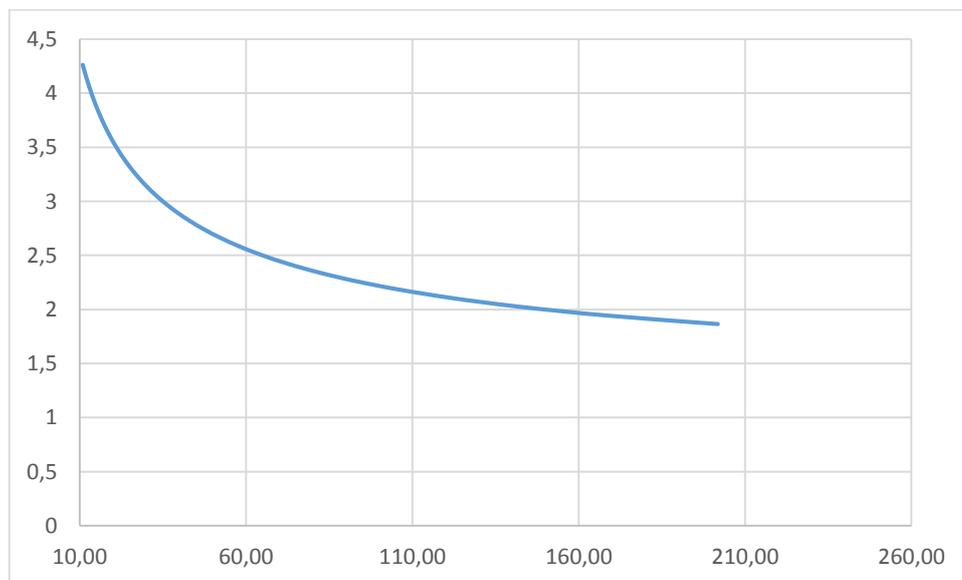
étape si la somme est supérieur à la longueur L, et on continue avec une valeur de  $y_i > y_i$  jusqu'à trouver la somme de  $\Delta x$  égal à la longueur L de coursier.

Tableau VI. 3: Résultat de la méthode d'intégration indirecte

y	y <sub>mo</sub>	S <sub>mo</sub>	P <sub>mo</sub>	R <sub>mo</sub>	Fr <sup>2</sup>	1-FR <sup>2</sup>	$n^2Q^2/A^2R^{(4/3)}$	I0-G1	DELTA	L
y	y	y	y	y			)		x	
4,34										
4,26	4,30	86,0	28,6	3,01	10,29	-9,29	0,00	0,07	-10,93	10,93
4,18	4,22	84,4	28,4	2,97	10,89	-9,89	0,00	0,07	-11,65	11,65
4,10	4,14	82,8	28,2	2,93	11,53	-10,53	0,00	0,07	-12,43	12,43
4,02	4,06	81,2	28,1	2,89	12,23	-11,23	0,00	0,07	-13,27	13,27
3,94	3,98	79,6	27,9	2,85	12,98	-11,98	0,00	0,07	-14,19	14,19
3,86	3,90	78,0	27,8	2,81	13,79	-12,79	0,00	0,07	-15,19	15,19
3,78	3,82	76,4	27,6	2,77	14,68	-13,68	0,00	0,07	-16,28	16,28
3,70	3,74	74,8	27,4	2,72	15,64	-14,64	0,00	0,07	-17,47	17,47
3,62	3,66	73,2	27,3	2,68	16,69	-15,69	0,00	0,07	-18,77	18,77
3,54	3,58	71,6	27,1	2,64	17,83	-16,83	0,00	0,07	-20,20	20,20
3,46	3,50	70,0	27,0	2,59	19,08	-18,08	0,00	0,07	-21,78	21,78
3,38	3,42	68,4	26,8	2,55	20,45	-19,45	0,00	0,07	-23,52	23,52
3,30	3,34	66,8	26,6	2,51	21,95	-20,95	0,00	0,07	-25,45	25,45
3,22	3,26	65,2	26,5	2,46	23,60	-22,60	0,00	0,07	-27,59	27,59
3,14	3,18	63,6	26,3	2,42	25,43	-24,43	0,00	0,07	-29,97	29,97
3,06	3,10	62,0	26,2	2,37	27,44	-26,44	0,01	0,06	-32,64	32,64
2,98	3,02	60,4	26,0	2,32	29,68	-28,68	0,01	0,06	-35,63	35,63
2,90	2,94	58,8	25,8	2,27	32,17	-31,17	0,01	0,06	-39,01	39,01
2,82	2,86	57,2	25,7	2,23	34,94	-33,94	0,01	0,06	-42,83	42,83

2,74 4	2,78	55,6 8	25,5 7	2,18	38,04	-37,04	0,01	0,06	-47,19	47,19
2,66 4	2,70	54,0 8	25,4 1	2,13	41,52	-40,52	0,01	0,06	-52,17	52,17
2,58 4	2,62	52,4 8	25,2 5	2,08	45,43	-44,43	0,01	0,06	-57,92	57,92
2,50 4	2,54	50,8 8	25,0 9	2,03	49,85	-48,85	0,01	0,06	-64,59	64,59
2,42 4	2,46	49,2 8	24,9 3	1,98	54,87	-53,87	0,01	0,06	-72,39	72,39
2,34 4	2,38	47,6 8	24,7 7	1,93	60,58	-59,58	0,01	0,06	-81,59	81,59
2,26 4	2,30	46,0 8	24,6 1	1,87	67,11	-66,11	0,01	0,06	-92,57	92,57
2,18 4	2,22	44,4 8	24,4 5	1,82	74,61	-73,61	0,01	0,06	-105,83	105,83
2,10 4	2,14	42,8 8	24,2 9	1,77	83,28	-82,28	0,02	0,05	-122,07	122,07
2,02 4	2,06	41,2 8	24,1 3	1,71	93,35	-92,35	0,02	0,05	-142,32	142,32
1,94 4	1,98	39,6 8	23,9 7	1,66	105,10	-104,10	0,02	0,05	-168,09	168,09
1,86 4	1,90	38,0 8	23,8 1	1,60	118,91	-117,91	0,02	0,05	-201,80	201,80

**Hn=1.864m**



**Figure VI. 3:** Ligne d'eau dans le coursier

**F. Bassin de dissipation :**

L'écoulement d'eau dans le coursier jusqu'au niveau de pied du barrage attient souvent une vitesse très élevée, ce débit à haute vitesse peut endommager, par son importante quantité d'énergie cinétique le lit naturel de la rivière, la seule manière de contrôler l'écoulement à haute vitesse est de dissiper une partie de l'énergie mécanique et d'obtenir avec le bassin de dissipation un écoulement à vitesse convenable dans le lit de la rivière.

Déterminons le nombre de Froude et la vitesse de l'écoulement pour déduire le type de bassin

U : Vitesse de l'écoulement au pied du coursier (m/s) ;

Q : Débit (m<sup>3</sup>/s) ;

S : Section à la sortie du coursier (m<sup>2</sup>).

$$S = Y1 \cdot b \quad (\text{VI.16})$$

où :

Y1 : Tirant d'eau au pied du coursier en (m) déterminé à partir du calcul de la ligne d'eau ;

b : Largeur du coursier (m).

AN: Y1 = 1.864m; b = 20m; Q = 567.3m<sup>3</sup>/s;

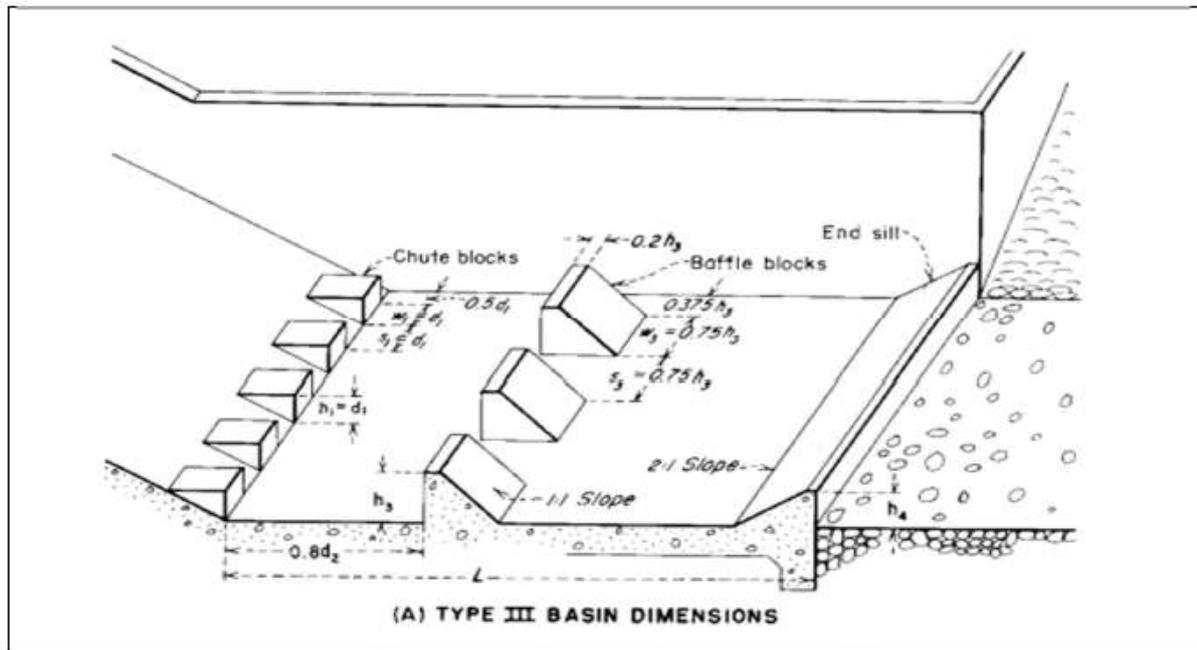
$$F_1 = \frac{q_1}{(gh_1^3)^{0.5}} \quad (\text{VI.17})$$

AN: q = 28.365 m<sup>3</sup>/s.m

Fr = 3.86

**On remarque que :**

Fr > 4,5 et U > 15 m/s donc on aura un bassin de type **USBR III** avec bloc de chute et seuil denté.



**Figure VI. 4:** Bassin dissipation type USBR III

La profondeur conjuguée d'après l'équation fondamentale du ressaut :

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} [\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1] \tag{VI.18}$$

AN:  $Y_1 = 1.864\text{m}$  ; donc on aura  $Y_2 = 9.3759\text{m}$

La profondeur du bassin ou sa cote de fond est de :

$$Z_{fb} = Z_{\text{eau rivière}} - Y_2$$

$Z_{fb}$  : Cote de fond du bassin (NGA) ;

$Z_{\text{eau rivière}}$  : Cote de l'oued à l'aval (NGA) ;

$Y_2$  : Hauteur conjuguée (m)

AN :  $Y_2 = 9.3759\text{m}$  ;  $Z_{\text{eau rivière}} = 839 \text{ NGA}$

$$Z_{fb} = 829.6 \text{ mNGA}$$

**G. Canal de fuite**

Le canal de fuite fait suite au bassin de dissipation, il sert essentiellement, à conduire l'eau vers l'Oued.

Le canal de fuite projeté est de section trapézoïdale de largeur  $b=24.7\text{m}$ , d'une longueur  $L=15.6\text{m}$  et de pente  $I_{cf}=0,24\%$ .

**-La hauteur critique**

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcule par la formule suivante :

$$h_{cr} = K \cdot H_{cr} \quad (\text{VI. 19})$$

$$\text{Avec : } H_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} = 0,69 \quad \text{Et } \sigma_{cr} = \frac{H \times m}{b} = 0,086;$$

$$K = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,105(\sigma_{cr}^2)\right) = 0,97$$

$m$  : Fruit des talus du canal de fuite  $m=1$ .

Ce qui donne  $h_{cr} = 0,70\text{m}$

$h_{cr} = 0,70\text{m}$

**La pente critique**

Elle est donnée par :

$$I_{cr} = \frac{g \times hc}{C^2 \times Rc} \quad (\text{VI. 20})$$

**Avec :**

$I_{cr}$  : pente critique.

$S_c$  : Section critique  $S_c = m \cdot h_{cr} + b \cdot h_{cr} = 6,3\text{m}$ .

$P_c$  : Périmètre critique  $P_c = b + 2 \cdot h \sqrt{1+m^2} = 10$

$R_c$  : Rayon critique  $R_c = S_c / P_c = 0,63$

$I_{cr} = 0,50\%$

$C_c$  : Coefficient de Chézy  $C_c = R^{1/6} / n = 46,29\text{m}$

La pente critique est  $I_{cr}=0,0050=0,50\%$

**- Profondeur normale dans le canal**

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy VI.07) est :

$$Q = S.C. \sqrt{RI} \tag{VI.21}$$

Pour la hauteur normale on a :

$$P_n = b + 2.h_n + 2h_n \sqrt{1+m^2} \tag{VI.6}$$

$$S_c = m h_n^2 + b.h_n \tag{VI.6}$$

$$R = S_n / P_n, \quad C_n = R^{1/6} / n \tag{VI.6}$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative

$$Q = 1/n \times I^{1/2} \times (m \times h_n + b \times h_n)^{5/3} \times (b + 2.h_n + 2h_n \sqrt{1+m^2})^{-2/3} \tag{VI.22}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau (VI.4) :

**Tableau VI. 4:** Calcul itératif pour la détermination de la hauteur normal dans le canal

Hn(m)	$(m \times h_n + b \times h_n)^{5/3}$	$(b + 2.h_n + 2h_n \sqrt{1+m^2})^{-2/3}$	Q m <sup>3</sup> /s
2	123,629138	0,14747705	44,6602256
1	38,9407384	0,18248103	17,4059421
0,8	26,8464889	0,19225455	12,6426972
0,82	27,9743886	0,19121821	13,1028411
0,83	28,5452819	0,19070525	13,3343736
0,84	29,1207793	0,19019573	13,5668608
0,85	29,7008623	0,18968959	13,8002888
0,87	30,8747135	0,18868734	14,2699126
0,86	30,285513	0,1891868	14,0346438
0,868	30,7565103	0,18878696	14,2227864

Le calcul par itération donne :  $h_n=0,868\text{m}$

- **Vitesse dans le canal**

$$V = \frac{Q}{S} \quad (\text{VI. 23})$$

$$AN / V = \frac{14,22}{1 \times 0,868^2 + 15 \times 0,868} = 1,00\text{m/s}$$

$V=1\text{m/s}$

**Conclusion:**

L'évacuateur de crue est l'ouvrage annexe le plus important dans la conception d'un barrage car il est exposé à une crue milliaire, avec un coursier de 190m.

**INTRODUCTION :**

Une meilleure connaissance des lieux du chantier contribue, énormément, à dresser un planning chronologique d'intervention des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et de temps dictées par le marché. C'est dire qu'une bonne organisation du chantier permet des diminutions considérables des coûts de l'ouvrage.

Une bonne organisation de chantier exige une utilisation rationnelle et correcte de la main d'œuvre et l'ensemble des moyens mis en œuvre dans le cadre du projet. Et pour atteindre ces objectifs, il est impératif de :

1. Définir, avec précision, les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en œuvre des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
2. Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée et qualifiée ;
3. Structurer convenablement les postes de travail ;
4. Opter pour une mécanisation de plus en plus poussée ;
5. Disposer d'un personnel à employer en quantité et en qualité ;

Notre étude consistera, donc à organiser le chantier de réalisation du barrage Mellagou, tout en assurant :

1. Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux...etc.).
2. La rapidité des diverses opérations.
3. Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
4. Une organisation de l'utilisation du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs sont d'une importance capitale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleurs délais et les meilleures conditions.

**VII.1 Organisation technique de préparation**

Les opérations essentielles de préparation dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réaliser les travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

1. Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.

2. Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

### **VII.2 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier**

Avant de commencer les travaux de réalisation du barrage, il paraît indispensable de rappeler le rôle de chacune des différentes parties concernées par l'intervenir dans l'acte de construction.

**VII.2.1 Le maître de l'ouvrage :** C'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux.

**VII.2.2 Le maître d'œuvre :** C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de concevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation pour les entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

**VII.2. 3. L'entrepreneur :** Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître de l'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction.

**VII.3 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :** L'implantation d'un chantier nécessite des terrains spacieux, afin de pouvoir aménager les divers aires de stockages, ouvrir des pistes de circulation d'engins, les occupations progressives par les locaux, les engins, les postes fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes :

**VII.3.1 Installations destinées au personnel :** Généralement, ce sont des dortoirs, des réfectoires, des installations sanitaires et des bureaux de chantier.

**VII.3.2 Installations destinées au stockage des matériaux :** Pour les ciments, nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats peuvent être stockés en plein air. Pour éviter leur mélange et faciliter le dosage du béton on doit prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats. Les aciers sont stockés des baraquements ou des hangars afin d'éviter leur oxydation...etc.

**VII.3.3 Installations destinées à la réparation des engins :** En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

**VII.3.4 Installation destinée pour la préfabrication :** Cette installation est constituée de hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites.

**VII.4. Ordre d'exécution des travaux :**

1. Installation du chantier ;
2. Implantation des axes des différents ouvrages ;
3. Coupure et dérivation de l'oued ;
4. Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dite et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues ;
5. Coupure finale et mise en eau ;

**VII.5 Travaux de réalisation**

**VII.5.1 Travaux de terrassements :** Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques. En ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

**VII.5.2 Travaux d'excavations :** Les différentes opérations d'excavation doivent être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux. Ces derniers comprennent le décapage, l'excavation et la mise en dépôt des déblais selon les étapes suivantes :

- Décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

**VII.5.3 Travaux secondaires :** Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- L'aménagement de la zone d'emprunt.
- Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- Reboisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage.

**VII.6 Les moyens de chantier :** En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire en précisant leurs titres, références et compétences.

Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechniciens spécialistes en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'une digue en terre nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destiné à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacté les matériaux.

On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptible d'être utilisés lors de la réalisation du barrage.

**A- Les moyens humains :** En ce qui concerne les moyens humains, indispensables pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

**B- Les engins de terrassement :** En général, le matériel de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction, le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai- enrochement ...).

- Le bulldozer.
- La pelle mécanique.
- Le chargeur à pneus ou à chenilles.
- La décapeuse.
- Les niveleuses et les camions et les camions citernes.
- Les compacteurs à rouleaux vibrant, à pneus ou à pied dameurs.
- Les canions dumpers.
- Les citernes d'eau et de fuel.
- Les brises roches et compresseurs.
- Les groupes électrogènes.

Le compactage des remblais est une tâche très importante du moment que cette opération est liée de façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. Pour cela, on fait appel aux engins suivants :

- -Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.
- -Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
- -Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

**C- Le matériel de bétonnage :** On utilise, le plus souvent, des bétonnières pour la fabrication des bétons nécessaires pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur .....).

**VII.7 Programme des travaux :** La réalisation du barrage de MELLAGOU fera en deux saisons sèches et sans difficultés particulières.

Les phases de la construction du barrage sont les suivantes :

-Aménagement du tronçon du canal d'amenée et la tête amont de la prise d'eau.

Une fois les conduites de prise et de vidange de fond et les canaux d'amenées (déviation des Oueds, pour que tous les débits passent à travers la conduite) soient terminés, la construction de la digue commence par le batardeau et par l'enlèvement des terres végétales sous la digue.

Simultanément à la construction du batardeau, on peut commencer l'enlèvement du fossé du noyau étanche prévu au-dessous de la digue et la mise en place du tapis étanche.

C'est le système de drainage (sortie de drain, tapis drainant, collecteur drainant et les puits de décompression) qui sera construit premièrement sous la protection du batardeau.

-Tous ces travaux peuvent être exécutés pendant les mois relativement secs du printemps et le début d'été (1<sup>ère</sup> phase de la construction).

Parallèlement à la construction de la digue, il faut procéder à la réalisation de la protection en enrochement sur les talus et entamer la réalisation de l'évacuateur de crue.

Les équipements de la prise d'eau et de la vidange de fond seront installés dans l'ouvrage de prise d'eau.

Il sera procédé, ensuite à la construction de la route d'accès (chemin stabilisé) sur la crête de la digue et la correction des terrains aux alentours du barrage qui seront à refaire.

Pour terminer les travaux, l'aménager la zone d'emprunt est nécessaire. A la fin des travaux de la digue, la fermeture de la tête amont et le bétonnage ultérieur de l'ouvrage de prise d'eau seront exécutés, cela permet la mise en service du barrage.

Tous ces travaux doivent être exécutés pendant les mois secs d'été et d'automne et peuvent être continués pendant les mois relativement secs du printemps et l'été suivant (2<sup>ème</sup> phase de construction).

En conclusion, la réalisation du barrage ne présente pas de difficultés particulières.

Malgré, cette relative absence de difficultés, il convient néanmoins de ne confier ces travaux qu'aux entreprises ayant acquis une expérience sur des ouvrages analogues.

La mise en exploitation du barrage, après avoir terminé la construction peut être estimée à 08-12 mois (remplissage de la retenue).

**VII.8 Planification**

**VIII.8.1 Définition :** La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre. Son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau);
- A temps (sans retard);
- Economique (avec des bénéfices).

**VII.8.2 Techniques de la planification**

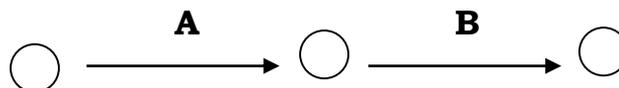
Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

**VII.8.2.1 méthodes basées sur le réseau**

**VII.8.2.1.1 Définition du réseau :** Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

**-Réseau à flèches :** L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".



**-Réseau à nœuds :** L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

**VII.8.2.1.2 Construction du réseau :** Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les cinq (5) opérations suivantes :

1. Etablissement d'une liste des tâches ;
2. Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération ;
3. Construction des graphes partiels ;
4. Regroupement des graphes partiels ;
5. Construction du réseau.

**VII.8.2.2 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 :

1<sup>ère</sup> phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2<sup>ème</sup> phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3<sup>ème</sup> phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

L'utilisation de cette méthode nécessite les étapes suivantes:

1. Collection des informations ;
2. Décomposition du projet ;
3. Définition de la relation entre les tâches ;
4. Attribution des durées;
5. Construction du réseau.

**VII.8.2.2.1 les paramètres de la méthode C.P.M**

Les paramètres indispensables pour 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 ;

DCP: Date de commencement au plus tard ;

DFP: Date de finition au plus tôt ;

DFPP: Date de finition au plus tard ;

MT: Marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

**IX.8.2.2.2. 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 :

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.Pcc} \end{cases}$$

### VII.8.2.2.3 Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

1. Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
2. Dimensions du projet ;

On applique la formule suivante:

$$\mathbf{T = \frac{Q \cdot N}{n}}$$

**Avec:**

$$\begin{cases} \mathbf{Q = Quantité de travail} \\ \mathbf{N = Rendement} \\ \mathbf{n = Nombre d'équipes} \end{cases}$$

### VII.8.3 Plannings

Il existe deux types de plan de travail :

#### VII.8.3.1 plan de travail au plus tôt

Dans ce cas, toutes les opérations commencent en leur date au plus tôt. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est bien fournie en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

**VII.8.3.2 Plan de travail au plus tard**

Toutes les opérations commencent à une date au plus tard; les tâches ne sont pas retardées. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsque ses moyens sont limités (plus économique).

**VII.9 Délai de construction et programme des travaux**

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en compte tenu du temps de réalisation de chacune des opérations qui le compose, 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 de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer certaines exigences, qui sont :

- 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 ;
- Exécution du travail le plus économiquement possible ;

**VII.10. Symboles des différentes opérations**

Ces symboles sont consignés dans le tableau VII.1 :

Tableau VII. 1: Symboles des opérations

TRAVAUX	OPERATION	DUREE EN MOIS
travaux routiers	A	3
Installation de chantier	B	2
Préparation et aménagement de la cuvette	C	5
Préparation et aménagement de la fondation	D	5
Batardeau	E	9
Injections	F	8
Excavation du barrage	G	2
Préparation et transport de matériaux de la zone d'emprunt	H	4
Recharge du barrage et noyau	I	2
Exécution des filtres et système de drainage	J	10
Recharge et protection des talus	K	11
Excavation et construction de l'évacuateur de crue	L	8
Prise d'eau et vidange de fond	M	10
Equipement hydrauliques	N	8
Travaux de finition	O	9
Mise en eau	P	11

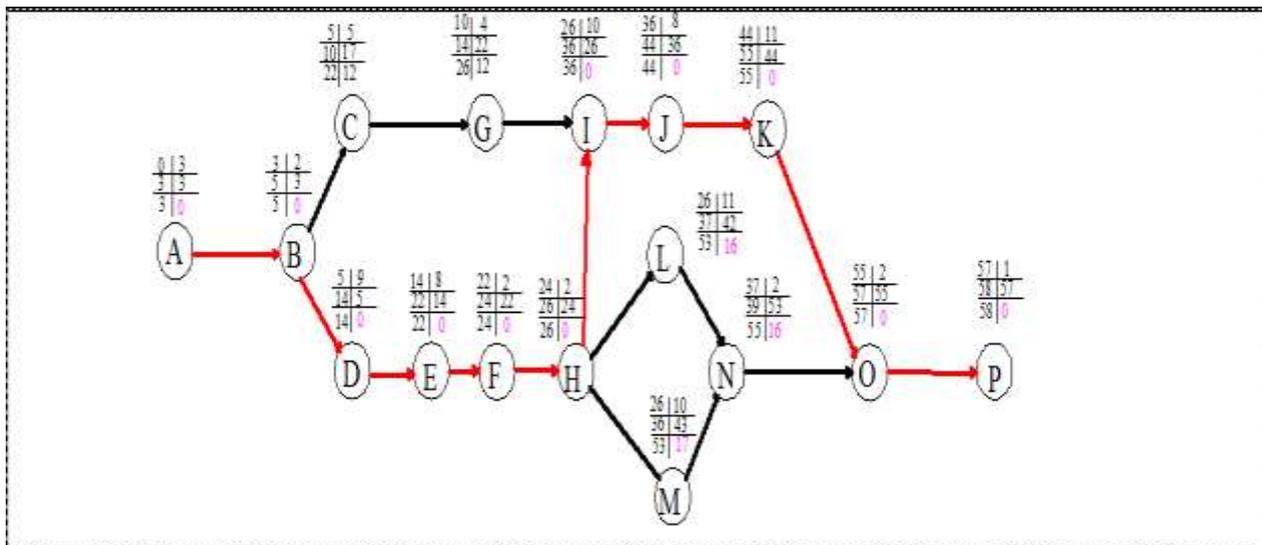
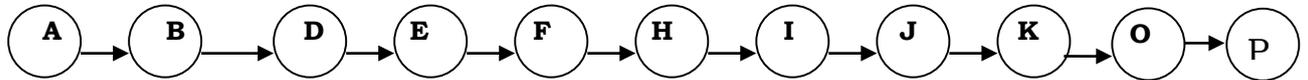


Figure VII.1.: Détermination du Chemin critique

**VII.11 Détermination du chemin critique :**

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant une marge totale nulle (0) est donnée par le chemin suivant :



$$DTR = \sum TR = 3 + 2 + 9 + 8 + 2 + 2 + 10 + 8 + 11 + 2 + 1 = 56 \text{ mois.}$$

C'est-à-dire que la durée totale de réalisation de notre barrage est d'environ 4 ans et 8 mois

**VII.12. Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes**

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues et les autres ouvrages annexes

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages :

**Tableau VII. 2 : Devis Estimatif du barrage et des Ouvrages Annexes**

	Désignation	unité	quantité	prix unité(DA)	coût(DA)	Total(DA)
<b>Digue</b>	décapage de la couche de terre végétale	m3	42978,4	300	12893520	369094920
	recharge	m3	310807	600	186484200	
	noyau	m3	85451	1200	102541200	
	rip-rap	m3	27990	2400	67176000	
<b>Evacuateur</b>	<b>Désignation</b>	unité	COÛT UNITAIRE	VOLUME	COÛT	Total (DA)
	Déversoir	m3	35000	131,2	4592000	487094504
	Décapage	m3	300	2425	727500	
	Ramblai	m3	600	1230	738000	
	coursier	m3	35000	13741,6287	480957004	
	water stop	ml	400	200	80000	
<b>COÛT TOTAL</b>						856189424
<b>Aleas</b>		20%				171237885
<b>Supervision des travaux</b>		6%				51371365,5
<b>Maitrise de l'ouvrage</b>		2%				17123788,5
<b>Devis Estimatif</b>						<b>1095922463</b>

**Le devis estimatif du projet est de =1 095 922 463 DA**

**Conclusion :**

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet.

**VII. Introduction :**

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs.

Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent se produire à tous les moments de l'installation jusqu'à la mise en eau. C'est pour cela, qu'on doit chercher toutes les solutions pour faire face à ces derniers.

L'objet sera, donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier. Pour cela, il existe un bon nombre de dispositifs, de consignes et de règlements dits « de sécurité » dicté par différents organismes intéressés par la sécurité du travail, notamment le BIT (le Bureau International du Travail).

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégagent la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourraient être tenus comme responsables dans le cas où des dispositions n'aient pas été prises dans l'application des règles de sécurité sur le chantier.

**VIII.1 Causes des accidents de travail**

L'analyse des accidents, les plus fréquents, fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielles).

**a) Causes humaines :** Ces causes sont :

1. La négligence des travailleurs.
2. La fatigue.
3. La distraction.
4. Les gestes néfastes.
5. Inaptitude mentale ou physique.
6. Adoption de la solution de faciliter.

**b) Causes techniques :** Ces causes sont :

1. Les mauvaises conditions de travail.
2. Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
3. Le manque d'éclairage.

### **VIII.2 Conditions dangereuses dans le chantier**

1. Installation non protégée ou mal protégée.
2. Outillages, engins et équipements en mauvais état.
3. Matière défectueuse, stockage irrationnel.
4. Protection individuelle inexistante.
5. Défauts dans la construction.
6. Eclairage défectueux.
7. Facteur d'ambiance impropre.
8. Conditions climatiques défavorables.

### **VIII.3 Actions dangereuses**

1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
2. Intervention sans précaution sur des machines en mouvement.
3. Action sans prévention ou sans autorisation.
4. La non utilisation de l'équipement de protection individuelle.
5. L'imprudence durant le travail.
6. Le rythme de travail inadapté.

### **VIII.4 Mesures préventives**

La protection du personnel doit être assurée de manière bien satisfaisante par les services appropriés.

1. Les appareils de levage doivent être installés sur une surface présentant une résistance suffisante.
2. Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celles fixées.

3. Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
4. Les abris doivent être aérés et chauffés.

**VIII.5 Principales fonctions du service de sécurité****a) Etudes**

1. Participation au Comité d'Hygiène et de Sécurité.
2. Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
3. Suggestions du Personnel.
4. Statistique : élaboration et commentaire.
5. Rapport avec l'administration.

**b) Exécution**

1. Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
2. Réalisations pratiques des suggestions et des études.

**c) Contrôle**

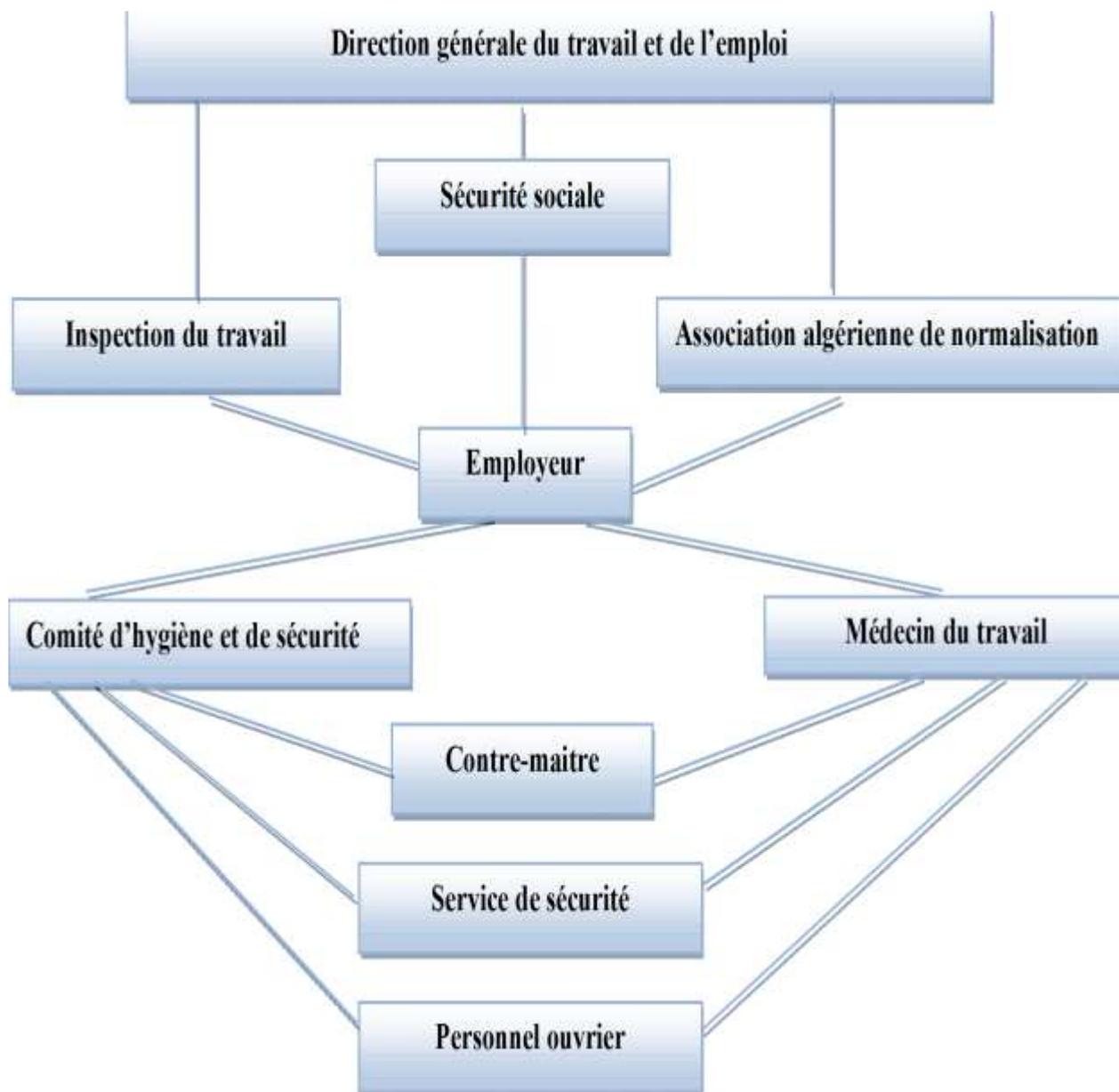
1. Enquêtes à la suite des accidents.
2. Inspections des installations.
3. Visites périodiques effectuées par les organismes.
4. Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

**d) Animation**

1. Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
2. Equipes de secours.
3. Formation spéciale concernant certaines professions.

**VIII.6 Organisation de la prévention des accidents du travail**

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme ci-après :



Le Contre-maître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du Contre-maître revêt trois aspects importants, pédagogique, de surveillance et de suggestion.

Parmi les principales fonctions du service de protection :

- Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité ;
- Exécution des mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).

Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité qui peut être classée en deux catégories distinctes :

- Respect de la réglementation, la législation et les contrôles techniques.
- Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement) ;

Devant les dangers constatés dans l'exercice de certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pas pu être éliminés ou supprimés à la source.

Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

- Correspondre au danger considéré ;
- Etre pratique et confortable ;
- Etre solide ;
- Etre d'un entretien facile.

**Conclusion :**

La prévention doit plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs mais une mesure indispensable et incontournable dans l'exercice de la fonction.

Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est-à-dire, faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducatifs de l'homme durant l'accomplissement de son travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.



## CONCLUSION GENERALE :

Mon objectif tout au long du mémoire de fin d'étude a été de mener à bien l'étude de faisabilité du barrage MELLAGOU commune de BOUHAMAMA, W.Khenchela.

L'ensemble des éléments qui ont été étudiés ont concerné les données de la morphologie du site, la topographie, la géologie, l'hydrologie, cela a conduit à établir une étude comparative et rationnelle des variantes, pour dégager la plus adéquate tout en vérifiant sa stabilité pour enfin dimensionner ses ouvrages annexes.

Durant les différents chapitres du mémoire, nous avons essayé de traiter et d'étudier en détail les principales caractéristiques de la digue. Ce travail a permis de tirer les conclusions suivantes :

- D'un point de vue géologique, le site proposé est favorable à l'implantation d'un barrage.
- L'étude des débits, les crues et la régularisation nous a donné la capacité du barrage de point de vue débits avec un volume au niveau normal de la retenue de 33.723 Mm<sup>3</sup> et une hauteur du barrage de **26.5 m**.
- On a opté après l'étude d'optimisation pour une largeur importante de **80 m** de déversoir.
- Après une étude technico-économique nous avons opté pour une conception d'une digue en **remblai zoné à noyau d'argile**, nous avons ensuite vérifié l'équilibre de corps du barrage par le calcul des infiltrations et sa stabilité.
- Un barrage doit demeurer un ouvrage d'étude simple, de réalisation et d'entretien simple. Mais ce critère de simplicité doit toujours laisser le pas au critère de sécurité.
- On a choisi d'implanter un évacuateur des crues latéral à entonnement frontal sur la rive droite qui représente un minimum des travaux de terrassement.
- D'après un calcul estimatif la durée nécessaire pour l'achèvement des travaux est de **5 ans**.
- Enfin, les résultats de calculs confirment que la digue du barrage ne pose aucun problème ou difficulté technique.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

**Bernardo, A. R. & Santos L. (2004)** Manuel de conception et projets typiques des digues enterrées : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages. ANBT Alger.

**Buyan. César, M. Véliz. (2004)** Hydrologie appliquée : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages. ANBT Alger.

**COYNE et Bellier .Rapport P.005713-RP-10 - Tractebel Engineering France**

**Degoutte, G. (2002)** Petits barrages : Recommandation pour la conception. Editions CEMAGREF.

**MIHOUBI, M.K . (2013)** Ouvrages Hydrauliques. Polycopie de cours. ENSH. Blida.

**Muncher Ruck. Munich Re Group. (2004)** Guide technique pour les souscripteurs.

**TOUAIBIA, B. (2004)** Manuel pratique d'hydrologie. Edition Madani. Blida. Algérie.

**TOUAIBIA, B. (2001)** Polycopié de cours de régularisation des débits ; les retenues. ENSH. Blida.

**United States department of the interior, 1960.** *Design of small dams. A Water Resources Technical Publication. Third Edition, 1987.*

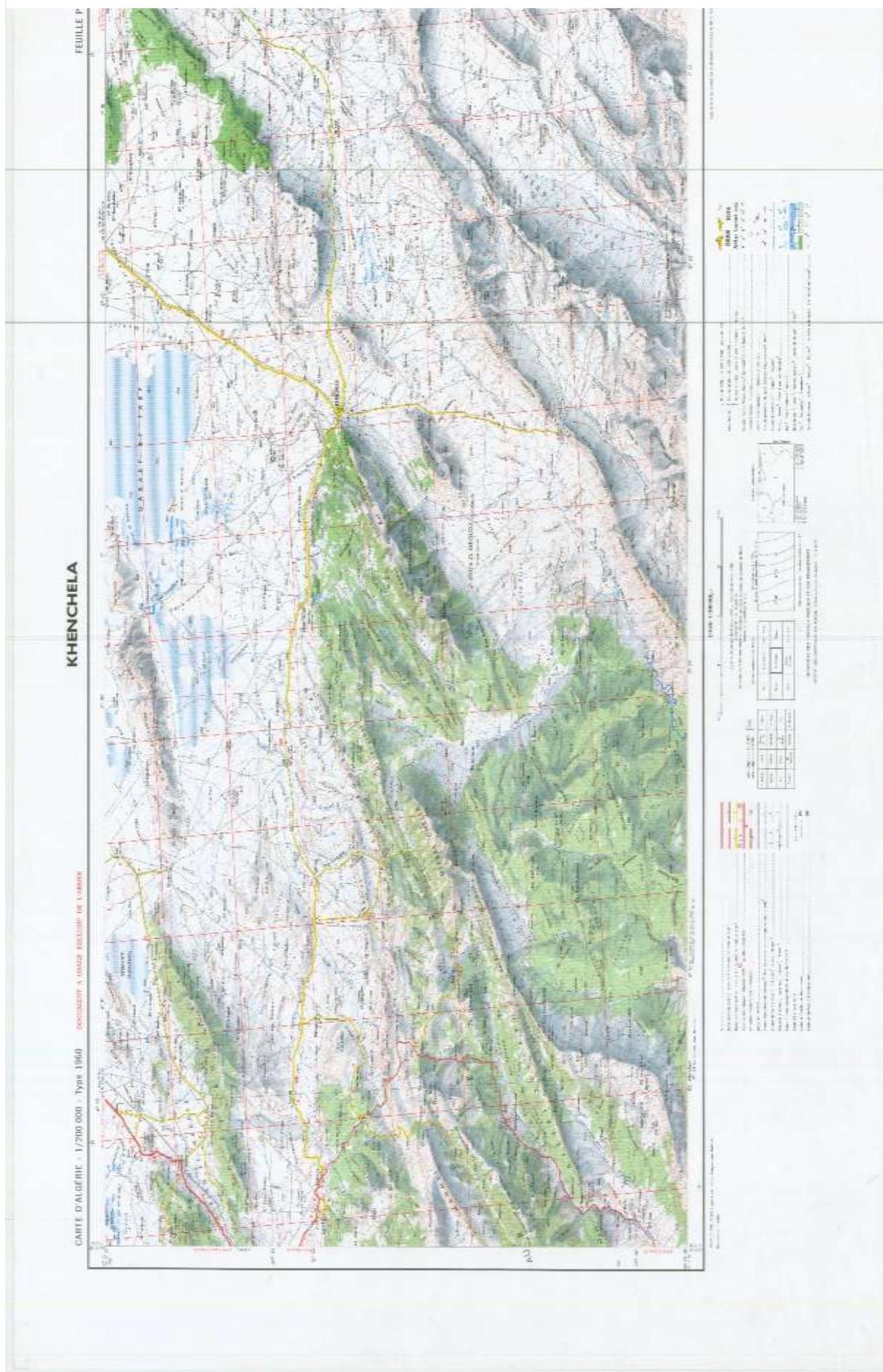
## REFERENCES SITO-GRAPHIQUES:

[https://moodle.insa-toulouse.fr/file.php/301/content/mcyr/chapitre\\_4-resistance\\_au\\_cisaillement\\_des\\_sols.pdf](https://moodle.insa-toulouse.fr/file.php/301/content/mcyr/chapitre_4-resistance_au_cisaillement_des_sols.pdf) [02/05/2017]

<http://www.barrages-cfbr.eu/Evacuateurs-de-crue.html> [15/08/2017]

[https://moodle.insa-toulouse.fr/file.php/301/content/jlerau/chapitre\\_1.pdf](https://moodle.insa-toulouse.fr/file.php/301/content/jlerau/chapitre_1.pdf) [12/09/2017]

## **ANNEXES**



**ANNEXE02 :**

**Tableau 01 : Résultats des essais RQD**

N°	Tranche (m)	Unité Lugeon	RQD(%)	Nature lithologique	régime
S01	5-10	10.32	66-90	Calcaire marneux	affouillement
	10-15	6.63	87-90	Calcaire marneux	affouillement
	15-20	4.70	80-83	Calcaire marneux	dilatation
	20-25	2.41	85-100	Calcaire marneux	dilatation
	25-30	1.31	80-88	Calcaire marneux	dilatation
S02	5-10	29.47	49-75	Calcaire marneux	turbulent
	10-15	23.52	55-94	Calcaire marneux	turbulent
	15-20	14.91	70-82	Calcaire marneux	turbulent
	20-25	27.55	75-90	Calcaire marneux	turbulent
	25-30	17.87	80-90	Calcaire marneux	turbulent
	30-35	8.46	80-88	Calcaire marneux	turbulent
	35-40	4.77	0-83	Calcaire marneux	affouillement
603	10-15	25.86	7-78	Calcaire marneux	turbulent
	15-20	36.59	35-100	Calcaire marneux	dilatation
	20-25	19.31	53-80	Calcaire marneux Et calcaire	dilatation
	25-30	9.75	60-80	Calcaire marneux	dilatation
	30-35	13.62	66-93	Calcaire marneux	dilatation
	35-40	16.80	40-56	Calcaire marneux	dilatation
604	10-15	42.48	50-81	Calcaire marneux	turbulent
	15-20	26.92	60-81	Calcaire marneux	turbulent
	20-25	21.59	55-97	Calcaire marneux	dilatation
	25-30	16.08	72-97	Calcaire marneux	turbulent
	30-35	20.12	63-90	Calcaire marneux	turbulent
	35-40	0.00	40-92	Calcaire marneux	-
	40-45	0.00	20-93	Calcaire marneux /marnes	-
	45-50	0.00	60-94	Calcaire marneux /marnes	-
S05	10-15	32.5	53-88	Calcaire marneux	Turbulent
	15-20	9.56	87-95	Calcaire marneux	dilatation
	20-25	7.60	80-93	Calcaire marneux	dilatation
	25-30	0.45	77-85	Calcaire marneux	affouillement
	30-35	3.66	78-93	Calcaire marneux	dilatation
	35-40	0.84	82-93	Calcaire marneux	dilatation
S06	5-10	16.58	55-80	Calcaire marneux	turbulent
	10-15	14.08	63-93	Calcaire marneux	affouillement
	15-20	26.34	67-90	Calcaire marneux	turbulent
	20-25	4.72	75-85	Calcaire marneux	dilatation

**Tableau 02 :** Tableau : Résultats d'essais physique sur la zone d'emprunt

tableau récapitulatifs des résultats des essais physiques (Argiles)																
pu its	pr of	granumométrie							limites d'Atterberg			Proctor normal		coeffi ent de perméa bilité	classi ficat°	
N°	m	cailloux	gravier	sable gros	sable fin	limons	argiles	<80µm	WL	WP	IP	Wopt	ydm ax		parties fines	
P1-P21		200-20	20-2	2-0,2	0,2-0,02	0,02-2u	<2u	%	%	%	%	%	t/m 3	K(cm/s)		
PO1	2-2,5	0	1	1	26	36	36	94	11,5	19	24	13,9	1,85		CL	
PO2	2,5-3	0	0	6	17	50	27	87	12	18	22	-			CL	
PO3	2-2,5	0	0	3	25	51	21	96	10	23	26	12	1,77		CL	
PO5	2,5-3	0	2	13	29	42	14	82	8	20	22	16,2	1,82		CL	
PO6	2,5-3	0	1	6	23	46	24	91	18	21	22				CL	
PO7	2-2,5	0	1	3	29	48	19	85	16	29	11	16,4	1,76	3,50E-08	CL - ML	
PO8	2,5-3	0	1	3	96			95	12	21	24					CL
PO9	2,5-3	0	14	9	27	36	14	76	8	21	21					CL
P10	3-3,5	0	1	9	23	46	21	84	14	22	24	14	1,69		CL	
P11	2-2,5	0	1	21	78			60	12	12	18	12	1,92		CL	
P12	2,5-3	0	1	8	26	48	17	90	8	20	21				CL	
P13	1,5-2	0	1	5	34	41	19	91	11,8	21	23				CL	
P14	1,5-2	0	13	11	76			73	9	20	23				CL	
P15	2-2,5	0	0	10	25	44	21	85	8,5	16	19	13,4	1,82		CL	

(Rapport P.005713-RP-10-COYNE ET Bellier- Tractebel Engineering France)

**ANNEXE03 : Série pluviométrique de la station BOUHMAMA**

année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1968	31	3	5	5,7	12,2	13,3	11,3	15,3	6,3	0	5,8	11,5	31
1969	19,5	29,5	4,5	27,4	16,8	10,8	5	30,8	35,2	9,5	22,6	0	35,2
1970	39	33,5	0	5,2	47,7	47,4	33,5	0	16,5	0	32	0	47,7
1971	18,3	10	19,8	18,2	20	9,2	12,7	29,2	17,5	20,4	0	12,8	29,2
1972	40,4	35,9	23,9	16,5	13,1	9,7	22	13,9	1,6	8,3	1,2	7,5	40,4
1973	7,5	7,5	11,3	87,6	5,5	11,5	12,1	10,3	11,4	22,2	2	0	87,6
1974	7,5	47,6	18,9	0	20,9	56	20,8	8,2	13,5	0	0	12	56
1975	7,5	47,6	18,9	0	20,9	56	20,8	8,2	13,5	0	0	12	56
1976	37	13	63,3	13	10,4	0	15	13	8	18,5	0	7,8	63,3
1977	0	0	22,4	0	0	15	0	21,2	4,3	0	0	82	82
1978	0	21,6	0	0	0	9	4,5	14	0	10,5	0	18	21,6
1979	26	7	6,4	3,4	17	13	22	12	16,5	0	1	0	26
1980	12	6	16	30	20	21,4	6	6	4,4	8,2	0	0,7	30
1981	18,7	7,4	1	12,6	21,9	15,1	10,7	21,2	25,7	4,2	7,9	6,3	25,7
1982	7,4	26,3	29,1	9,4	0	9,1	21,3	0	14,9	9,5	0	0	29,1
1983	0	54,1	5,4	24,5	15,3	60,2	19,3	14,2	0	0	0	0	60,2
1984	10,1	15	6	71,5	16,3	12,2	13	24,5	26	12	5,9	2,8	71,5
1985	12,7	5,1	6,5	2,6	12,5	5,7	57,5	23,2	15	10	0	7,9	57,5
1986	14,5	8,7	16,7	6	5,5	14,2	12	6	8,7	8,3	18,5	0	18,5
1987	0	15,1	37,2	3,8	9	3,3	4,2	3,2	20,5	35,9	0	11,5	37,2
1988	13,8	17,7	20,5	15,9	4,8	30,8	13,1	10,4	14,5	42,8	33,2	22,6	42,8
1989	35,9	6,5	6,9	6	72	0	37,5	23,6	18,1	8,1	29,9	22,5	72
1990	4,3	6,6	31,5	14,2	3,6	6,4	32,2	10,8	11	16,1	3,3	12,3	32,2
1991	21,4	22,7	19,4	12,9	8,7	24	32,3	13	22,7	4	23	32,1	32,3
1992	3,2	6,2	31,7	22,5	10,3	19,6	37,3	9,4	10,8	16,8	7,8	3,3	37,3
1993	6,7	17,3	10,5	67,7	21	11,9	24,6	6,8	15,7	1,4	13,2	6,7	67,7
1994	18,7	17,6	29,5	7,2	31,3	0	9,5	4,5	6,3	14,2	33,8	9,3	33,8
1995	17,7	17,9	4,1	15,2	74,9	26,4	56	17	16	5,2	7,5	13,4	74,9
1996	8,1	0	3,9	11,3	7,3	4,3	12,9	23,7	16,2	17	7,2	38,1	38,1
1997	75	15,7	53	23	3,5	22,5	21,5	26,7	12	24	0	12,3	75
1998	8,6	13	32,5	6	42,8	4,7	11,5	6,5	35,5	21,5	5,5	11,5	42,8
1999	1,5	14	42	41,5	0	8	5	2	15	19,5	5,5	5,5	42
2000	11	17	5,5	18	7,5	6,5	6,5	2	11,5	0	3	7	18
2001	24,5	32	17	2,5	5,5	7,5	7	8	14	0,9	18,5	28,5	32
2002	3,9	18,2	32	6,7	29,8	27,3	14	61,4	16,7	22	9,5	7,5	61,4
2003	16,6	14,5	14,2	60	12,9	13	40,2	45,5	32,7	43,5	6	5	60
2004	5,5	32,2	42,2	40	13,8	43,8	11,8	18,4	6	14,7	2,5	4	43,8
2005	29,5	11,4	9,3	15	24,3	39,6	8	20,5	74,5	28,5	25,5	5,8	74,5
2006	26,8	7,3	21	24,3	4,5	9	29,2	12,5	14	17	12	14	29,2
2007	27	16,7	6	49,7	9,8	6	14	23	82,3	4	21	50,5	82,3
2008	56,7	26,4	12	25	39,5	9,5	21,5	35,5	54,5	2,7	9	44,5	56,7
2009	19	11	0	9,5	40,5	17,7	17,5	25,3	34,6	24	7	20	40,5

**ANNEXE04 :**

**Tableau 01 :** Stabilité pour le cas de fin de construction R= 52.67

	R=	52,668	<b>Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont</b>											K <sub>ss</sub> =	2,18		
	r=	42												K <sub>as</sub> =	1,46		
	a	0,12															
N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	tgφ <sub>eq</sub>	N.tgφ <sub>eq</sub>	l	C <sub>eq</sub> .l			
-4	5,2668	1,9809	0	0	27,334	-0,4	0,917	25,052	-10,934	0,298	0,445	11,148	5,746	1,712			
-3	5,2668	5,3945	0	0	74,438	-0,3	0,954	71,009	-22,331	0,298	0,445	31,599	5,521	1,645			
-2	5,2668	8,2314	0	0	113,584	-0,2	0,980	111,289	-22,717	0,298	0,445	49,524	5,375	1,602			
-1	5,2668	10,51	0	0	145,032	-0,1	0,995	144,305	-14,503	0,298	0,445	64,216	5,293	1,577			
0	5,2668	12,265	0	0	169,245	0	1,000	169,245	0,000	0,298	0,445	75,314	5,267	1,569			
1	5,2668	13,49	0	0	186,143	0,1	0,995	185,210	18,614	0,298	0,445	82,418	5,293	1,577			
2	5,2668	14,168	0	0	195,498	0,2	0,980	191,549	39,100	0,298	0,445	85,239	5,375	1,602			
3	5,2668	14,263	0	0	196,818	0,3	0,954	187,752	59,045	0,298	0,445	83,550	5,521	1,645			
4	5,2668	13,715	0	0	189,252	0,4	0,917	173,452	75,701	0,298	0,445	77,186	5,746	1,712			
5	5,2668	12,422	0	0	171,406	0,5	0,866	148,442	85,703	0,298	0,445	66,057	6,082	1,812			
6	5,2668	10,298	0	0	142,100	0,6	0,800	113,680	85,260	0,298	0,445	50,587	6,583	1,962			
7	5,2668	6,7859	0	0	93,638	0,7	0,714	66,871	65,546	0,298	0,445	29,758	7,375	2,198			
8	5,2668	1,4506	0	0	20,017	0,8	0,600	12,010	16,013	0,298	0,445	5,344	8,778	2,616			
Somme					1724,503			1599,865	374,497			711,940		23,231			

**Tableau 02** : Stabilité pour le cas de fin de construction R= 49.82

2		R=	49,82	<b>Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont</b>										Kss =	2,43		
		r=	38											Kas =	1,60		
		a	0,12														
N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	tgφ <sub>eq</sub>	N.tgφ <sub>eq</sub>	l	C <sub>eq</sub> .l			
-3	6,548	2,04	0	3,6	15,859	-0,3	0,954	15,129	-4,758	0,298	0,445	6,732	6,864	1,714			
-2	4,982	4,22	0	4,94	120,548	-0,2	0,980	118,113	-24,110	0,298	0,445	52,560	5,085	1,620			
-1	4,982	6,41	0	5,6	157,881	-0,1	0,995	157,089	-15,788	0,298	0,445	69,905	5,007	1,556			
0	4,982	8,57	0	5,6	186,075	0	1,000	186,075	0,000	0,298	0,445	82,803	4,982	1,515			
1	4,982	10,75	0	4,94	205,784	0,1	0,995	204,752	20,578	0,298	0,445	91,115	5,007	1,492			
2	4,982	12,93	0	3,6	216,481	0,2	0,980	212,107	43,296	0,298	0,445	94,388	5,085	1,485			
3	4,982	15,06	0	1,63	218,177	0,3	0,954	208,127	65,453	0,298	0,445	92,617	5,223	1,492			
4	4,982	15,25	0	0	199,056	0,4	0,917	182,438	79,622	0,298	0,445	81,185	5,436	1,515			
5	4,982	14,83	0	0	193,574	0,5	0,866	167,640	96,787	0,298	0,445	74,600	5,753	1,556			
6	4,982	11,27	0	0	147,106	0,6	0,800	117,684	88,263	0,298	0,445	52,370	6,228	1,620			
7	4,982	7,21	0	0	94,111	0,7	0,714	67,209	65,878	0,298	0,445	29,908	6,976	2,079			
8	6,58	0,63	0	0	10,861	0,8	0,600	6,517	8,689	0,298	0,445	2,900	10,967	2,474			
Somme					1765,511			1642,879	423,911			731,081					

**Tableau 03** : Stabilité pour le cas de fin de construction R= 60.06

2		R=	60,06	<b>Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont</b>							Kss =	2,35			
		r=	48								Kas =	1,55			
		a	0,12												
N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	tgφ <sub>eq</sub>	N.tgφ <sub>eq</sub>	l	C <sub>eq</sub> .l	
-4	3,1	1,36	0	0	11,046	-0,4	0,917	10,124	-4,418	0,3	0,445	4,505	3,382	1,008	
-3	3,1	3,56	0	0	28,914	-0,3	0,954	27,583	-8,674	0,3	0,445	12,274	3,250	0,968	
-2	6,006	5,5	0	0	86,546	-0,2	0,980	84,798	-17,309	0,3	0,445	37,735	6,130	1,827	
-1	6,006	6,94	0,11	0	110,019	-0,1	0,995	109,467	-11,002	0,3	0,445	48,713	6,036	1,799	
0	6,006	7,4	0,27	0	118,439	0	1,000	118,439	0,000	0,3	0,445	52,705	6,006	1,790	
1	6,006	7,89	0,12	0	125,041	0,1	0,995	124,415	12,504	0,3	0,445	55,364	6,036	1,799	
2	6,006	8,56	0	0	134,698	0,2	0,980	131,976	26,940	0,3	0,445	58,729	6,130	1,827	
3	6,006	8,8	0	0	138,474	0,3	0,954	132,096	41,542	0,3	0,445	58,783	6,296	1,876	
4	6,006	8,69	0	0	136,743	0,4	0,917	125,327	54,697	0,3	0,445	55,771	6,553	1,953	
5	6,006	8,17	0	0	128,561	0,5	0,866	111,337	64,280	0,3	0,445	49,545	6,935	2,067	
6	6,006	7,14	0	0	112,353	0,6	0,800	89,882	67,412	0,3	0,445	39,998	7,508	2,237	
7	6,006	5,54	0	0	87,176	0,7	0,714	62,256	61,023	0,3	0,445	27,704	8,410	2,506	
Somme					1218,011			1127,700	286,995			501,826	21,656		

**Tableau04** : Stabilité pour le cas de fonctionnement normal R= 62.71

	R=	62,71	<b>Stabilité pour le cas de fonctionnement normal</b>											Kss =	1,91		
	r=	55												Kas =	1,31		
	a	0,12															
N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	tgφ <sub>eq</sub>	N.tgφ <sub>eq</sub>	l	C <sub>eq.l</sub>			
-3	3,5567	1,12	0	0	10,393	-0,3	0,954	9,914	-3,118	0,298	0,445	4,412	3,728	1,111			
-2	6,271	4,49	0	0	73,710	-0,2	0,980	72,221	-14,742	0,298	0,445	32,138	6,400	1,907			
-1	6,271	7,21	0	0,78	131,488	-0,1	0,995	130,829	-13,149	0,298	0,445	58,219	6,303	1,878			
0	6,271	9,25	0	1,38	175,004	0	1,000	175,004	0,000	0,298	0,445	77,877	6,271	1,869			
1	6,271	10,72	0	1,38	199,163	0,1	0,995	198,164	19,916	0,298	0,445	88,183	6,303	1,878			
2	6,271	11,55	0	0,78	202,733	0,2	0,980	198,637	40,547	0,298	0,445	88,394	6,400	1,907			
3	6,271	11,68	0	0	191,939	0,3	0,954	183,098	57,582	0,298	0,445	81,479	6,574	1,959			
4	6,271	9,54	0	0	156,765	0,4	0,917	143,678	62,706	0,298	0,445	63,937	6,842	2,039			
5	6,271	6,95	0	0	114,157	0,5	0,866	98,863	57,079	0,298	0,445	43,994	7,241	2,158			
6	6,271	6,95	0	0	114,157	0,6	0,800	91,326	68,494	0,298	0,445	40,640	7,839	2,336			
7	1,8	2,91	0	0	13,725	0,7	0,714	9,802	9,608	0,298	0,445	4,362	2,521	0,751			
Somme					1383,23522			1311,536	284,923			583,634		19,794			

**Tableau05** : Stabilité pour le cas de fin de construction R= 65.4

	R=	65,4	<b>Stabilité pour le cas de fonctionnement normal</b>							Kss =	2,71			
	r=	55								Kas =	1,67			
	a	0,12												
N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	tgφ <sub>eq</sub>	N.tgφ <sub>eq</sub>	l	C <sub>eq.l</sub>
-3	1,14	0,8148	0	0	2,468	-0,3	0,954	2,355	-0,740	0,298	0,445	1,048	1,194	0,356
-2	6,54	5,0534	0	0	87,911	-0,2	0,980	86,135	-17,582	0,298	0,445	38,330	6,675	1,989
-1	6,54	8,5689	0	0	149,068	-0,1	0,995	148,321	-14,907	0,298	0,445	66,003	6,573	1,959
0	6,54	11,406	0	0	198,420	0	1,000	198,420	0,000	0,298	0,445	88,297	6,540	1,949
1	6,54	13,585	0	0	236,323	0,1	0,995	235,139	23,632	0,298	0,445	104,637	6,573	1,959
2	6,54	15,105	0	0	262,776	0,2	0,980	257,467	52,555	0,298	0,445	114,573	6,675	1,989
3	6,54	15,947	0	0	277,426	0,3	0,954	264,647	83,228	0,298	0,445	117,768	6,856	2,043
4	6,54	16,066	0	0	279,496	0,4	0,917	256,162	111,798	0,298	0,445	113,992	7,136	2,126
5	6,54	12,836	0	0	223,305	0,5	0,866	193,388	111,653	0,298	0,445	86,058	7,552	2,250
6	6,54	10,558	3,2303	0	194,662	0,6	0,800	155,730	116,797	0,298	0,445	69,300	8,175	2,436
7	6,54	2,4128	1,5092	0	47,107	0,7	0,714	33,641	32,975	0,298	0,445	14,970	9,158	2,729
8	3,42	1,9672	0	0	17,896	0,8	0,600	10,738	14,317	0,298	0,445	4,778	5,700	1,699
Somme					1976,858			1842,141	513,725			819,753		23,484

**Tableau06** : Stabilité pour le cas de fin de construction R= 47.01

		R= 47,01	<b>Stabilité pour le cas de fonctionnement normal</b>										K <sub>ss</sub> = 2,01			
		r= 42											K <sub>as</sub> = 1,23			
		a 0,12														
N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	tgφ <sub>eq</sub>	N.tgφ <sub>eq</sub>	l	C <sub>eq</sub> .l		
-4	4,70	1,2869	0	0	15,850	-0,4	0,917	14,527	-6,340	0,298	0,445	6,465	5,129	1,529		
-3	4,70	4,9079	0	0	60,449	-0,3	0,954	57,664	-18,135	0,298	0,445	25,661	4,928	1,469		
-2	4,70	7,9543	0	0	97,970	-0,2	0,980	95,991	-19,594	0,298	0,445	42,716	4,798	1,430		
-1	4,70	10,481	0	0	129,089	-0,1	0,995	128,442	-12,909	0,298	0,445	57,157	4,725	1,408		
0	4,70	12,518	0	0	154,178	0	1,000	154,178	0,000	0,298	0,445	68,609	4,701	1,401		
1	4,70	14,106	0	0	173,742	0,1	0,995	172,871	17,374	0,298	0,445	76,928	4,725	1,408		
2	4,70	15,177	0	0	186,929	0,2	0,980	183,153	37,386	0,298	0,445	81,503	4,798	1,430		
3	4,70	15,782	0	0	194,382	0,3	0,954	185,429	58,315	0,298	0,445	82,516	4,928	1,469		
4	4,70	15,868	0	0	195,434	0,4	0,917	179,118	78,174	0,298	0,445	79,708	5,129	1,529		
5	4,70	15,378	0	0	189,406	0,5	0,866	164,031	94,703	0,298	0,445	72,994	5,428	1,618		
6	4,70	13,232	0,9918	0	165,398	0,6	0,800	132,318	99,239	0,298	0,445	58,882	5,876	1,751		
7	4,70	11,459	0,7188	0	142,896	0,7	0,714	102,048	100,027	0,298	0,445	45,411	6,583	1,962		
	4,70	8,565	0	0												
8	4,70	2,7417	0	0	33,768	0,8	0,600	20,261	27,015	0,298	0,445	9,016	7,835	2,335		
Somme					1739,492			1590,031	455,254			707,564		20,736		

**Tableau07** : Stabilité pour le cas de fin de construction R= 50.78

	R=	50,78	Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont								Kss =	2,87			
	r=	40									Kas=	1,81			
	a	0,12													
N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	h <sub>4</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	tgφ <sub>eq</sub>	N.tgφ <sub>eq</sub>	l	C <sub>eq</sub> .l
-4	3,783 7	2,218 8	0,633 4	0	0	23,242	-0,400	0,917	21,302	-9,297	0,29 8	0,445	9,479	4,12 8	1,230
-3	5,078	3,237 3	2,907	0	0	50,746	-0,300	0,954	48,409	-15,224	0,29 8	0,445	21,542	5,32 3	1,586
-2	5,078	4,445 4	4,586 2	0	0	71,253	-0,200	0,980	69,814	-14,251	0,29 8	0,445	31,067	5,18 3	1,544
-1	5,078	5,351 5	5,743 5	0	0	86,364	-0,100	0,995	85,931	-8,636	0,29 8	0,445	38,239	5,10 4	1,521
0	5,078	6,322 6	6,432 7	0	0	101,104	0,000	1,000	101,104	0,000	0,29 8	0,445	44,991	5,07 8	1,513
1	5,078	7,214 4	6,710 9	0	0	113,704	0,100	0,995	113,134	11,370	0,29 8	0,445	50,344	5,10 4	1,521
2	5,078	8,066 3	6,535 5	0	0	124,574	0,200	0,980	122,057	24,915	0,29 8	0,445	54,316	5,18 3	1,544
3	5,078	8,907	5,818 9	0	0	133,867	0,300	0,954	127,701	40,160	0,29 8	0,445	56,827	5,32 3	1,586
4	5,078	10,05 6	4,219 7	0	0	144,936	0,400	0,917	132,836	57,975	0,29 8	0,445	59,112	5,54 1	1,651
5	5,078	11,55 4	1,568 4	0	0	157,861	0,500	0,866	136,712	78,931	0,29 8	0,445	60,837	5,86 4	1,747
6	5,078	0	11,11 2	0	0	29,341	0,600	0,800	23,473	17,605	0,29 8	0,445	10,445	6,34 8	1,892
7	2,044	0	7,966 7	0	3,07	8,468	0,700	0,714	6,047	5,927	0,29 8	0,445	2,691	2,86 2	0,853

**Tableau08** : Stabilité pour le cas de fin de construction R= 63.08

		R= 63,08	Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont										Kss = 1,50		
		r= 49,5											Kas = 1,05		
		a 0,12													
N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	h <sub>4</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	tgφ <sub>eq</sub>	N.tgφ <sub>e</sub> q	l	C <sub>eq</sub> .l
-3	3,525 8	1,097 7	1,060 1	0	0	12,1	-0,3	0,954	11,527	-3,625	0,29 8	0,44 5	5,130	3,696 0	1,1 0
-2	6,308	2,373 8	3,228 6	0	0	49,8	-0,2	0,980	48,815	-9,964	0,29 8	0,44 5	21,723	6,438 1	1,9 2
-1	6,308	3,637 1	4,687 9	0	0	75,5	-0,1	0,995	75,109	-7,549	0,29 8	0,44 5	33,423	6,339 8	1,8 9
0	6,308	4,945 6	5,482 1	0	0	99,7	0	1,000	99,718	0,000	0,29 8	0,44 5	44,374	6,308 0	1,8 8
1	6,308	6,221 2	5,690 9	0	0	121,5	0,1	0,995	120,876	12,14 8	0,29 8	0,44 5	53,790	6,339 8	1,8 9
2	6,308	7,256 2	5,416 4	0	0	137,7	0,2	0,980	134,908	27,53 8	0,29 8	0,44 5	60,034	6,438 1	1,9 2
3	6,308	8,321 5	4,524 9	0	0	152,4	0,3	0,954	145,353	45,71 1	0,29 8	0,44 5	64,682	6,612 6	1,9 7
4	6,308	9,587 1	2,661 8	0	0	167,2	0,4	0,917	153,220	66,87 1	0,29 8	0,44 5	68,183	6,882 6	2,0 5
5	6,308	10,77	0	0	0	178,0	0,5	0,866	154,151	88,99 9	0,29 8	0,44 5	68,597	7,283 9	2,1 7
6	6,308	8,214	0	0	0	135,8	0,6	0,800	108,602	81,45 1	0,29 8	0,44 5	48,328	7,885 0	2,3 5
7	6,308	1,249 2	0	0	2,9783	49,2	0,7	0,714	35,137	34,44 1	0,29 8	0,44 5	15,636	8,833 0	2,6 3
Somme						1178,8			1087,4	336,0			483,9		21,8

**Tableau 09** : Stabilité pour le cas de fin de construction R= 65.67

	R=	65,67	<b>Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont</b>										Kss =	1,28			
	r=	48											Kas =	1,01			
	a	0,12															
N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	h <sub>4</sub>	W	sin α	cos α	N	T	C <sub>eq</sub>	tgφ <sub>eq</sub>	N.tgφ <sub>eq</sub>	l	C <sub>eq</sub> .l		
-2	6,567	0	0	3,12	0	40,4	-0,2	0,98	39,548	-8,073	0,289	0,445	17,60	6,70	1,94		
-1	6,567	0	0	5,54	0	71,7	-0,1	0,99	71,312	-7,167	0,289	0,445	31,73	6,60	1,91		
0	6,567	0	0	7,62	0	98,6	0	1,00	98,580	0,000	0,289	0,445	43,87	6,57	1,90		
1	6,567	0	1,45	7,47	0	108,4	0,1	0,99	107,808	10,835	0,289	0,445	47,97	6,60	1,91		
2	6,567	0	3,18	6,5	0	109,8	0,2	0,98	107,559	21,955	0,289	0,445	47,86	6,70	1,94		
3	6,567	0	4,8	5,08	0	104,5	0,3	0,95	99,679	31,347	0,289	0,445	44,36	6,88	1,99		
4	6,567	0	6,39	2,88	0	88,9	0,4	0,92	81,454	35,549	0,289	0,445	36,25	7,17	2,07		
5	6,567	0	7,84	0	0	63,3	0,5	0,87	54,843	31,663	0,289	0,445	24,41	7,58	2,19		
6	6,567	0	5,39	0	0	43,5	0,6	0,80	34,830	26,122	0,289	0,445	15,50	8,21	2,37		
7	6,567	0	1,62	0	0	13,1	0,7	0,71	9,345	9,160	0,289	0,445	4,16	9,20	2,66		
8	1,9	0	0,9	0	0	2,1	0,8	0,60	1,262	1,683	0,289	0,445	0,56	3,17	0,92		
Somme						744,16			706,218	153,07563			314,267		21,78		