

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHESCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdallah -

DEPARTEMENTGENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

**ETUDE DE FAISABILITE D'UNE RETENUE COLLINAIRE
SUR OUED TLETA (W .TIARET)**

Présenté par :

M^{elle}: SAIDI Saida.

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prenon	Grade	Qualite
M^r M.K.MIHOUBI	M.C.A	Président
M^r HEBBOUCHE	M.A.A	Examineur
M^{me}N.HADJ SADOK	M.A.A	Examinatrice
M^rM.D BENSALAH	M.A.A	Examineur
M^r M.BOUKHLIFA	M.A.B	Examineur
M^r M.HASSANE	M.C.B	Promoteur

Septembre 2013

Remerciement

*Je remercie tout d'abord le bon Dieu de m'avoir aidé et donner la patience
et le courage afin d'achever ce modeste travail.*

*A l'issu de ce mémoire de fin d'étude, je tiens à exprimer mes vifs
remerciement à toute personne m' a aidé, encouragé, soutenu pour
L'accomplissement de ce travail.*

*Le grand remerciement va pour mon promoteur Mr M.HASSANE pour ses
encouragements et son soutien pendant toute la période de l'élaboration de ce
travail.*

*Je tiens à remercier l'ensemble des enseignants de l'ENSH, particulièrement
Le jury qui me fera l'honneur d'apprécier ce travail.*

Merci

SAIDI saida

DEDICACE

La vie est un parcours dur, une succession d'évènements et de souvenirs, par fois bons et toute fois très touchant, mais elle reste toujours ce parcours qui nous identifie.

Je dédie mon travail tout d'abord

A ces deux perles rares qui rayonnent dans ma vie, à mes chers parents pour tous ce qui m'ont donné, j'avoue que je ne pourrais jamais les remercier assez

A mon cher frère Ibrahim et mes chères sœurs Hayet, Fatimazohra Amina et Hadjer.

A toute ma famille, sans exception.

A tous mes amis, sans exception, surtout : Fatima, Manel, Souad, Majda, Zidane, Nassim, Malek, Sofiane et Khaled.

A tous se qui m'aime

Merci

SAIDI saida

قنزخم قريغص دودس ءاشزبا كلذو نطول تابل او فلخم يئ حانلا ج انزل افبلك، يلح قريزازجلا قلودلا لمع،
دس ءازب عورشم نم تراپ قولاو تدانسسا قيجار نسل ا هذه راطا يئ ، قيجلانلا قطانملا قصاخ ءابملا نم قريغص تايمكلاو
قيجولويجل قئم عم قسار دب اهللاخ انمئ ثي ح قركنملا هذه عوضوم وه يذلاو ءانصرلا قعوشم قهدلب يئ قتيك داو يلح عقاو
هناقلمو هءاعبالأ قددحم قسار دب انمئ م. دسلا اذه قيجولوردپه.

Résumé

L'état Algérien s'efforce à l'intensification de la production agricole par la création des retenues collinaires qui représentent des substantielles réserves d'eau .Dans le cadre de cette stratégie la Willaya de Tiaret a bénéficié d'un projet de construction d'une retenue collinaire sur Oued TLETA commune de MECHERAA S'FA, cette retenue fait l'objet de ce mémoire, Nous avons pris le soin de faire une étude détaillée de la géologie et de l'hydrologie de cette retenue, puis Nous somme passé au dimensionnement de la digue et des ouvrages annexes

Abstract

the Algerien government is working to develop the agricultural production in its diferent states,in terms of building small dams which stock big amount of water especially in agricultural areas. In the context of this stategy the state of Tiaret has benefited from the project of building a dam situated on Oued TLETA in MECHERAA S'FA town , which is the subject of this thesis, we have done a detailed study of the geological and hydrogeological aspects of the dam and we folow with the study of itsdimentions and annexes

SOMMAIRE

Introduction générale	1
-----------------------------	---

CHAPITRE I : PRESENTATION DU SITE

Introduction.....	2
I-Présentation du site	2
I-1 Introduction	2
I-2 Situation géographique du site	2
I-3 Situation morphologique	3
I-4 Caractéristiques morphologiques de la zone d'étude	3
I-5 Conclusion	5

CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

II-1 Etude géologique	6
II-1-1 Introduction	6
II-1-2 Géologie régionale	6
II-1-3 Sismicité de la région d'étude	7
II-1-4 Géologie et hydrogéologie du bassin versant	9
II-1-5 Analyse lithologique de la cuvette	9
II-1-6 Analyse hydrogéologie de la cuvette	10
II-1-7 Matériaux de construction de la retenue collinaire	10
II-1-8 Constatations et recommandations	10
II-2 Etude géotechnique	11
II-2-1 Prospection géotechnique du terrain	11
II-2-2 Essais géotechniques de laboratoire	13
II-2-3 Conclusions générales et recommandations	18

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

III-1 Introduction.....	19
III-2 Le bassin versant	19
III-2-1 Caractéristiques physiques du bassin versant	19
III-2-2 Caractéristiques hydro-morphologiques	19
III-2-3 Hypsométrie du bassin versant	21
III-2-4 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant	26
III-2-5 Profil en long de l'Oued	29
III-3 Caractéristiques climatique du bassin versant	31
III-4 Choix de la loi d'ajustement	34

III-4-1 Homogénéisation des données	34
III-4-2 Les pluies maximales journalières	35
III-5 Etude des apports	42
III-5-1 Estimation de l'apport moyen annuel (A0)	42
III-5-2 Répartition mensuelle de l'apport moyen	43
III-5-3 Caractéristiques de l'écoulement	43
III-5-4 Les apports fréquents	44
III-5-5 Apport solide et l'estimation du volume mort	45
III-6 Etude des crues	47
III-6-1 Hydrogramme de crue	49
III-6-2 Choix de la crue de projet	52
III-6-3 Choix de la crue de chantier	54
III-7 Régularisation	55
III-7-1 Répartition mensuel de l'apport 80%	55
III-7-2 Répartition mensuelle des besoins	55
III-7-3 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»	55
III-7-4 Calcul du volume utile	57
III-7-5 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	58
III-7-6 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)	60
III-8 Laminage des crues	63
III-9 Etude d'optimisation	69
III-10 Calcul des coûts	72
Conclusion	76

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES

IV -1 Introduction	77
IV-2 Choix du site de la retenue	77
IV-3 Choix du type du barrage	77
IV-4 Etude comparative	79
IV-5 Etude de la variante retenue	81
IV-6 Définition de profil général du barrage	82
IV-6-1 Hauteur de barrage	81
IV-6-2 Largeur en crête	82
IV-6-3 Longueur en crête	83
IV-6-4 Classification de l'ouvrage	83
IV-6-5 Bermes	84
IV-6-6 Pentes des talus	84
IV-6-7 Protection des talus	84
IV-6-8 Drainage de la digue	86
IV-7 Etanchéité du barrage	91

IV-7-1 Clé d'ancrage	91
IV-7-2 Protection de la crête	91
IV-7-3 Protection contre l'envasement	91
IV-8 Calcul des infiltrations à travers la digue et la fondation	92
IV-8-1 Ligne de saturation	93
IV-8-2 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue	94
IV-8-3 Calcul du débit de fuite à travers la fondation	94
IV-8-4 Vérification de la résistance à l'infiltration des sols du corps et de la fondation	95
IV-9 Calcul de stabilité	97
IV-9-1 Conséquences de l'instabilité des talus.....	97

CHAPITRE V: OUVRAGES ANNEXES

V-1 Introduction	105
V-2 Dimensionnement de l'évacuateur de crues	105
V-3 Ouvrage de vidange	114
V-4 La prise d'eau	117
V-5 Conclusion	118

CHAPITRE VI :DERIVATION PROVISOIRE

VI-1 Introduction	119
VI-2 Type d'ouvrage de dérivation provisoire	119
VI-3 Choix de la crue de dimensionnement	119
VI- 4 Dimensionnement de la dérivation provisoire	120
VI- 4-1 La galerie de dérivation	120
VI-4-2 Le batardeau	123
VI-4-3 Construction du batardeau	126
Conclusion.....	128

CHAPITRE VII : PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL

VII-1 Introduction	129
VII-2 Conditions dangereuses dans le chantier	129
VII-3 Actions dangereuses	129
VII-4 Mesures préventives	130
VII-5 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation	130
Conclusion	131

CHAPITRE VIII ORGANISATION DE CHANTIER

VIII-1 Introduction	132
VIII- 2 Succession des travaux	132
VIII-3 Planification	135
Conclusion générale	138

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II :ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Tableau II.01 : Coefficients d'accélération.....	8
Tableau II-02 : Tableau récapitulatif des essais physiques.....	12
Tableau II-03 : Récapitulation des essais mécaniques.....	12
Tableau II-03 : Récapitulation des essais mécaniques (Suite).....	13
Tableau II-04: propriétés géotechniques des marnes (substratum).....	13
Tableau II-05: Tableau récapitulatif des résultats des essais physiques sur la zone d'emprunt.....	14
Tableau II-06: Etat de sol selon leur teneur en eau.....	14
Tableau II-07: résultats de l'essai de Cisaillement rectiligne à la boîte.....	16

CHAPITRE III : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III.01 : Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	21
Tableau III.02 : détermination de la pente Roche Ip.....	23
Tableau III.03: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).....	24
Tableau III.04 : récapitulatif de mesures des longueurs des courbes de niveaux	25
Tableau III.05 : Récapitulatif du temps de concentration.....	27
Tableau III.06 : la longueur du cours d'eau principal en chaque altitude.....	29
Tableau III.07 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant de la retenue de Mecheraa Sfa.....	30
Tableau III.08 : Températures Moyennes Mensuelles (°C) de TIARET.....	31
Tableau III.09 : Evaporation Moyenne Mensuelle.....	31
Tableau III.10 : Répartition mensuelle de l'humidité relative.....	31
Tableau III.11 : répartition des vitesses de vent.....	31
Tableau III.12 : caractéristiques de la station.....	32
Tableau III.13 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle.....	32
Tableau III.14 : Les paramètres statistiques de l'échantillon.....	34
Tableau III.15. Ajustement à la loi de GUMBEL	35
Tableau III.16.Comparaison des caractéristiques de la loi normal et de l'échantillon.....	36
Tableau III.17. Ajustement a la loi log normale.....	37

Tableau III.18.Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon.....	38
Tableau III.19 Pluies de courtes durées et leur intensité	40
Tableau III.20: Récapitulatif des résultats.....	42
Tableau III.21: Distribution moyenne mensuelle des apports.....	43
Tableau III.22: Les apports liquides de différentes fréquences.....	45
Tableau II.23: La répartition mensuelle de l'apport 80%45	
Tableau III.24 : Résultats de calcul de débit de crue pour différentes périodes de retour	49
Tableau III.25. Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour.....	50
Tableau III.26. Crue de projet en fonction des catégories des dommages	52
Tableau III-27 : Choix de la crue de projet.....	53
Tableau .III.28 : La répartition mensuelle de l'apport 80% est donnée dans le tableau suivant	55
Tableau III.29 : Répartition mensuelle des besoins en eau.....	55
Tableau III.30 : Courbe topographiques et volumétriques	56
Tableau III.31 : Régularisation saisonnière sans tenir en compte des pertes.....	59
Tableau III.32 : Les volumes des pertes dans la retenue.....	61
Tableau III.33: Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	62
Tableau III-34: Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.....	64
Tableau III-35 : Détermination de H_0 et Q en fonction de b_{65}	
Tableau III-36 : Débits déversants en fonction de h et b et le volume de crue.....	65
Tableau III-37 : Débits déversants en fonction de h et b et le volume de crue.....	66
Tableau III.38 : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.....	69
Tableau III-39: calcul de la largeur en crête.....	71
Tableau III.40: coût et volume de la digue.....	72
Tableau III.41 : coût de déversoir.....	73
Tableau III-42 : Coût de coursier.....	74
Tableau III.43: coût Totale de la Retenue.....	74
Tableau III-44: Tableau récapitulatif.....	75

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES

Tableau IV.01 : Valeurs indicatives des pentes des talus.....	78
Tableau IV.02: les coûts des variantes étudiées.....	80
Tableau IV.03 : Récapitulation des résultats de calcul de la revanche.....	81
Tableau IV.04: Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.....	82

Tableau IV.05 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....	82
Tableau IV.06 : La valeur de C.....	84
Tableau IV.07 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.....	84
Tableau IV-08: Coordonnées de la ligne de saturation	93
Tableau IV.09 : Gradient d'infiltration admissible.....	95
Tableau IV.10 : Détermination du coefficient de sécurité.....	95
Tableau IV.11 : Détermination des rayons max et min.....	98
Tableau IV-12 : Valeurs admissibles des coefficients de sécurité.....	98
Tableau IV.13 : Caractéristiques géotechniques des sols.....	102
Tableau IV.14 : Valeurs des Coefficients de sécurité	103
Tableau V.01 : Coordonnées du seuil Déversant.....	104

CHAPITRE V: OUVRAGES ANNEXES

Tableau V.02 : Calcul de la profondeur normale.....	106
Tableau V.03: Ligne d'eau à pas d'espace de 10m.....	109

CHAPITRE VI :DERIVATION PROVISOIRE

Tableau VI-01 : Coefficient de débits.....	119
Tableau VI-02 : $Q = f(D)$	102
Tableau VI.03 : $H_{dév} = f(T)$	120
Tableau VI.04 : Résultats du laminage.....	121
Tableau VI.05 : récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau.....	121
Tableau VI.06 : Paramètres de calcul d'optimisation.....	122
Tableau VI.07: Résultats de calcul d'optimisation.....	123

CHAPITRE VII : PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL

Tableau VII -01 : plan de sécurité adapté aux travaux.....	128
--	-----

CHAPITRE VIII ORGANISATION DE CHANTIER

Tableau VIII-1 : symboles des opérations.....	134
---	-----

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DU SITE

Figure 1: Situation de la retenue la retenue collinaire sur Oued TLETA	03
Figure 2 : vue à partir de la rive gauche de la cuvette et de l'axe de la digue	04
Figure 3 : Vue sur l'ensemble de la cuvette à partir de la rive gauche	04

CHAPITRE II :ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Figure 1: Extrait de carte géologique régionale.....	06
Figure 2: la carte de zonage sismique du territoire nationale.....	07
Figure 3: Coupe géologique selon l'axe de la digue	11

CHAPITRE III : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

Figure 1: Rectangle équivalent.....	20
Figure 2: répartition et courbe hypsométrique	21
Figure 3: Le réseau hydrographique du bassin versant	28
Figure 4 : Profil en long du cours d'eau principal.....	29
Figure 5: Répartition mensuelle des précipitations	32
Figure 6: Ajustement a la loi de GUMBEL	36
Figure 7: Ajustement a la loi log normale	38
Figure 8 : Courbe des intensités fréquentielles	41
Figure 9: Pluies de Courte durée	41
Figure 10: Répartition mensuelle de l'apport moyen	43
Figure 11: Répartition mensuelle de l'apport 80%	45
Figure 12: L'Hydrogrammes des crues probables en fonction de temps (par SOKOLOVSKY)	51
Figure 13 : Courbe surface hauteur	57
Figure 14: Courbe capacité hauteur.....	57
Figure 15: Courbes $q=f(H)$	68
Figure 16: Courbes $q=f(H)$	68
Figure 17: Courbes d'optimisation.....	75

CHAPITRE V: OUVRAGES ANNEXES

Figure 1: Profil du déversoir	105
-------------------------------------	-----

CHAPITRE VI :DERIVATION PROVISOIRE

Figure 1: Schéma de calcul	122
Figure 2: Courbes d'optimisation.....	124
Figure 2: Construction du batardeau	124

LISTE DES PLANCHES

Planche N°1 : Plan d'aménagement d'une retenue collinaire sur Oued Tleta (W.TIARET).

Planche n°2 : Coupes types des deux variantes d'une retenue collinaire sur Oued Tleta (W.TIARET).

Planche n°3 : Coupes type la digue choisie d'une retenue collinaire sur Oued Tleta (W.TIARET).

Planche n°4 : Coupes en travers de la digue d'une retenue collinaire sur Oued Tleta (W.TIARET).

Planche n°5 : Schéma de calcul de stabilité d'une retenue collinaire sur Oued Tleta (W.TIARET).

Planche n°6 : Profil géologique suivant l'axe de la digue d'une retenue collinaire sur Oued Tleta (W.TIARET).

Planche n°7: Profil en long de la vidange de fond et de la prise d'eau d'une retenue collinaire sur Oued Tleta (W.TIARET).

Planche n°8 : Profil en long de l'évacuateur de crue d'une retenue collinaire sur Oued Tleta (W.TIARET).

Introduction générale :

La nécessité de voir des mécanismes nouveaux pour le développement de l'agriculture dans notre pays est devenue un atout primordial tant la situation du secteur est devenue alarmante.

Dans ce contexte, l'utilisation de toutes les potentialités s'avère nécessaire, car les ressources en eau sont considérées aujourd'hui comme un facteur décisif pour l'augmentation de la production agricole, et un élément déterminant pour la croissance économique du pays, et l'amélioration des conditions de vie du citoyen.

Des efforts considérables ont été consentis par l'état pour accroître la mobilisation des ressources hydriques, contribuant depuis la dernière décennie à une meilleure satisfaction des besoins en eau de la population, ainsi que de l'agriculture et de l'industrie.

La construction d'un petit barrage sur Oued TLETA, dans la wilaya de TIARET, s'inscrit dans cette perspective qui vise à mobiliser les eaux de ruissellement et les apports naturels de son bassin versant et les exploiter dans l'irrigation des terres environnantes, et même pour les besoins en eaux potables.

De ce fait, le travail de ce mémoire de fin d'études consiste à concevoir un petit barrage qui peut s'adapter aux conditions locales du milieu (topographique, géologique et hydrologique) et répondre aux objectifs généraux du projet.

CHAPITRE I : PRESENTATION DU SITE**I.Présentation du site****I-1 Introduction**

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

I-2 Situation géographique du site

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

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

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

Le site de la future retenue collinaire sur Oued TLETA se trouve à 10 km environ à vol d'oiseau au Nord-Ouest de la commune de Mechraa Sfa et au Nord-Ouest de la ville de Tiaret à une distance de 30 kilomètres environ à vol d'oiseau.

Les coordonnées Lambert du site sont :

$$\mathbf{X} = 342,00 \text{ Km.}$$

$$\mathbf{Y} = 238,40 \text{ Km.}$$

$$\mathbf{Z} = 470 \text{ m}$$

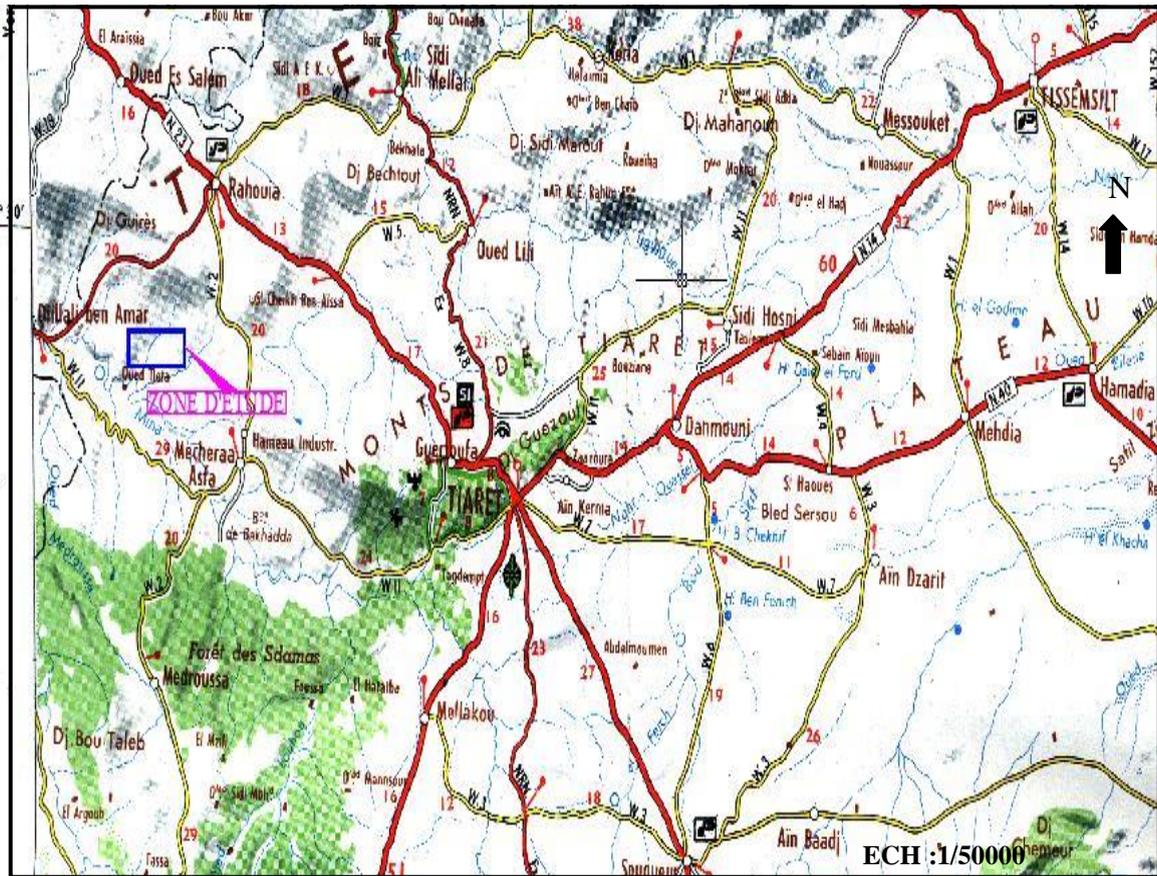


Figure I-01: Situation de la retenue collinaire sur Oued TLETA

I-3 Situation morphologique

Sur la base des cartes d'état major et les reconnaissances de terrain, la morphologie du terrain pour le site de la retenue est favorable.

I-4 Caractéristiques morphologiques de la zone d'étude

La zone d'étude de la retenue collinaire sur Oued TLETA présente un relief très régulier, l'emplacement du site est caractérisé par une bonne cuvette, la pente du relief est acceptable, la gorge choisie pour l'emplacement de l'axe du barrage est sensiblement ouverte.

Les travaux topographiques ont permis de faire un levé topographique de la cuvette à l'échelle 1/1000.



Figure I-02: vue à partir de la rive gauche de la cuvette et de l'axe de la digue.



Figure I-03 : Vue sur l'ensemble de la cuvette à partir de la rive gauche.

I-5 Conclusion

De façon générale on peut dire que le site du petit barrage de la commune de MECHERAA SFA est faisable du point de vue topographique.

CHAPITRE II :ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

II.1 Etude géologique**II.1.1 Introduction**

La faisabilité d'un barrage est basée sur la nature géologique de son axe et de sa cuvette. Ce site doit être géologiquement acceptable c'est-à-dire qu'il doit assurer une bonne assise de la digue et pouvoir fournir les matériaux nécessaires pour sa construction.

La cuvette doit être étanche et les berges de la retenue stables.

Le sol de fondation doit présenter de bonnes caractéristiques mécaniques tels que :

Faible compressibilité, perméabilité, degré d'altération et grande résistance à l'écrasement.

II.1.2 Géologie régionale

La retenue collinaire sur Oued TLETA, est située dans la commune de MACHRAA SFA, dans les monts de la Mina. Ceux ci constituent la terminaison sud orientale du massif de l'Ouarsenis. La majeure partie, des sédiments constituant ce massif, est charriée.

Dans l'Ouarsenis comme dans les autres régions du Tell méridional, toutes les grandes nappes se sont déplacées durant le miocène. A l'échelle régionale, les auteurs distinguent schématiquement, dans l'Ouarsenis les unités tectoniques suivantes :

- **L'unité oligo-miocène**

On nomme unité oligo-miocène une nappe de charriage constituée comme son nom l'indique, presque uniquement par des marnes oligocènes et des grès miocènes.

Cette unité est charriée sur des sédiments autochtones peu plissés et son extrémité méridionale est inter stratifiée dans le Miocène inférieur de Tiaret.

Ce sont soit des marno -calcaires de la nappe de Chouala, soit des marnes sénoniennes qui chevauchent cette formation.

- **L'unité des Chouala**

Il s'agit d'une nappe de charriage, qui s'est déplacée du nord vers le sud. Elle repose sur un complexe oligo- miocène et est recouverte en majeure partie par une autre nappe nommée unité sénonienne.

Cette unité est caractérisée par la présence de marno - calcaires du Crétacé inférieur et moyen dans lesquels sont inclus des blocs de calcaire jurassique.

- **Unité sénonienne**

Cette nappe de charriage est formée presque exclusivement par des formations marno – calcaires du Sénonien supérieur. Notons que cette unité, constituée par un matériel plus plastique que la nappe de Chouala, s'est avancée beaucoup plus loin que cette dernière vers le sud

- **Unité albo – cénomanienne**

Cette unité forme l'ossature de l'Ouarsenis proprement dit. Elle est constituée par un flysch albo–aptien et par des marno – calcaires cénomaniens. Cet ensemble repose anormalement au sud sur la nappe sénonienne; au nord il est chevauché par d'autres dépôts appartenant au crétacé supérieur.

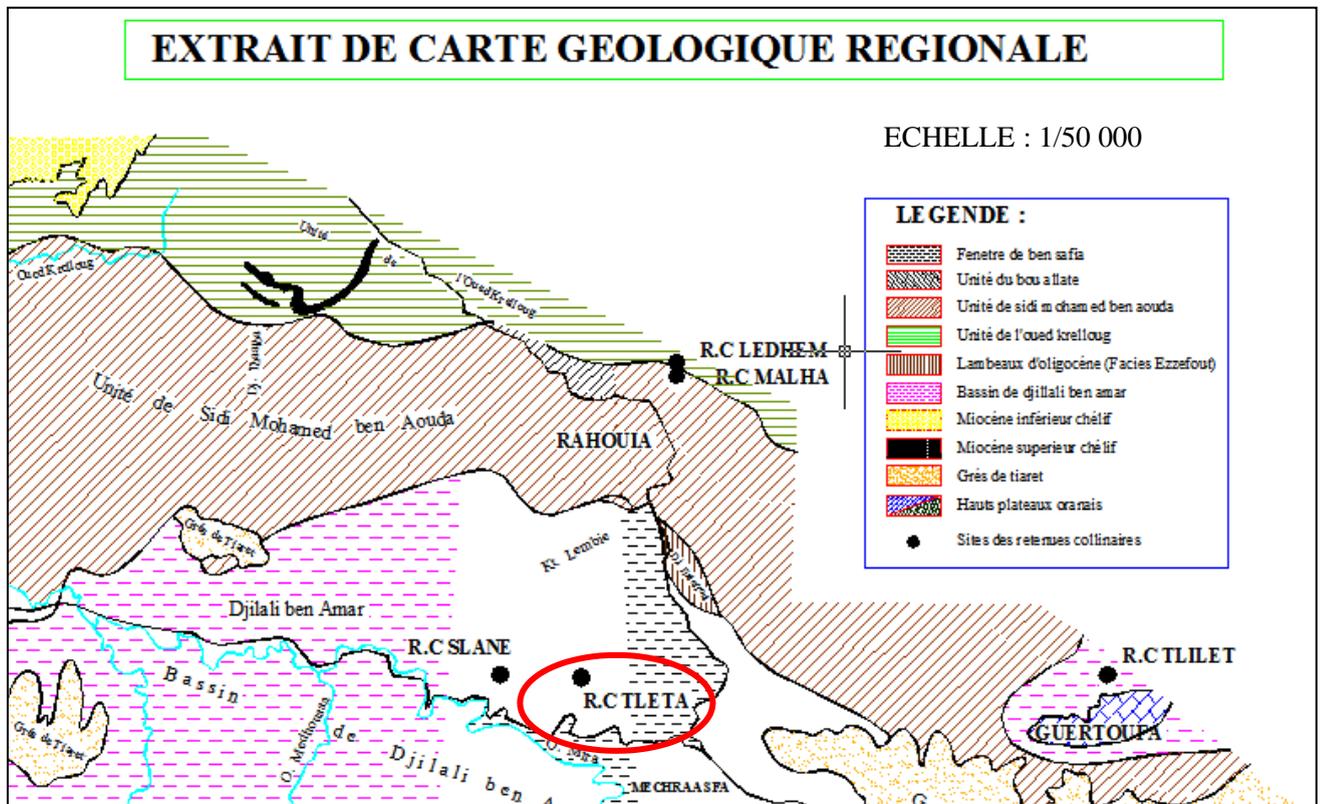


Figure II.01 : Extrait de carte géologique régionale

II.1.3 Sismicité de la région d'étude

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.

Ainsi, l'activité sismique peut infliger, au développement des régions entières, des dégâts considérables et des retards dont les répercussions s'étalent sur des dizaines d'années.

Les séismes de Chlef du 10 octobre 1980 à l’instar de celui de Boumerdès le 21 Mai 2003 continuent de peser sur les dépenses publiques et locales. Et pour pouvoir éviter le phénomène, la construction des ouvrages doit se faire de telle sorte à leur garantir une protection tolérable en répondant, surtout, aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA).

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.

Selon le règlement R.P.A la retenue collinaire sur oued TLATA objet de cette étude :

- Est située dans la zone « I » (zone caractérisée par une faible intensité sismique selon les R.P.A, correspondant à une intensité égale à VII selon l’échelle de MERCALI).
- Leur degré d'usage permet de la classer dans le groupe d'usage 3
- La durée de vie est de 20 à 30 ans, donc sur une période de retour R.P = 50 ans.

On déduit un coefficient de dommage de 0.10 (g)

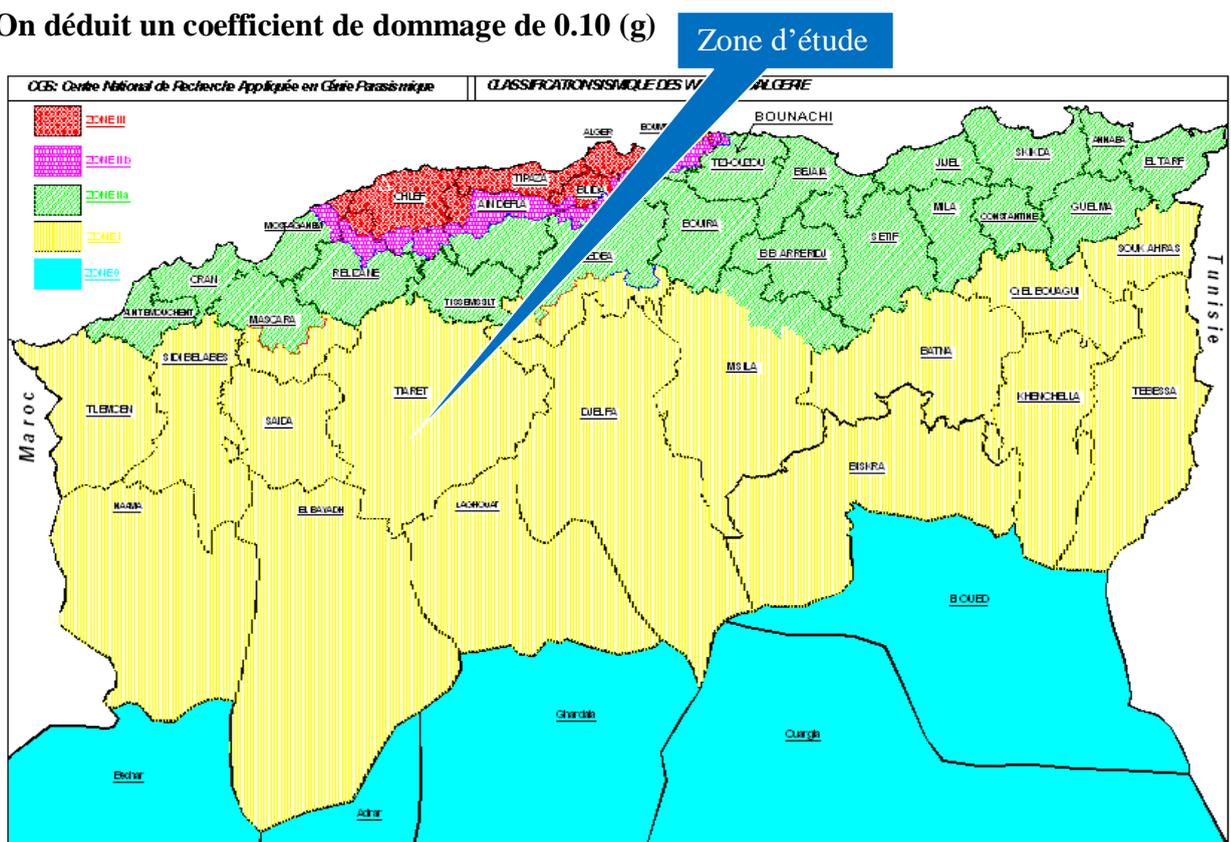


Figure II.02 : la carte de zonage sismique du territoire nationale(Source RPA(99)

V2003 modifiée)

Tableau II.01 : Coefficients d'accélération

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

II.1.4 Géologie et hydrogéologie du bassin versant

Ce bassin versant est presque exclusivement occupé par les formations d'âge Miocène inférieur. Ces formations constituent la bordure nord des hauts plateaux oranais dénommés, par certains auteurs, bassin de Djilali ben Amar. Ces formations débutent par un conglomérat transgressif, formé par des galets de toutes tailles. Ces galets sont cimentés par du calcaire. Puis viennent 200 à 300m de marnes grises compactes à rares intercalations de grès fins. Cette série est parfois, couronnée par environ 200 m de grès en gros bancs, ce sont les grès dits " de Tiaret".

Du point de vue hydrogéologie, les matériaux sont marneux, donc quasiment imperméables. Les pertes d'eau par infiltration sont nulles pour les formations marneuses. Elles sont faibles pour les grès (à ciment argilo - marneux). La récupération des eaux de précipitations à travers ce bassin versant, est assez remarquable.

II.1.5 Analyse lithologique de la cuvette

Elle est basée sur les observations faites au cours de la campagne de prospection géologique de terrain (levé géologique du site et sa cuvette et la description lithologique des faciès rencontrés (l'exécution des puits et tranchées en différents endroits de la cuvette.

La morphologie de la vallée étant plane et très plate, le levé géologique a été effectué au 1/1000.

La retenue est représentée par des grès et des marnes d'âge Miocène masqués par une faible couche de terre de labour.

Les quelques sommets qui pointent à l'horizon sont occupés par des bancs de grès disloqués sur les pentes; le fond de la vallée est occupé par des alluvions grossières.

Ces alluvions s'étendent sur 3 à 10 m tout le long de l'Oued. On y note la présence importante de blocs de nature gréseuse, parfois calcaire.

II.1.6 Analyse hydrogéologie de la cuvette

La connaissance du sous sol géologique (bon sol), des terrains de couverture (formation superficielle de la retenue) et leur composition granulométrique permet d'apprécier de façon assez satisfaisante la perméabilité de ces terrains.

Sur le plan hydrogéologique, l'étanchéité de la cuvette de la retenue collinaire, est pratiquement assurée par les marnes et la couverture argileuse, imperméable.

Cependant, ici plus qu'ailleurs, la présence des intercalations gréseuses constitue un lieu favorable aux pertes d'eau par infiltrations au niveau de l'emprise de la digue, d'où la nécessité de réaliser une clé d'ancrage à une profondeur de 3,0 m.

II.1.7 Matériaux de construction de la retenue collinaire**- Matériaux de recharge**

La digue de la retenue sera constituée en remblai homogène et sont constitués de marne et d'argiles imperméable.

Le volume des matériaux nécessaire destinés à la recharge de la digue et de l'ordre de 78 000 m³ et sont largement disponibles dans la cuvette , l'exploitation des terres sera à une profondeur de 2.0m, d'où la surface nécessaire de la zone d'emprunt et de l'ordre de 4,0ha.

-Matériaux Filtres , drains et transitions

Ils seront exploités des carrières de la région les plus proches au site de la retenue collinaire. Ils sont constitués de sables ou des grès friables à grains fins.

- Matériaux pour rip-rap

Les matériaux rocheux nécessaires à la protection du talus amont de la digue (enrochement), seront exploités par ramassage ou importés des carrières les plus proches au site. Ils sont constitués des blocs ayant des dimensions oscillant entre 200mm et 300 mm de diamètre.

II.1.8 Constatation et recommandations

Les données géologiques et hydrogéologiques trouvées, nous permettent de faire les conclusions et les recommandations suivantes :

- L'étanchéité du site et sa cuvette est totalement assurée par les argiles et les marnes.
- Les matériaux destinés pour le système de drainage et les zones de transitions seront importés des carrières de la région les plus proches.
- Les enrochements pour la protection du talus amont de la digue, seront exploités par ramassage des blocs de la vallée de ce site, ou des carrières les plus proches au site.

On résume que toutes les conditions géologiques et hydrogéologiques sont favorables pour la réalisation de la retenue collinaire sur **Oued TLATA** – commune MECHRAA SFA wilaya de TIARET.

II.2 Etude géotechnique

L'étude géotechnique de ce site s'est basée sur :

- des puits et une coupe lithologique d'Oued ont été réalisés pour nous permettre d'identifier la nature de la couche de fondation ainsi que la détermination de la succession lithologique du site.
- des essais de laboratoire, comprenant les essais d'identification et des essais mécaniques.

Ces essais nous permettent de mieux décrire et connaître la nature, les caractéristiques géotechniques des couches traversées et en particulier ceux de la couche de fondation.

II.2.1 Prospection géotechnique du terrain

La campagne de reconnaissance géotechnique a consisté à :

- réaliser de fouilles d'une profondeur moyenne de trois (3,0 m) mètres, en différentes zones de la retenue collinaire (zone d'emprise de la digue et la zone d'emprunts).
- décrire visuellement (parfois avec prise de photo) et prélever à différents niveaux des échantillons pour l'analyse géotechnique, le but étant la détermination de la structure géo - mécanique des terrains d'assise et de la fondation de la digue et ses ouvrages annexes ainsi que l'évaluation quantitative et qualitative des matériaux d'emprunt nécessaires à la construction de la retenue collinaire.

II.2.2 Essais géotechniques de laboratoire

Des échantillons de sol représentatifs prélevés des fouilles sont soumis aux essais physico-chimiques et mécaniques.

2.2.1 Nombre des essais :

Essais physiques d'identification et de classification

Tableau II-02 : Tableau récapitulatif des essais physiques

Le type des essais :	Le nombre des essais :
Teneur en eau naturelle (W_n)	03 essais
Poids volumique sec (γ_d)	03 essais
Degré de saturation (S_r)	03 essais
Limite de liquidité (WL)	03 essais
Indice de plasticité (I_p)	03 essais
Granulométrie. et Sédimentométrie	03 essais

Essais mécaniques

Tableau II-03 : Récapitulation des essais mécaniques

Le type des essais :	Le nombre des essais :
Compressibilité à l'oedomètre	
Coefficient de tassement	03 essais
Coefficient de gonflement	03 essais
Pression de pré consolidation	03 essais
Consolidation à l'oedomètre	
Coefficient de consolidation (C _v)	03 essais
Cisaillement rectiligne à la boîte CU -UU	
Cohésion (CU).	05 essais
Angle de frottement (φ_{UU})	05 essais

Tableau II-03 : Récapitulation des essais mécaniques (Suite)

Compactage selon Proctor normal	
Teneur en eau maximale (W_{opt})	05 essais
Densité sèche optimale ($\gamma_{d_{max}}$)	05 essais
Densité sèche optimale ($\gamma_{d_{opt. 95\%}}$)	05 essais

2.2.2 Résultats des données géotechniques de terrain et de laboratoire et leur interprétation

A- Terrains d'assise et de fondation de la digue

A.1-Terre végétale et alluvions récents

Ces matériaux proviennent de la décomposition physique et de l'altération chimique des roches mères affleurant au niveau du site de la retenue collinaire. Leur épaisseur ne dépasse guère les 30 cm. Elles doivent être décapées lors de la réalisation de la digue.

A.2- Les marnes (substratum)

Elles constituent à la fois le terrain d'assise et de fondation de la digue, et le remblai d'étanchéité de la digue, elles ont donc les mêmes propriétés géotechniques et chimiques que celles destinées pour le noyau argileux

Tableau II-04: propriétés géotechniques des marnes (substratum)

Les paramètres :	Les valeurs :
Poids spécifique des grains (γ_s)	2,65 t/m ³
Perméabilité (K)	0,2021 10 ⁻⁶ à 1,57 10 ⁻⁶ (moyenne:0,816 10 ⁻⁶ m/s)
Résistance à la compression simple (Rc)	0,64. à 1,24 bar
Cohésion effective (C')	0,06 à 0,15 bar
Angle de frottement effectif (ϕ')	14° à 16°
Coefficients de Poissons (μ)	0,5
Module de déformation (E')	8,90 bar à 10,42 bar (moyenne : 9,490 bar)
Indice de consistance (IC)	1,43 à 1,65 (moyenne : 1,52)

B- Matériaux de construction de la digue**B.1- Matériaux d'étanchéité**

Ces matériaux constituent à la fois le substratum de fondation de la digue, le remblai d'étanchéité

- Essais physiques d'identification

Tableau II-05: Tableau récapitulatif des résultats des essais physiques sur la zone d'emprunt

Les paramètres	Les valeurs
Teneur en eau naturelle (W_n)	6,33 à 7,86 % (moyenne : 7 %)
Poids volumique sec (γ_d)	1,82 à 1,93 t/m ³ (moyenne : 1,89 t/m ³)
Degré de saturation (S_r)	44,86 à 47,67 % (moyenne : 46 %)
Poids volumique des grains solides (γ_s)	2,65 t/m ³
Poids volumique humide (γ_h)	1,61 à 1,72 t/m ³ (moyenne : 1,69 t/m ³)
Poids volumique saturé (γ_{sat})	2,13 à 2,19 t/m ³ (moyenne : 2,18 t/m ³)
Indice des vides (e)	37 à 45 % (moyenne : 40 %)
Porosité (n)	27 à 31 % (moyenne : 29 %)

- Le digramme de plasticité : Limites d'Atterberg

Tableau II-06: Tableau récapitulatif des résultats des limites d'Atterberg

Les paramètres	Les valeurs
Limite de liquidité (WL)	52,601 à 60,839 % (moyenne : 55,91 %)
Limite de plasticité (Wp)	20,275 à 25,51 % (moyenne : 23,48 %)
Indice de plasticité (Ip)	28,774 à 36,184 % (moyenne : 32,43 %)
Indice de consistance (Ic)	1,43 à 1,65 (moyenne: 1,52)

Ce sont des matériaux argileux, inorganiques, très plastiques, il s'agit de sols très cohérents à teneur en eau moyenne et faible et collants ou glissants à l'état humide, d'où difficultés de mise en œuvre.

Les limites d'Atterberg idéales pour avoir un mélange compact sont représentées sur le digramme de plasticité par les plages de variations suivantes :

$$14 < WL < 35 \quad \text{avec } IP < 15$$

$$\text{Et } 35 < WL < 65 \quad \text{avec } 12 < IP < 30$$

De ce point de vue, la représentation des matériaux étudiés sur ce diagramme montre, que ces matériaux se situent en dehors de "la zone idéale".

- La granulométrie

Selon la classification USCS, le fuseau granulométrique montre que les sols sont constitués de :

- plus de 70% de passant à 2mm
- plus de 35% de passant à 0,100 mm

ce qui témoigne d'un sol régis par la fraction fine. Nous retiendrons également que le diamètre maximum est de 5 mm

- L'essai de compressibilité

- La valeur du coefficient de compressibilité (C_c (moyen) = 0,30) **montre un sol assez fortement compressible.**
- La valeur du coefficient de gonflement (C_g (moyen) = 0,035) **montre un sol non gonflant.**
- Quant à la valeur de la pression de pré consolidation (P_c moyenne = 1,22 bars), elle est inférieure à la pression in situ ce qui témoigne d'un sol décomprimé

Ce qui confirme les résultats donnés par la granulométrie, sur la perméabilité.

- Compactage selon Proctor normal

On peut retenir :

- Valeur moyenne de la teneur en eau maximale (W_{opt}).....18,38 %
- Valeur moyenne de la densité sèche optimale (γ_{dmax}).....1,54 t/m³
- Valeur moyenne de la densité sèche optimale (γ_d (**opt 95%**)).....1,46 t/m³

Ces valeurs indiquent une sensibilité à l'eau et la prédominance en éléments fins.

Tableau II-06: Etat de sol selon leur teneur en eau

Teneur en eau	Valeur de la teneur eau
Élevée	$W > W (opt) + 4$
Moyenne	$W (opt) - 4 < W < W (opt) + 4$
Faible	$W < W (opt) - 4$

Les sols étudiés ici ont une teneur en eau moyenne : $W = 7\%$: Elle est faible.

De ce point de vue : La teneur en eau maximum $W_{max} = 18,38\%$; ($W_{max} < 20\%$) montre qu'il s'agit d'un sol qui n'est pas défavorable même si γ_d (opt) (modifié) $\approx 1,70$ t/m³ ($1,80 < \gamma_d$ (opt) $< 1,90$) montre un sol pas très convenable.

- Cisaillement rectiligne à la boîte :**Tableau II-07:** résultats de l'essai de Cisaillement rectiligne à la boîte

Cohésion (Cu)	0,32 bar à 0,62 bar
Angle de frottement (φu)	12° à 27°

B.2- Matériaux pour filtres, transitions et drains

Un filtre est constitué par une couche de granulométrie appropriée, doit remplir simultanément deux conditions :

- être notablement plus perméable que le sol à protéger,
- avoir des pores suffisamment petits pour que les grains fins du sol à protéger ne puissent y passer.

A la suite des essais effectués initialement par Terzaghi puis ultérieurement par le "Corps of Engineers" américain des règles simples et pratiques ont pu être établies. Elles s'écrivent

$$\frac{d_{15}^{Filtre}}{d_{85}^{S.à\text{ protéger}}} \leq 5 ; \quad 12 \leq \frac{d_{15}^{Filtre}}{d_{15}^{S.à\text{ protéger}}} \leq 40 \quad 12 \leq \frac{d_{50}^{Filtre}}{d_{50}^{S.à\text{ protéger}}} \leq 58$$

Avec :

- d^{Filtre} : Diamètre du matériaux pour le filtre
- d^S : Diamètre du sol à protéger.

Ce type de matériaux destinés à la protection du corps de la digue sera exploité à partir des grès friables très abondants sur le site de la retenue. Bien visible sous forme de barres sur les sommets.

II.2.3 Conclusions générales et recommandations

L'analyse des données géologiques et géotechniques du site de la retenue (axe de la digue et cuvette) nous amène aux conclusions et recommandations suivantes :

L'étanchéité de l'assiette de la retenue collinaire est assurée par les formations marneuses du miocène qui couvrent entièrement le site de la digue.

La présence de la couche alluvionnaire perméable (sables, graviers, cailloux) au fond de l'oued ainsi que la présence d'intercalations gréseuses sous la couche marneuse, nous obligent à asseoir la fondation de la digue jusqu'au faciès sain imperméable.

Les parements amont et aval de la digue seront fondés au fond de la vallée dans les marnes noires après décapage de la couche végétale.

Les matériaux destinés à l'étanchéité de la digue, seront exploités dans la cuvette. Leur sensibilité à l'eau rend leur mise en œuvre très délicate surtout en période humide. Cette mise en œuvre nécessite une correction de la granulométrie : en la rendant "plus étalée", par ajout d'éléments plus sableux (de diamètre entre 0,4 et 0,02). Ces sables peuvent être exploités à partir des grès très friables qui existent sur le site.

Les matériaux nécessaires à la protection de la digue (blocs d'enrochement) seront fournis par ramassage des blocs ayant un diamètre oscillant de 200 mm à 300 mm et qui se trouvent aux fonds des vallées .

Il nous faut enfin signaler l'absence du gypse aussi bien à l'amont de la digue que dans les matériaux de construction (qui se trouvent dans la cuvette). De ce fait aucune recommandation ne nous paraît nécessaire quant à la réalisation des ouvrages en béton ou béton armé (prise d'eau et vidange de fond).

On peut conclure que, moyennant les précautions signalées plus haut lors construction de la digue, les conditions géotechniques sont favorables pour la réalisation d'une retenue collinaire en terre sur le site de l'OUED TLATA Commune de MACHRAA SFAA.

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

III.1 Introduction

L'étude hydrologique pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique révèle une importance considérable. Le but est de mettre en évidence les paramètres hydrologiques de l'Oued tels que les débits des crues, les apports du bassin versant (apports liquides et solides) qui constituent la base de dimensionnement des ouvrages constituant l'aménagement. Celle-ci a pour but de déterminer les caractéristiques hydrologiques essentielles nécessaires à l'étude hydrotechnique prochaine de l'aménagement d'une retenue sur Oued Tleta commune de MECHERAA SFA.

III.2 Le bassin versant

III.2.1 Caractéristiques physiques du bassin versant :

A - caractéristiques géométrique

Nous avons trouvé :

1 - Surface du bassin versant

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant :

$$S = 28,51 \text{ Km}^2$$

2 - Périmètre du bassin versant

$$P = 21.52 \text{ Km}$$

3 - Longueur du talweg principal

C'est le talweg le plus long dans le bassin versant tel que :

$$L_p = 10.18 \text{ Km}$$

III.2.2 Caractéristiques hydro-morphologiques

1 - Indice de compacité de Gravelius "Kc"

L'indice de compacité de Gravelius résulte de la comparaison du périmètre d'un bassin à celui d'un cercle équivalent ayant même surface. Il caractérise la forme du bassin versant. On différencie les bassins par l'importance de leur capacité, caractérisée par l'indice de forme, en bassins allongés et en bassins plus ramassés.

Cet indice est défini par :

$$K_C = \frac{P}{P_C} = \frac{P}{2\pi R} ; R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad P_C = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} \dots\dots\dots (III.01)$$

$$K_C = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (III.02)$$

P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km²)

K_C : indice de Gravelius **Kc = 1.14**

Plus ce coefficient s'approche de 1, plus la forme du bassin versant sera ramassée et plus le temps de concentration des eaux sera court. Elle sera allongée dans le cas contraire.

-si Kc = 1 => bassin parfaitement circularisé

-si Kc = 1.128 => bassin ramassé

-si Kc > 1.128 => bassin allongé

Selon la valeur de K_C = 1.14, on pourra dire que notre bassin est de forme allongée.

2 - Coefficient d'allongement

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$C_a = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots (III.03)$$

L : la longueur du talweg principal

S : la superficie du bassin versant.

Ca= 3.63

3 - Rectangle équivalent

Le rectangle équivalent est défini comme étant le rectangle de mêmes paramètres géométriques de forme et d'hypsométrie que le bassin versant à étudier. Dans ce cas les courbes de niveau deviennent des droites parallèles au petits cotés du rectangle et l'exutoire du bassin versant assimilé à l'un des petites cotées. Si nous désignons par L et l respectivement la longueur et la largeur du rectangle ; Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

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

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

$$L = K_C \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_C} \right)^2} \right] \quad \dots\dots\dots (III.06)$$

La largeur est donnée par la formule:

$$l = K_C \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_C} \right)^2} \right] \quad \dots\dots\dots (III.07)$$

Avec L : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l: largeur du rectangle équivalent en (Km)

S : Surface du bassin versant (Km²).

Kc : Indice de compacité de Gravelius

$$L = \frac{1,14 \cdot \sqrt{28,58}}{1,128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{1,14} \right)^2} \right] = 6,34 \text{ Km.}$$

$$l = \frac{1,61 \cdot \sqrt{28,58}}{1,128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{1,14} \right)^2} \right] = 4,5 \text{ Km.}$$

L = 6.34 km et **l=4.5 km**

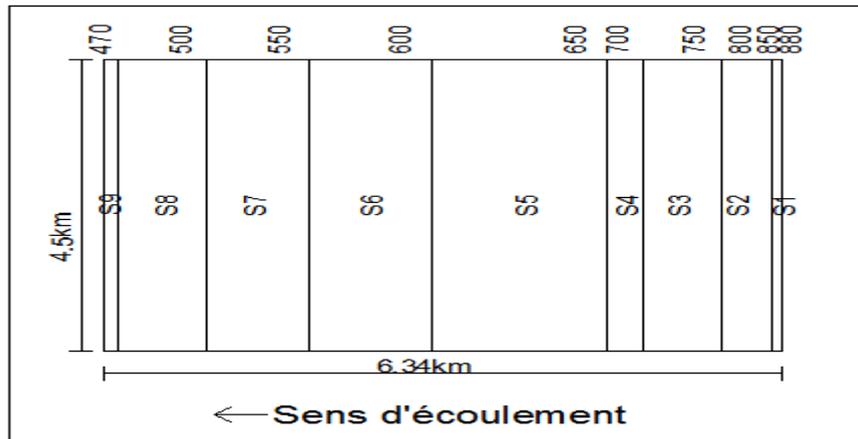


Figure III.01: Rectangle équivalent

III.2.3 Hypsométrie du bassin versant

2.3.1 Le relief

A - Répartition et courbe hypsométrique

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

La courbe hypsométrique est obtenue en portant sur l'axe des ordonnées les altitudes et sur l'axe des abscisses l'aire partielle du bassin ou la surface qui se trouve au-dessus des cotés d'altitude portée en ordonnées.

Tableau III.01 : Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitude	Surfaces partielles	Altitude	Surfaces partielles	Surfaces cumulées
	S_i	H_i	S_i	S_i
(m)	(km^2)	(m)	(%)	(%)
880-850	0,4	30	1,40	1,40
850-800	1,9	50	6.66	8,07
800-750	3,51	50	12.31	20,38
750-700	4,43	50	15.53	35,92
700-650	4,51	50	15.82	51,74
650-600	5,17	50	18.13	69,87
600-550	4,29	50	15.04	84,92
550-500	3,7	50	12.97	97,90
500-470	0,6	30	2.10	100,00

La courbe hypsométrique est représentée sur la figure (III.02)

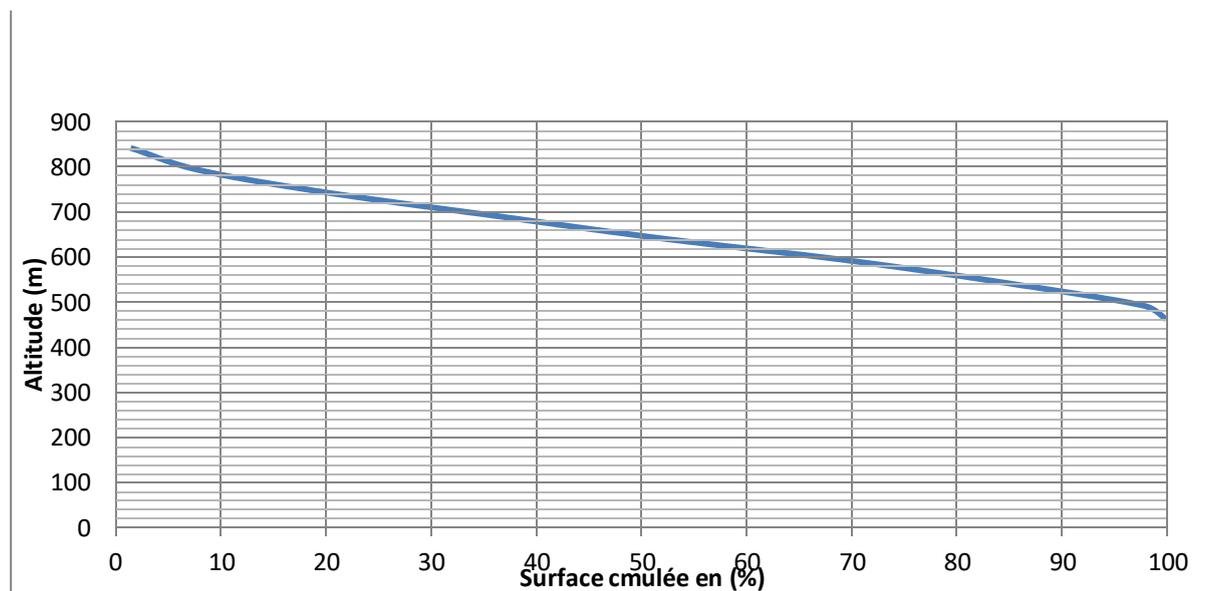


Figure III.02 : répartition et courbe hypsométrique

B - Altitude médiane

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

$$H_{\text{méd}} = 660 \text{ m NGA.}$$

C - Altitude moyenne

Calculée par la formule suivante :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum S_i H_i}{S} \dots\dots\dots(\text{III.08})$$

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

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

S: Superficie du bassin versant (Km^2)

L'altitude moyenne H_m est **$H_{\text{moy}} = 650 \text{ m}$**

2.3.2 Les indice

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

A - Indices de pente de ROCHE I_p

Indice de pente de Mr Roche sert à déterminer la pente moyenne avec les données des bassins versant. Il se détermine comme suit :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \dots\dots\dots(\text{III.09})$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

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

Tableau III.02 : détermination de la pente Roche Ip

altitude	Di=Hi-Hi-1	Si	Ai=Si/S	$\sqrt{A_i D_i}$
m	m	km2	%	
880-850	30	0,4	0,014	0,65
850-800	50	1,9	0,067	1,83
800-750	50	3,51	0,123	2,48
750-700	50	4,43	0,155	2,79
700-650	50	4,51	0,158	2,81
650-600	50	5,17	0,181	3,01
600-550	50	4,29	0,150	2,74
550-500	50	3,7	0,130	2,55
500-470	30	0,6	0,021	0,79
Somme		28,51	0,014	19,65

Donc on obtient : **Ip=0.25**

B - Indice de pente globale Ig : (P. Dubreuil, 1974)

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots (III.10)$$

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

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

H5%=820 m

H95%=520m

Ig=4.76%

L= 6.34 Km

C - Indice de pente moyenne Ipm

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

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots (III.11)$$

Ipm=6.46

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.

$$D_s = I_g \sqrt{S}$$

Ds= 25.43 m < 50

	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

Tableau III.03: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

Conclusion

Le relief de notre bassin versant est faible.

E - Pente moyenne du bassin versant

Il est donné par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 \dots + 0.5L_n)}{S} \dots \dots \dots (III.12)$$

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

$L_1, L_2 \dots L_n$: les longueurs des courbes de niveaux L en (km).

S : superficie du bassin versant (Km²).

Les résultats des mesures sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau III.04 : récapitulatif de mesures des longueurs des courbes de niveaux :

N°	cote de la courbe (m)	ΔH (m)	Longueur (Km)
1	850	50	0,865
2	800		0,825
3	750		0,775
4	700		0,725
5	650		0,675
6	600		0,625
7	550		0,575
8	500		0,525
9	450		0,485

Imoy = 9.47 m/km

III.2.4 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

2.4.1. Le réseau hydrographique

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

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau. Il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM. Dans cette classification de SCHUM est considéré « ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x) ».

A - Densité de drainage

C'est le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs « L_i », du bassin versant, à la surface « S ». Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface, elle est exprimée en Km/Km².

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (III.13)$$

Avec :

$\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 72.98Km.

S : Superficie du bassin versant en (Km²).

$$D_d = 2.56 \text{ km/km}^2$$

B - Densité du thalweg élémentaire

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (III.14)$$

N₁ : Nombre de thalwegs d'ordre 1, N₁=136

S : Superficie du bassin versant.

$$F_1 = 4.77 \text{ thalweg/km}$$

C - Coefficient de torrentialité

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (III.15)$$

$$C_t = 12.21$$

D - La longueur moyenne des versants

$$L_i = \frac{L}{2D_d} \dots\dots\dots (III.16)$$

$$L_i = 1.24 \text{ Km}$$

D_d : densité de drainage en Km/Km²

L : longueur de rectangle équivalent en Km

E - La pente moyenne de cours d'eau principale

La pente moyenne du bassin d'Oued Tleta est calculée selon la relation suivante :

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

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

ΔL: La distance entre ces deux points.

$$I = 40.28 \text{ m/km}$$

F - Temps de concentration du bassin versant t_c

C'est le temps que met l'eau, tombée au point hydraulique le plus éloigné pour arriver au point considéré (exutoire). Il existe plusieurs formules. Dans le contexte algérien et pour les grands bassins versants, il peut être calculé comme suit :

- **formule de GIANDOTTI (1937)**

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (III.18)$$

Avec :

S : surface du bassin versant (Km²) ;

L_{cp} : longueur de cours d'eau principal (Km) ;

L_{cp} = 10.18Km.

T_c : temps de concentrations exprimé en heure

H_{moy} : altitude moyenne (m) ;

H_{min} : altitude minimale (m) ; **t_c = 3.32 heures**

• **Formule de L'A.N.R.H. (Sogreah 1986/89)**

Une formule a été développée par Sogreah sur demande de l'ANRH, elle est vérifiée et recommandée pour les petits bassins versants de l'Algérie, s'écrit :

_____(III.19)

Avec :

T_c : Temps de concentration, en h,

S : Superficie du bassin versant, en Km²,

L_{cp} : Longueur du talweg principal, en Km,

I : pente du talweg principal, en %

t_c = 10.46 heures

Tableau III.05 : Récapitulatif du temps de concentration.

Temps de concentration	Formules
3.32 h	Formule de Giandotti
10.46 h	Formule de l'ANRH

Puisque la valeur donnée par la formule de Giandotti est la plus proche à la moyenne, on prend **t_c = 3.32 heures**

G - 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 météoriques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel.

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

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

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

V_r = 3.07 Km/h

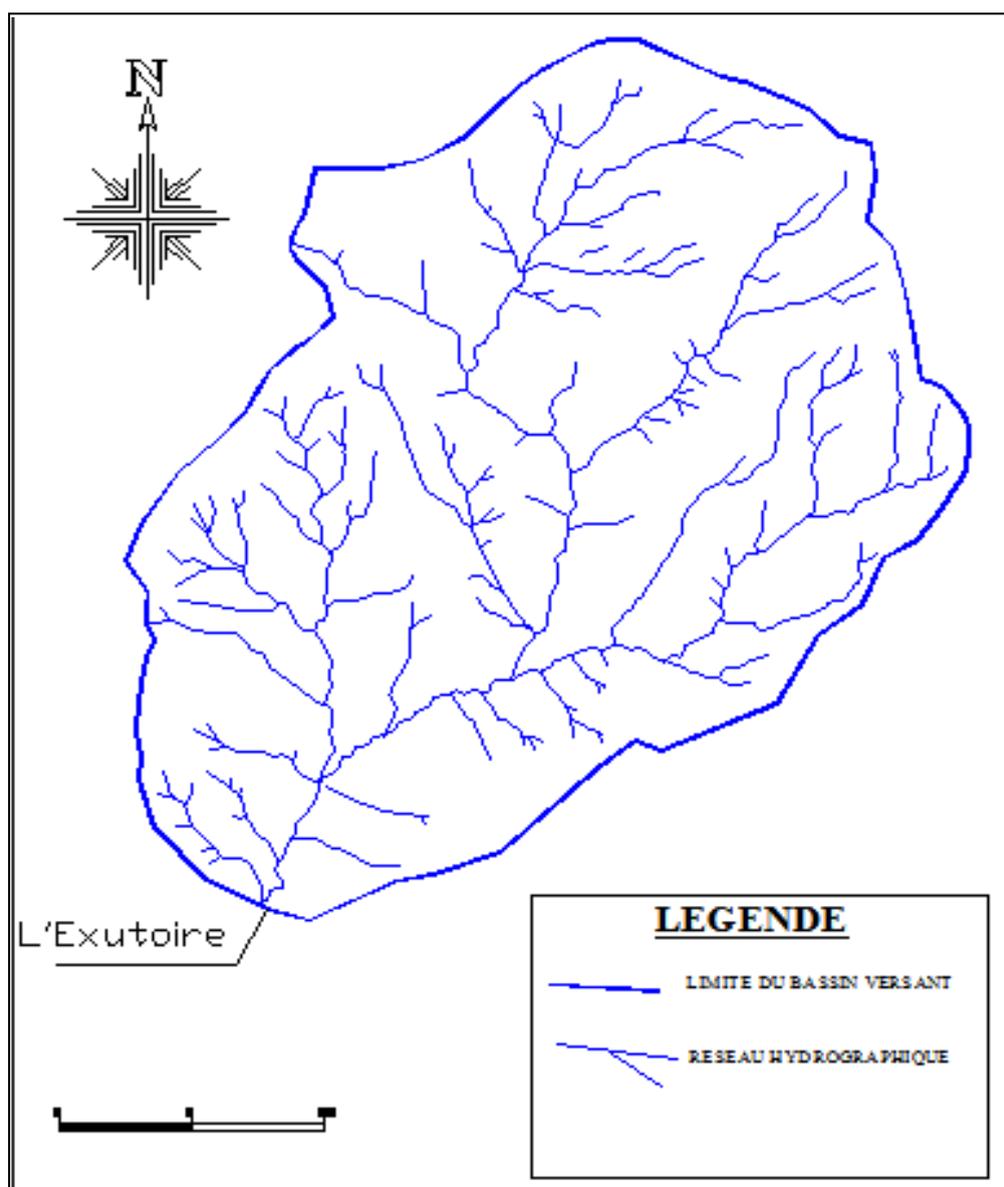


Figure III.03. : Le réseau hydrographique du bassin versant

III.2.5 Profil en long de l'Oued

Le tracé en long de l'Oued et ses principaux affluents, permet d'apporter des éléments complémentaires à la densité du drainage, au vu du rôle déterminant des pentes sur le ruissellement superficiel et surtout sur l'écoulement lors des crues

L'Oued TLETA présente un profil en long assez régulier interrompu par quelques légères ruptures en pente. Ce profil est tracé à partir des cartes topographiques à l'échelle 1/50000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau jusqu' à l'exutoire.

Tableau III.06 : la longueur du cours d'eau principal en chaque altitude

Courbe de niveau (m)	Distance (Km)	Distance cumulée (Km)
880-850	0,865	0,865
850-800	0,825	1,690
800-750	0,775	2,465
750-700	0,725	3,190
700-650	0,675	3,865
650-600	0,625	4,490
600-550	0,575	5,065
550-500	0,525	5,590
500-470	0,485	6,075

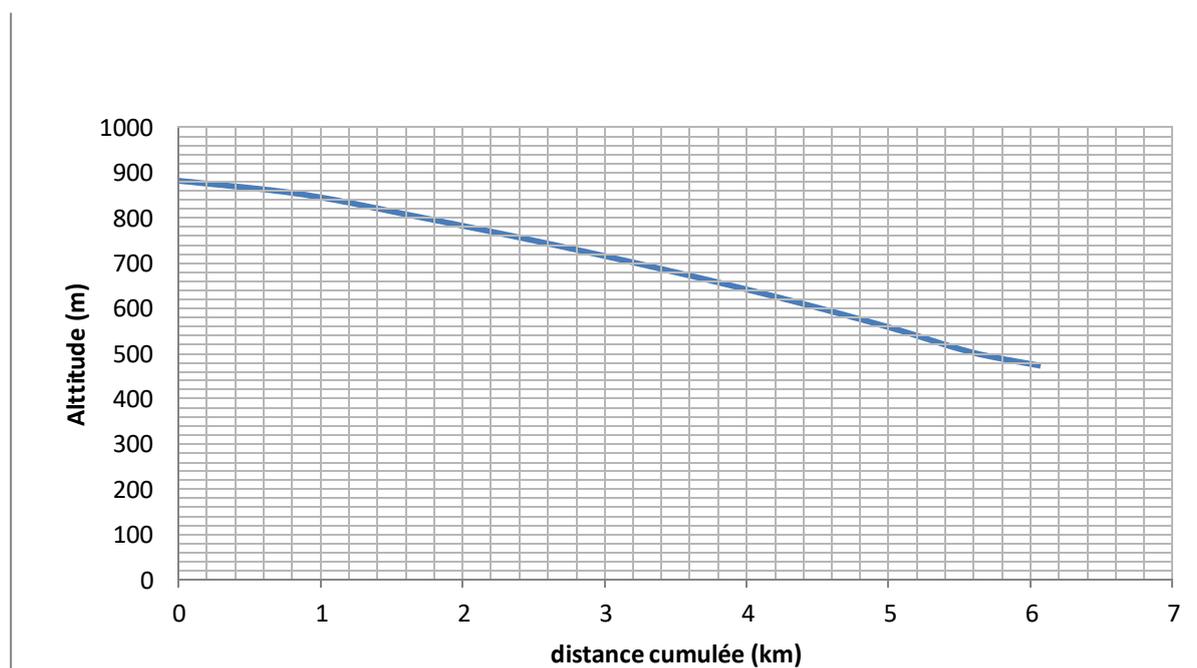


Figure III.04 : Profil en long du cours d'eau principal

Tableau III.07 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant

de la retenue de Mecheraa Sfa

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	20.51
Périmètre		P	km	21.52
Longueur du thalweg principal		L	km	10.18
Indice de compacité		K _C	-	1,14
Coefficient d'allongement		Ca	-	3.63
Rectangle équivalent	longueur	L _r	Km	6.34
	largeur	l _r	Km	4.5
Altitudes	maximale	H _{max}	m	880
	moyenne	H _{moy}	m	660
	médiane	H _{med}	m	650
	minimale	H _{min}	m	470
Indice de pente de Roche		I _p	%	0.25
Indice de pente globale		I _g	%	4.76
Indice de pente moyenne		I _{pm}	%	6.64
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	2.56
Coefficient de torrentialité		C _t	-	12.71
Temps de concentration		T _c	h	3.32
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	3.07

III.3 .Caractéristiques climatique du bassin versant

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données sur le climat qui sont nécessaires à la construction des ouvrages du projet.

III.3.1 Température

Les températures moyennes mensuelles enregistrées dans la station de TIARET sont représentées dans le Tableau N°. III.08

Tableau III.08 : Températures Moyennes Mensuelles (°C) de TIARET

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Moy
Tmoy(°C)	20,7	16	10,3	6,6	6,1	6,9	9,1	12,1	16,1	21	25,9	26	14,8

Source : O.N.M

La température moyenne annuelle est de **14.8 °C**.

III.3.2 Evaporation

La distribution mensuelle de l'évaporation est présentée dans le Tableau III.09.

Tableau III.09 : Evaporation Moyenne Mensuelle

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Ans
Ev(mm)	0.206	0.125	0.88	0.64	0.52	0.48	0.92	0.118	0.188	0.253	0.332	0.321	1.887

Source : O.N.M

III.3.4 Humidité relative

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

Tableau III.10 : Répartition mensuelle de l'humidité relative

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	année
H (%)	44	53	62	68	67	55	54	47	44	39	29	37	50

Source : O.N.M

La valeur de l'humidité moyenne annuelle est de l'ordre de 50%.

III.3.5 Vitesse du vent

Les vents dominants sont de secteur nord (de NE à NO). Leur vitesse moyenne annuelle est de 3.81 comme le montre le tableau ci-dessous.

Tableau III.11 : répartition des vitesses de vent

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	M,ann
V(m/s)	3,65	3,46	3,59	3,85	2.88	3.40	4,7	3.61	3,89	3,92	3,56	3,4	3,81

Source : O.N.M

III.3.6 Pluviométrie

Les précipitations moyennes interannuelles représentent la caractéristique climatique capitale de la localité. Elles sont exprimées sous forme de lame de pluie.

3.6.1 Stations et données disponibles

La station pluviométrique la plus proche du bassin versant est la station de BAKHADA BARRAGE. (Code 01 29 01) qui est la plus représentative, tant pour sa période d'observation que pour sa proximité de notre zone d'étude.

Tableau III.12 : caractéristiques de la station

Nom de la station	Code	X	Y	ALT(m)	Années d'observation
Bakhada barrage	01-29-01	349	228.75	587	27

Source : A.N.R.H

3.6.2 Répartition mensuelle de la pluie annuelle

Le tableau III.13 reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année établi sur la base de la série des précipitations à la station BAKHADA BARRAGE. (Code 01 29 01).

Tableau III.13 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	total
P(mm)	18,16	27,61	34,06	38,75	35,84	40,43	37,24	40,47	23,17	7,58	3,27	5,61	312,19
P %	5,82	8,84	10,91	12,41	11,48	12,95	11,93	12,96	7,42	2,43	1,05	1,80	100,00

Source : A.N.R.H

La répartition mensuelle des précipitations est présentée par la figure III.05.

On note une pointe au mois d'Avril.

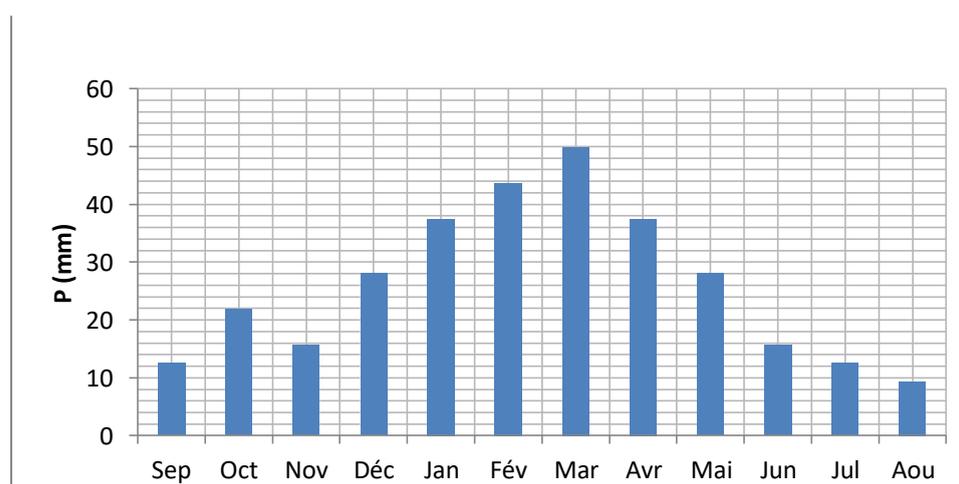


Figure III.05 : Répartition mensuelle des précipitations

III.4 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, de la taille de l’échantillon et de certaines caractéristiques de l’échantillon. Toute fois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d’estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d’ajustement choisies sont

- 1)-la loi de **GALTON (log-normale)**.
- 2)-la loi de **GUMBEL**

III.4.1 : Homogénéisation des données

Les données hydrologiques nécessitent une vérification de l’homogénéité pour qu’on puisse continuer notre travail avec des données fiables. Pour cela on a utilisé le test de la médiane .

Test de la médiane

Puisque la série est impaire, la médiane est observée en rang $N+1/2$ c'est-à-dire en rang 14,

Mode ($X_{50\%}$) = 296.34mm

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

Ns : nombre totale de la série (+) ou (-)

D’après la série on a : $T_s=4$ et $N_s=13$

Pour que la série soit homogène les deux conditions suivantes doivent être vérifiées

$$- \quad - \quad \frac{\quad}{\quad} \dots\dots\dots (III.21)$$

Avec

et $U_{1-\alpha/2} = 1.96$

D’où $N_s=13 > 9.53$

$$\dots\dots\dots (III.22)$$

$T_s=4 < 4.78$

Les deux conditions sont vérifiées donc la série est homogène.

III.4.2 Les pluies maximales journalières

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

La station de BAKHADA BARRAGE (01-29-01) est considérée avec une série d'observation de 27 années (1983-2009), dont les paramètres statistiques de l'échantillon sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.14 : Les paramètres statistiques de l'échantillon

Nombre d'observations	27
Moyenne	29
Ecart-type	11.2
Médiane	26
Coefficient de variation	0.385

4.2.1 Ajustement des pluies maximales journalières

A- Ajustement a la loi de GUMBEL

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

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

Tel que: $y = \frac{x-x_0}{\alpha}$

Avec :

1/α : la pente de la droite de GUMEL

Y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x₀ : paramètre de position (mode)

On peut écrire : $y = - \ln (- \ln (F (x)))$

Avant de procéder à l'ajustement, il faut 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.

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \dots\dots\dots (III.24)$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations (27)

- calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

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

calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x_0 »

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

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

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/\alpha)y + x_0 \dots\dots\dots (III.25)$$

Avec :

(1 / α) : la pente de la droite de GUMBEL

➤ **Résultats de l'ajustement**

La droite de GUMBEL est donnée par la figure (III.06). Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentés dans le tableau suivant:

➤ **Quantiles**

$$q = F(X) \text{ (probabilité au non-dépassement)} \quad T = 1 / (1-q)$$

Tableau III.15. Ajustement à la loi de GUMBEL

Periode de retour (T ans)	Probabilité (q)	Précipitation	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	104	72.0-136
2000.0	0.9995	90.2	63.5-117
1000.0	0.9990	84.2	59.8-109
200.0	0.9950	70.1	51.2-89
100.0	0.9900	64.1	47.5-80.6
50.0	0.9800	58.0	43.8-72.2
20.0	0.9500	49.9	38.7-61
10.0	0.9000	43.6	34.8-52.4
5.0	0.8000	37.0	30.5-43.6

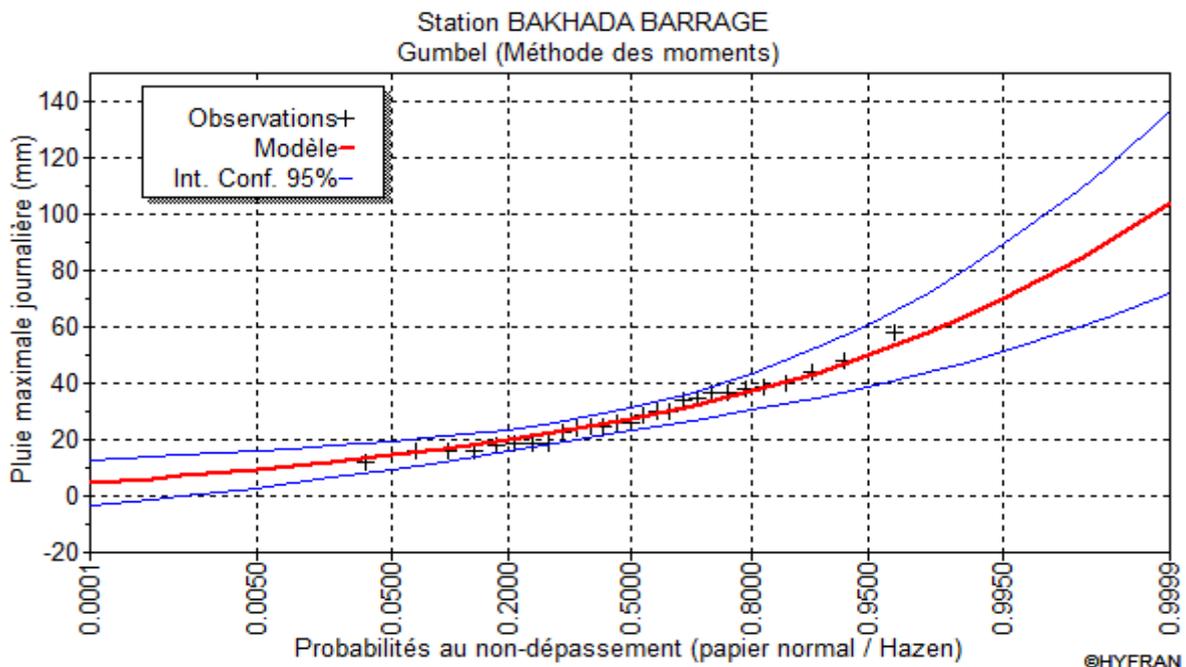


Figure III.06. Ajustement a la loi de GUMBEL

Tableau III.16. Comparaison des caractéristiques de la loi normal et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	12.0
Maximum	Aucun	58.0
Moyenne	29.0	29.0
Ecart-type	11.2	11.2
Médiane	27.2	26.0
Coefficient de variation (Cv)	0.385	0.385

B-Ajustement a la loi log normale

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

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

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

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

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

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

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{38} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \dots \dots \dots (\text{ III.27 })$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumés dans le tableau (III.17).

➤ **Quantiles**

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

T = 1/ (1-q)

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Tableau III.17. Ajustement a la loi log normale.

Période de retour (T)	Probabilité (q)	Précipitation (XT)	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	116	66.8-164
2000.0	0.9995	97.7	60.6-135
1000.0	0.9990	90.4	57.8-123
200.0	0.9950	73.9	50.9-96,9
100.0	0.9900	67.0	47.7-86,3
50.0	0.9800	60.2	44.4-76,1
20.0	0.9500	51.3	39.6-63,1
10.0	0.9000	44.5	35.6-53,5
5.0	0.8000	37.5	31.0-44

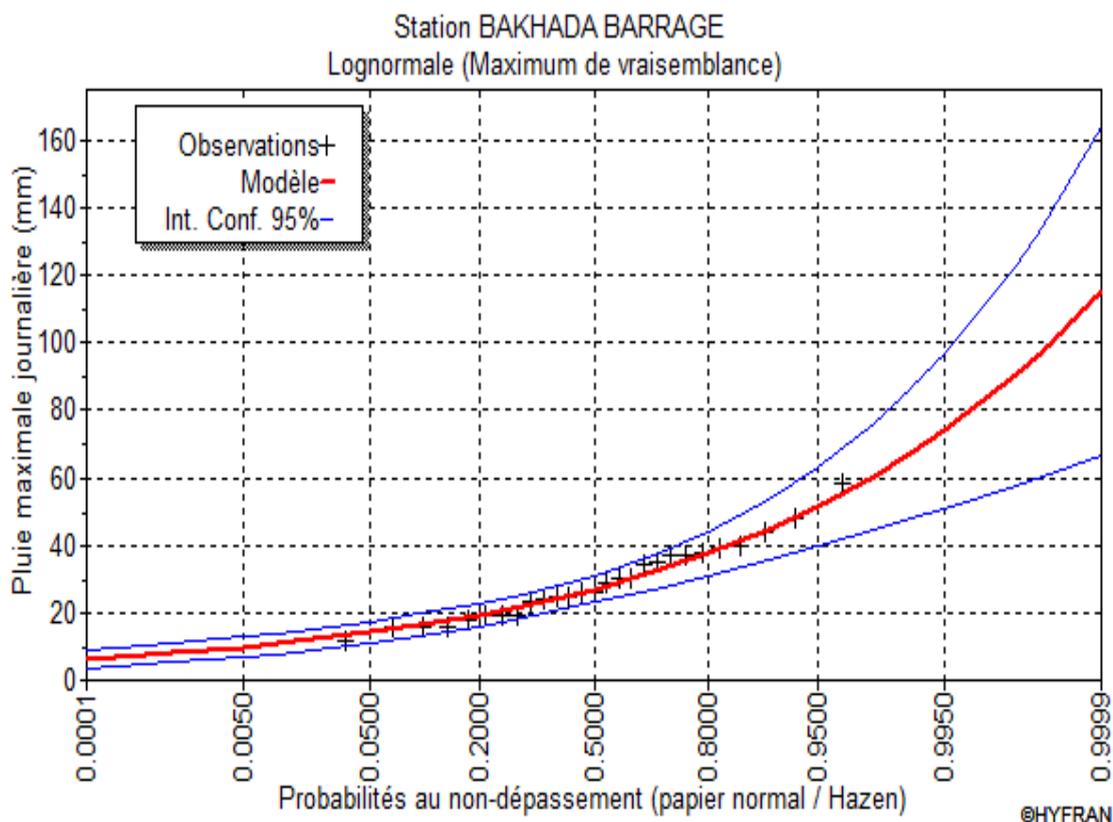


Figure III.07. Ajustement a la loi log normale

Tableau III.18. Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	6.08	12.0
Maximum	Aucun	58.0
Moyenne	29.1	29.0
Ecart-type	11.8	11.2
Médiane	27.0	26.0
Coefficient de variation (Cv)	0.406	0.385

➤ **Interprétation**

D'après la comparaison graphique, on conclut que l'échantillon s'ajuste mieux à la méthode log normal (Galton), qu'à l'autre méthode normale (Gumbel).

-Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences

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

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

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

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

t : temps en heure.

b : exposant climatique ($b = 0,34$).

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

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots(III.29)$$

Les résultats de calcul sont exposés dans le tableau (III-19)

Tableau III.19 Pluies de courtes durées et leur intensité :

temps (h)	fréquence (%)											
	0,01%.	0,01%.	0,1%.	0,1%.	1%.	1%.	2%.	2%.	5%.	5%.	10%.	10%.
0,25	24,57	98,30	19,15	76,60	14,19	56,78	12,84	51,35	10,87	43,47	9,32	37,29
0,5	31,11	62,21	24,24	48,48	17,97	35,93	16,25	32,50	13,76	27,51	11,80	23,60
1	39,37	39,37	30,68	30,68	22,74	22,74	20,57	20,57	17,41	17,41	14,93	14,93
1,5	45,19	30,13	35,22	23,48	26,10	17,40	23,61	15,74	19,99	13,32	17,14	11,43
3,2	58,47	18,27	45,57	14,24	33,77	10,55	30,55	9,55	25,86	8,08	22,18	6,93
4	63,08	15,77	49,16	12,29	36,43	9,11	32,95	8,24	27,90	6,97	23,93	5,98
6	72,40	12,07	56,42	9,40	41,82	6,97	37,82	6,30	32,02	5,34	27,46	4,58
8	79,84	9,98	62,22	7,78	46,12	5,76	41,71	5,21	35,31	4,41	30,29	3,79
10	86,14	8,61	67,13	6,71	49,75	4,98	45,00	4,50	38,09	3,81	32,67	3,27
12	91,64	7,64	71,42	5,95	52,93	4,41	47,88	3,99	40,53	3,38	34,76	2,90
14	96,58	6,90	75,26	5,38	55,78	3,98	50,45	3,60	42,71	3,05	36,63	2,62
16	101,06	6,32	78,76	4,92	58,37	3,65	52,80	3,30	44,69	2,79	38,33	2,40
18	105,19	5,84	81,98	4,55	60,76	3,38	54,95	3,05	46,52	2,58	39,90	2,22
20	109,03	5,45	84,97	4,25	62,97	3,15	56,96	2,85	48,22	2,41	41,36	2,07
22	112,62	5,12	87,76	3,99	65,05	2,96	58,83	2,67	49,80	2,26	42,72	1,94
24	116,00	4,83	90,40	3,77	67,00	2,79	60,60	2,53	51,30	2,14	44,00	1,83

II.5 Etude des apports

III.5.1 Estimation de l'apport moyen annuel (A₀)

a). Formule de SAMIE:

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots(III.30)$$

$$L_e = P^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots(III.31)$$

Ou:

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

P : précipitation moyenne (m).

S: la superficie en Km² du bassin versant.

b). Formule de l' ANRH

L'apport moyen interannuel est donné par:

$$A_0 = 0.915 \cdot \bar{P}^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots(III.32)$$

P : précipitation moyenne (m).

S: superficie (en Km²).

Les résultats sont portés sur le tableau suivant:

Tableau II.20: Récapitulatif des résultats.

Formule	Apport moyen A (hm³)	Lame d'eau écoulée (mm)
SAMIE	0.77	26.93
ANRH	0.607	21.29
MEDINGER	0.41	14.53
Moyenne	0.59	20.91

D'après ces résultats on adopte finalement les valeurs de l'ANRH qui sont les plus proches de la moyenne, c'est-à-dire: $A = 0.607 \text{ hm}^3$

$Le=21.29 \text{ mm}$

III.5.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen

La distribution des apports mensuels a été établit sur la base de la répartition mensuelle de la pluviométrie en question étant génératrice des apports de l'oued.

Tableau III.21: Distribution moyenne mensuelle des apports

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	total
A (hm ³)	0,024	0,042	0,03	0,054	0,072	0,084	0,097	0,072	0,054	0,03	0,024	0.018	0.607
A (%)	4	7	5	9	12	14	16	12	9	5	4	3	100,0

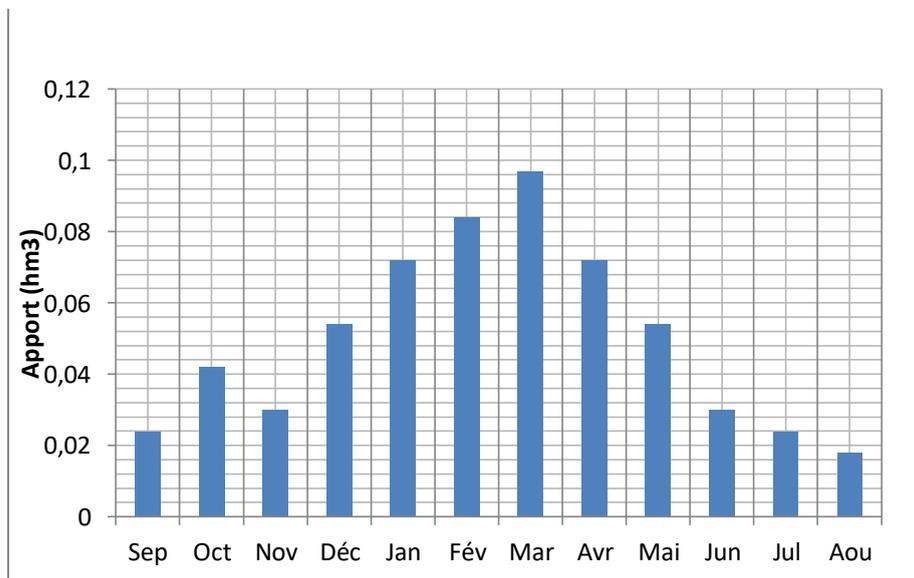


Figure III.08 : Répartition mensuelle de l'apport moyen

III.5.3 Caractéristiques de l'écoulement

A - Module de l'écoulement :

Il est donné par : $Me = A_0 / T$ (III.33)

A_0 : Apport moyen annuel (mm).

T : Temps d'une année en secondes

$T = 31.536.10^6 \text{ s}$

$Me=19.25 \text{ l/s}$

B - Module de l'écoulement relatif

On a: $M_0 = Me / S$ (III.34)

Me: Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km²).

$M_0 = 0.675 \text{ l/s/Km}^2$

C - Coefficient de l'écoulement

Il est donné par : $C_e = Le / P_{moy}$ (III.35)

$C_e = 0.06$

D-Coefficient de variation

-Formule de URGIPROVODKHOZ

$$C_v = \frac{0.7}{M_0^{0.125}} \dots\dots\dots(III.36)$$

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

$C_v = 0.74$

III.5.4 Les apports fréquentiels

Les apports fréquentiels sont nécessaires pour le dimensionnement de la cuvette et de la digue de l'ouvrage, la régularisation et la gestion rationnelle de la capacité en eau (Industrie, Irrigation).

Les apports annuels s'ajustent bien à la loi de distribution PEARSON III dont l'équation est :

$A_{p\%} = A(F_{p\%} * C_v + 1)$ (III.37)

Où:

F % : Apport liquide de fréquence donnée

A: Apport moyen annuel (hm³)

Cv: Coefficient de variation

F_{p%} : fonction RYBKINE FAUSTER qui est tablée en fonction de Cv, C_s et p%

Cv : coefficient de variation

C_s : coefficient d'asymétrie

Tableau III.22: Les apports liquides de différentes fréquences

Période de Retour (années)	5/4	10	50	200
Fréquence(%)	80	10	2	1
fonction	-0.84	1.28	2.05	1
Apport liquide (hm ³)	0.28	1.18	1.51	1.05

Tableau III.23: La répartition mensuelle de l'apport 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	total
A (hm ³)	0,0112	0,0196	0,014	0,0252	0,0336	0,0392	0,0448	0,0336	0,0252	0,014	0,0112	0,0084	0,280
A (80%)	4	7	5	9	12	14	16	12	9	5	4	3	100,0

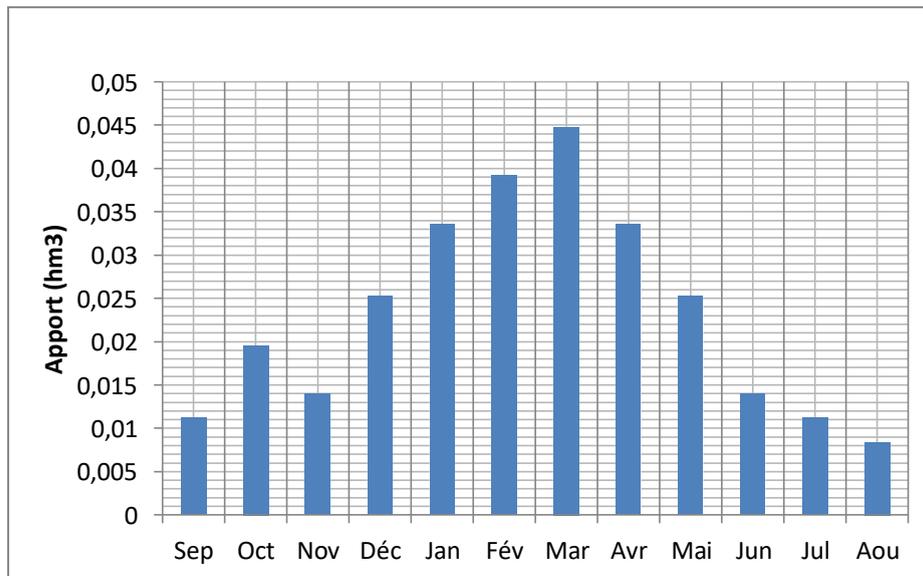


Figure III.09 : Répartition mensuelle de l'apport 80%

III.5.5 Apport solide et l'estimation du volume mort

L'évaluation de l'envasement est indispensable dans tels cas pour que le dimensionnement du barrage soit plus fiable vis-à-vis sa durée de vie. Pour cela on doit calculer les apports solides sur Oued TLETA en utilisant les formules empiriques suivantes :

a). Formule de Tixeront

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

$$E_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \dots\dots\dots(III.38)$$

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

L_e :lame d'eau écoulée. ($L_e = 21.28\text{mm}$)

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

Le volume des solides est égal à:

$$V_s = S \cdot E_s / \gamma_s \dots\dots\dots(III.39)$$

$$\gamma_s = 1.6 \text{ t/m}^3.$$

$$V_s = 9866.06\text{m}^3/\text{An}$$

b). Formule de Sogreah

$$E_s = \alpha \cdot P^{0.15} \dots\dots\dots(III.40)$$

α : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant.

P :pluie moyenne annuelle (en mm).

$$E_s = 686.22 \text{ (t/Km}^2/\text{An)}.$$

$$V_s = 14760.73 \text{ m}^3/\text{An}.$$

c) Formule de Fournier

$$T_a = \frac{1}{36} \left[\frac{Pm^2}{PA} \right]^{2.65} \left[\frac{h}{S} \right]^{-0.46} \dots\dots\dots(III.41)$$

Avec :

T_a : Taux d'abrasion en (t/Km² /an);

Pm : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux;

PA: Pluie moyenne annuelle;

$h = 45\% (H_{max} - H_{min})$ [m];

S: Surface du bassin versant.

AN: $h = 410m$ D'où : $Ta = t/Km^2/an$

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.6 T/m^3$.

Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{Ta \times S}{\gamma_s} \dots\dots\dots (III.42)$$

T : Duré de vie de l'ouvrage T=20ans

AN : $V_s = 24,27m^3 /an$

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

$V_s = 9866.06m^3/An$

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 Hydro grammes de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maximum probables correspondants.

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

Les paramètres définissant une crue sont :

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

En raison de l'absence de mesures hydrométriques, la détermination des crues de projet a nécessité l'utilisation des formules empiriques qui donne des résultats acceptables concernant les débits estimés de l'Oued et qui exigent une prudence dans leurs applications.

-Formule de Sokolovsky

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{max, p\%} = 0,28 \cdot \frac{P_{tc p\%} \cdot \alpha_{p\%} \cdot s \cdot f}{t_m = t_c} \dots\dots\dots (III.43)$$

$\alpha_{p\%}$: Coefficient de ruissellement pour la crue probable

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{P_{tc\%}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{tc\%}} + \sqrt{H_0}} \dots\dots\dots(III.44)$$

f : Coefficient de forme de la crue.

H_0 : la perte d'eau initial ($H_0=7\text{mm}$)

0.28 : coefficient de changement d'unité

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

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} \dots\dots\dots(III.45)$$

Pour $S \leq 50\text{km}^2$ on a $\gamma = 2$

- Pour des petits bassins non boisé. sol peu perméable. on a $\gamma = 3 \div 4$
- Pour bassin boisé. sol perméable

Si on prend $\gamma = 2$

alors :

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} = 1.2$$

-Formule de TURAZZA

La formule de TURAZZA tient compte des pluies maximales de courtes durées, de l'intensité des pluies, de la superficie et du temps de concentration.

$$Q_{\text{max}, p\%} = \frac{C \cdot \bar{i}_{tc} \cdot S}{3.6} \dots\dots\dots(III.46)$$

Où

S: superficie du bassin versant, Km^2

It: intensité de la pluie, mm/h

C: coefficient de ruissellement (0.8-0.6)

Tableau III.24 : Résultats de calcul de débit de crue pour différentes périodes de retour.

periode de retour (années)	10	20	50	100	1000
formule de TURAZZA	23.21	38.69	42.7	62.87	82.53
Formule de Sokolovsky	19.97	22.79	29.10	33.98	73.16
Valeurs proposées	23.21	38.69	42.7	62.87	82.53

III.6.1 Hydrogramme de crue

6.1.1 Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski :

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

$$Q_t = Q_{max} \% \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \dots\dots\dots(III.47)$$

Et l'autre pour la décrue exprimée par:

$$Q_t = Q_{max} \% \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots(III.48)$$

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

Q_t : débit instantané au moment (t).

t_m, t_d : temps de montée et de décrue.

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

Temps de base: $t_b = t_m + t_d$

On considère généralement que: $t_d = 2t_m$, et $t_m = t_c$ (pour des petits bassins).

On a donc: $t_m = t_c = 3.32$ h $t_d = 2 t_m = 6.64$ h $t_b = t_m + t_d = 9.96$ h

pour construire l'hydrogramme des crues de oued TLETA, on a utilisé les valeurs des débits de crues de fréquence 0.1%, 1% ,2% ,5% ,20%,les résultats obtenue sont exposés dans le tableau III-25:

Tableau III.25. Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour

Le temps (h)	Q _(max 0.1%)	Q _(mx 1%)	Q _(max 2%)	Q _(max 5%)	Q _(max 20%)
0	0	0	0	0	0
0,25	0,467967503	0,356489966	0,242120591	0,219382802	0,182129119
0,5	1,87187001	1,425959864	0,968482363	0,877531209	0,728516476
1	7,487480041	5,703839454	3,873929453	3,510124837	2,914065902
1,5	16,84683009	12,83363877	8,716341269	7,897780883	6,55664828
2	29,94992016	22,81535782	15,49571781	14,04049935	11,65626361
2,5	46,79675025	35,64899659	24,21205908	21,93828023	18,21291189
3	67,38732037	51,33455509	34,86536507	31,59112353	26,22659312
3,32000	82,53000	62,87000	42,70000	38,69000	32,12000
4	59,68241473	45,46508438	30,87894231	27,97906974	23,22790696
4,5	45,88656361	34,95563134	23,74113978	21,51158544	17,8586747
5	34,39954011	26,20500529	17,79789607	16,12647773	13,38801924
5,5	25,00991312	19,0521415	12,93981934	11,72462788	9,733653333
6	17,50625156	13,33597523	9,057517769	8,206917154	6,813289713
7	7,31110027	5,569476239	3,782672744	3,427438137	2,84542034
8	2,122637444	1,616990381	1,098226328	0,995090788	0,826113107
9	0,249414275	0,189999703	0,129043857	0,116925219	0,097069993
9,96	0	0	0	0	0

Les hydrogrammes de crues sont représentés dans la fig III-10.

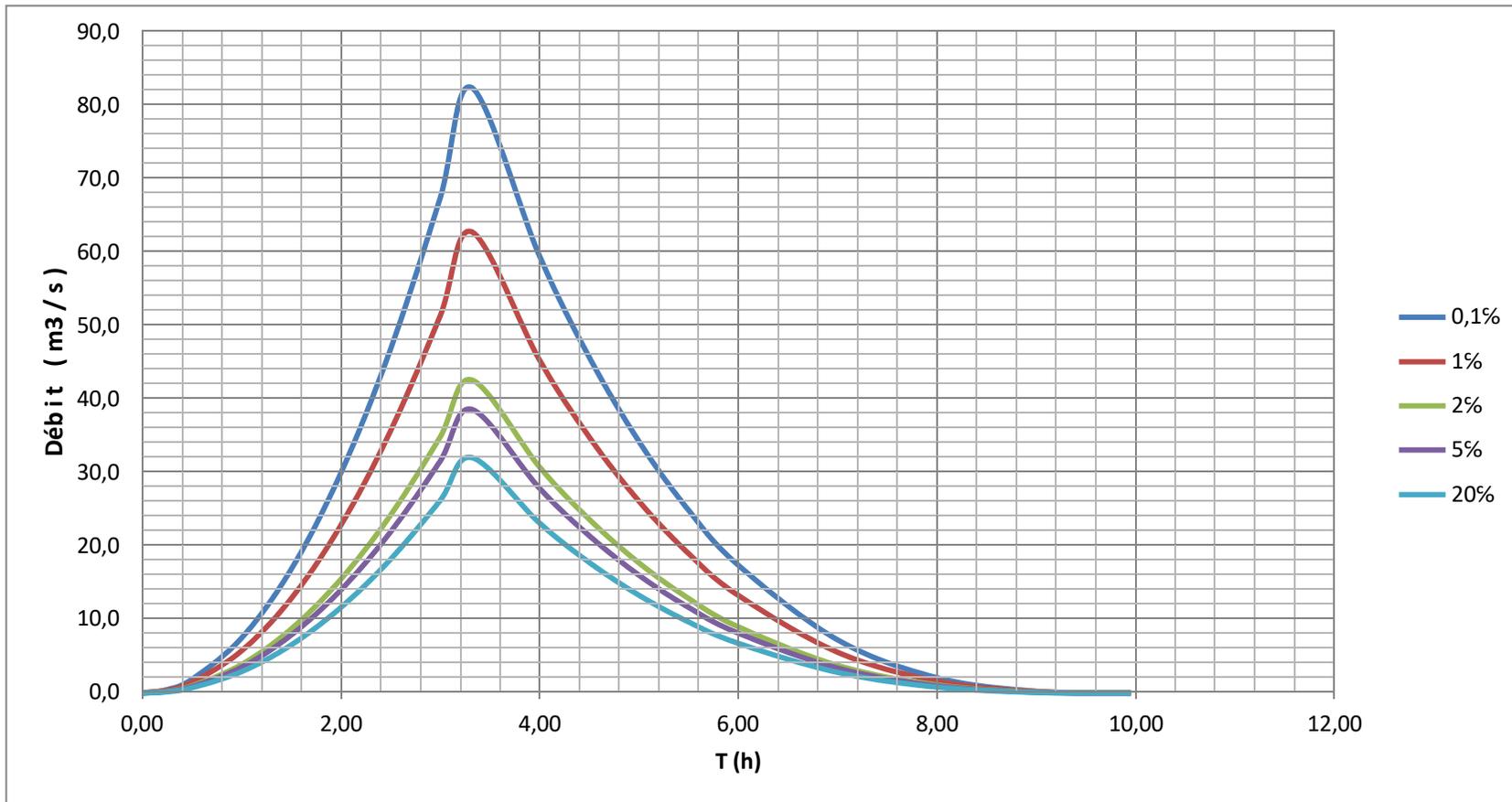


Figure III.10 :L'Hydrogrammes des crues probables en fonction de temps (par SOKOLOVSKY)

III.6.2 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.

Crue de projet recommandée

Tableau III.26. Crue de projet en fonction des catégories des dommages

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 dire 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 risqué 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-27 : 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	$Q_{max}(1\%)+revanche$	$Q_{max}(1\%)$ +revanche majorée avec vérification pour $Q_{max}(0,1\%)$ et $Q_{max}(0,2\%)$	$Q_{max}(0.1\%)$

Pour notre cas, nous pouvons considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé, par conséquent on accepte un risque moyen ($I_g = 2$) et on opte pour la crue centennale.

Cela veut dire que dans les deux classifications, on opte pour une période de retour de 100 ans

Donc, pour un débit qui vaut $Q_{1\%} = 62,87 \text{ (m}^3/\text{s)}$

III.6.3 Choix de la crue de chantier

La crue présente l'une des phases du régime d'un cours d'eau, elle se caractérise par des débits et des niveaux des eaux élevés, les crues résultant de la fonte des neiges et à partir d'averses des pluies intenses.

Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il va falloir faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues. A ce titre, le choix de la crue dépend du degré de risque admis.

En cas de dépassement de celle-ci, des dégâts seront très probables, ils seront provoqués par les crues lors de la phase de réalisation. Les conséquences seront lourdes sur les coûts de l'ouvrage de dérivation et sur la durée d'exécution de l'aménagement ainsi que sur sa durée de vie.

Une sous-évaluation du débit maximum entraîne la destruction de l'ouvrage de dérivation, alors qu'une surévaluation entraîne un coût de réalisation élevé de l'ouvrage.

La fréquence du débit maximum attribuée à chaque ouvrage dépend de son importance et du degré de sécurité. La protection contre la crue est obtenue par un amortissement de celle-ci par un batardeau, tandis que, l'ouvrage de dérivation proprement dit n'est dimensionné que pour une fraction de débit de pointe de la crue.

Les barrages en remblais sont souvent protégés contre les crues cinquantenales ou même centennale, mais en Algérie, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans.

Cependant, lorsque le batardeau est inclus dans la digue, on peut lui attribuer une petite surélévation, car il va être un ouvrage permanent par la suite, par contre, si le batardeau est indépendant de la digue, là il faut chercher la solution la plus économique puisque le batardeau est posé provisoirement.

Donc, en prenant en compte toutes ces exigences, le choix de la crue (20 ans) serait le plus adapté pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau $Q_{5\%} = 38,69 \text{ m}^3/\text{s}$

III.7 Régularisation

L'objectif de L'étude de régularisation du barrage sur Oued Tleta est la détermination des dimensions du remblai et des ressources en eaux mobilisables pour l'irrigation (volume utile) et ce en déterminant:

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

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

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

III.7.1 Répartition mensuel de l'apport 80%

Tableau .III.28 : La répartition mensuelle de l'apport 80% est donnée dans le tableau suivant :

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	total
A(hm3)	0,0112	0,0196	0,014	0,0252	0,0336	0,0392	0,0448	0,0336	0,0252	0,014	0,0112	0,0084	0,280
A(80%)	4	7	5	9	12	14	16	12	9	5	4	3	100,0

Source ANRH

III.7.2 Répartition mensuelle des besoins

La répartition mensuelle des besoins est donnée dans le tableau suivant :

Tableau III.29 : Répartition mensuelle des besoins en eau

Mois	Sep	Octs	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
Besoin en %	0	0	0	0	0	0	10,09	16,74	14,54	21,00	24,86	12,76
Besoin en Mm³	0	0	0	0	0	0	0,0261	0,0433	0,0376	0,0543	0,0643	0,033

III.7.3 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i - S_{i+1}}{2} \Delta H \quad \dots\dots\dots(III.49)$$

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

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

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

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

Le tableau III.30 donne les coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface

Tableau III.30 : Courbe topographiques et volumétriques :

Cotes(m)	S(Km2)	Smoy	H	V(Mm3)	VCumulé(Mm3)
468,46	0	0,0009565	0,54	0,0003443	0
469	0,001913	0,003928	1	0,003928	0,0003443
470	0,005943	0,0096075	1	0,0096075	0,0042723
471	0,013272	0,0177415	1	0,0177415	0,0138798
472	0,022211	0,0269525	1	0,0269525	0,0316213
473	0,031694	0,036391	1	0,036391	0,0585738
474	0,041088	0,0465425	1	0,0465425	0,0949648
475	0,051997	0,0585765	1	0,0585765	0,1415073
476	0,065156	0,071465	1	0,071465	0,2000838
477	0,077774	0,0874275	1	0,0874275	0,2715488
478	0,097081	0,1052275	1	0,1052275	0,3589763
479	0,113374				0,4642038

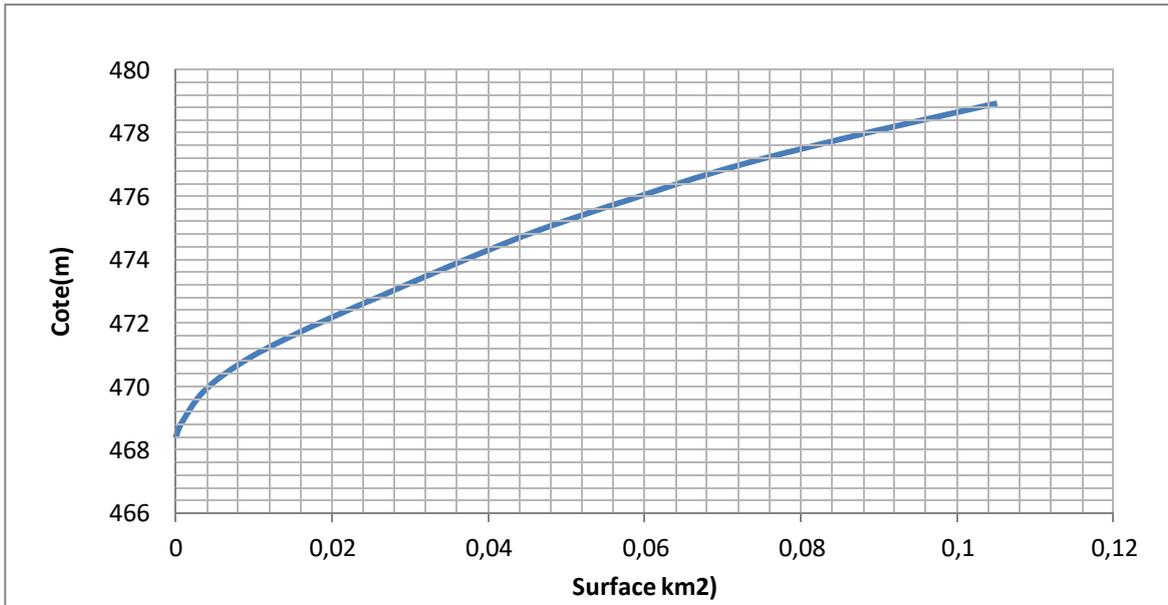


Figure III.11 : Courbe surface hauteur

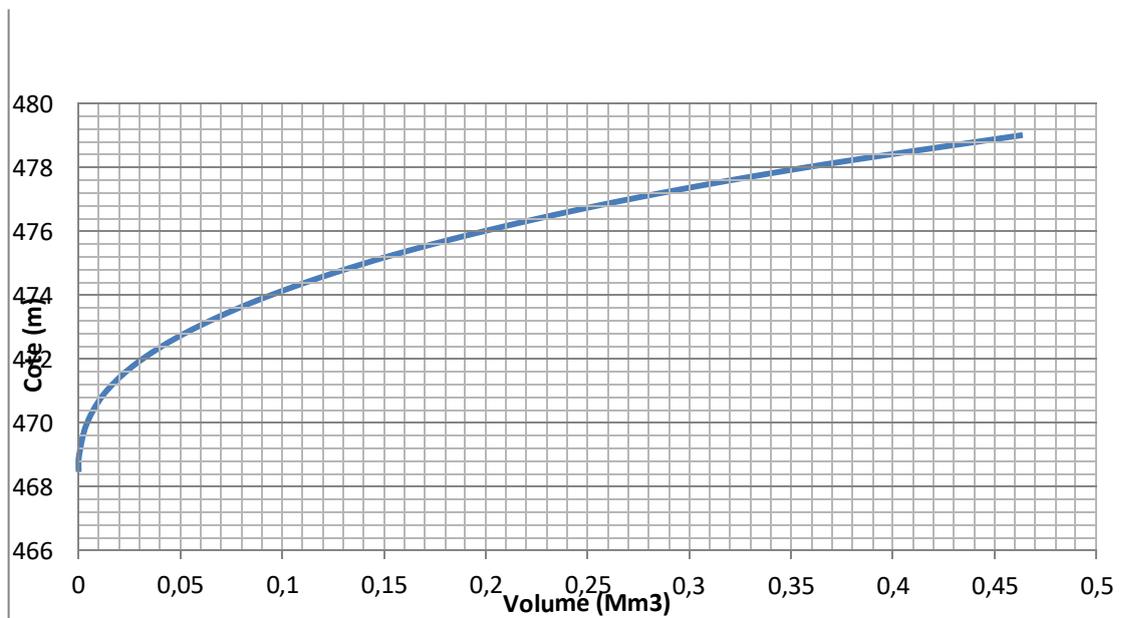


Figure III.12 : Courbe capacité hauteur.

III.7.4 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 septembre jusqu'au mois d'Aout.

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.

III.7.5 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'excédant d'eau qui est déversé 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.31 : Régularisation saisonnière sans tenir en compte des pertes

Régularisation saisonnière sans tenir en compte des pertes									
Mois	W (Mm ³)	U (Mm ³)	W-U (Mm ³)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (Mm ³)	Vri (Mm ³)	S (Mm ³)	Vrf (Mm ³)	Vri (Mm ³)	S (Mm ³)
				0,0986	0,0986	0	0,0986	0,0986	0
Septembre	0,0112	0	0,0112	0,1098	0,1098	0	0,0874	0,0986	0,011
Octobre	0,0196	0	0,0196	0,1294	0,1294	0	0,0888	0,0986	0,02
Novembre	0,014	0	0,014	0,1434	0,1434	0	0,1084	0,1084	0
Décembre	0,0252	0	0,0252	0,1686	0,1686	0	0,1224	0,1224	0
Janvier	0,0336	0	0,0336	0,2022	0,2022	0	0,1476	0,1476	0
Février	0,0392	0	0,0392	0,2414	0,2391	0,0023	0,1812	0,1812	0
Mars	0,0448	0,0261	0,0187	0,2578	0,2391	0,0187	0,2204	0,2204	0
Avril	0,0336	0,0433	-0,0097	0,2294	0,2294	0	0,2391	0,2391	0
Mai	0,0252	0,0376	-0,0124	0,217	0,217	0	0,2294	0,2294	0
Juin	0,014	0,0543	-0,0403	0,1767	0,1767	0	0,217	0,217	0
Juillet	0,0112	0,0643	-0,0531	0,1236	0,1236	0	0,1767	0,1767	0
Août	0,0084	0,033	-0,025	0,0986	0,0986	0	0,1236	0,1236	0
							0,0986	0,0986	0
						S=0.021			S=0.021

Du tableau précédent, il ressort :

$$V_s = 0.165 \text{ M m}^3. \quad V_d = 0.1405 \text{ M m}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'où : } V_u = V_d \quad \text{Alors : } V_u = 0.1405 \text{ M m}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

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

D'où :

$$V_{NNR} = V_m + V_u = 0.2391 \text{ M m}^3$$

III.7.6 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- ✓ Pertes par évaporation.
- ✓ Pertes par infiltration.

A - Pertes par évaporation

$$\text{On a:} \quad V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots(III.50)$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

$$V_{moy} : \text{volume moyen} \left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right].$$

$V_{rf,i}$ 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 :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots\dots\dots(III.51)$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette

$$V_{moy} : \text{volume moyen} \left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right]$$

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

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau III.32 : Les volumes des pertes dans la retenue.

Mois	V _{moy}	S _{moy}	Es	V _{ep}	V _{inf}	pertes
septembre	0,10393559	0,038	0,206	0.000000783	0,00051968	0,00052751
Octobre	0,11876961	0,041	0,125	0,000005125	0,00059385	0,00059897
Novembre	0,13492502	0,046	0,088	0,000004048	0,00067463	0,00067867
Décembre	0,1537903	0,053	0,064	0,000003392	0,00076895	0,00077234
Janvier	0,18233363	0,057	0,052	0,000002964	0,00091167	0,00091463
Février	0,21771268	0,061	0,048	0,000002928	0,00108856	0,00109149
Mars	0,24868087	0,065	0,092	0,00000598	0,0012434	0,00124938
Avril	0,24643979	0,064	0,118	0,000007552	0,0012322	0,00123975
Mai	0,2255111	0,058	0,188	0,000010904	0,00112756	0,00113846
Juin	0,19809831	0,057	0,253	0,000014421	0,00099049	0,00100491
Juillet	0,15051547	0,049	0,332	0,000016268	0,00075258	0,00076885
Août	0,11108196	0,038	0,321	0,000012198	0,00055541	0,00056761

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière avec des pertes sont donnés dans le Tableau (III.33) ci-dessous

Tableau III.33: Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.

Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes .									
Mois	W (Mm ³)	U+P (Mm ³)	W-(U+P) (Mm ³)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (Mm ³)	Vri (Mm ³)	S (Mm ³)	Vrf (Mm ³)	Vri (Mm ³)	S (Mm ³)
				0,0986	0,0986	0	0,0986	0,0986	0
Sept	0,0112	0,0005	0,0107	0,1093	0,1093	0	0,0879	0,0986	0,010
Oct	0,0196	0,0006	0,0190	0,1283	0,1283	0	0,0983	0,0986	0,001
Nov	0,014	0,0007	0,0133	0,1416	0,1416	0	0,1173	0,1173	0
Déc	0,0252	0,0008	0,0244	0,1660	0,1660	0	0,1306	0,1306	0
Jan	0,0336	0,0009	0,0327	0,1987	0,1987	0	0,1551	0,1551	0
Fevr	0,0392	0,0011	0,0381	0,2368	0,2368	0	0,1877	0,1877	0
Mar	0,0448	0,0274	0,0174	0,2542	0,2432	0,0110	0,2258	0,2258	0
Avr	0,0336	0,0445	-0,0109	0,2323	0,2323	0	0,2432	0,2432	0
Mai	0,0252	0,0387	-0,0135	0,2187	0,2187	0	0,2323	0,2323	0
juin	0,014	0,0553	-0,0413	0,1774	0,1774	0	0,2188	0,2188	0
Juil	0,0112	0,0651	-0,0539	0,1236	0,1236	0	0,1775	0,1775	0
aout	0,0084	0,034	-0,025	0,0986	0,0986	0	0,1236	0,1236	0
							0,0986	0,0986	0
							0,011		0,011

Du tableau (III.33) : on a

$$V_s = 0.1556 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 0.1446 \text{ Mm}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'ou : } V_u = V_d \quad \text{Alors : } \mathbf{V_u = 0.14466 \text{ Mm}^3}$$

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

$$\mathbf{V_{\text{NNR}} = 0.243 \text{ Mm}^3}$$

Nous avons :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u = (0.1446 - 0.1405) / 0.1446 = 0,26\% < 2\%$$

$V_{\text{NNR}} = 0.243 \text{ Mm}^3$ Il correspond à un niveau NNR = 477m

III.8 Laminage des crues

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

$$Q.dt = q.dt + S.dh \dots\dots\dots(III.52)$$

Ou:

Q :le débit entrant de la crue.

q :le débit déversé par l'évacuateur de crue.

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

Le débit cumulé à l'instant t est:

$$Q - q = S.(dh / dt) \dots\dots\dots (III.53)$$

Ou:

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

Il existe plusieurs procédés de laminage, nous opterons pour la méthode de Kotcherine qui est une méthode grapho-analytique.

-La méthode de KOCHERINE

La méthode se base sur les principes suivants:

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

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

$$Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots(III.54)$$

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

b: largeur du déversoir (en m).

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

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \dots\dots\dots(III.55)$$

H_0 :charge globale.

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

$$V_0 = \frac{Q}{S}$$

Avec: $S = b \cdot H$.

Tous les résultats sont rassemblés dans le tableau ci après:

Données de départ: ($m=0,49$) ; ($p=1$).

Tableau III-34: Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE

Données initiales	
g	9,81 m/s ²
α	1
$Q_{1\%}$	62,8 m ³ /s
$V_{\text{crue } 1\%}$	2254266,72m ³
m	0,49
P	1,5 m

On fait le calcul en variant la largeur b de 5m à 22m selon la formule:

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

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants:

Tableau III-35 : Détermination de H_0 et Q en fonction de b

H	débit	surface	vitesse	$V_{\text{forcé}}$
(m)	(m^3/s)	(m^2)	(m/s)	(m^3)
1,75	50,25	32,5	1,55	230000
1,5	1,25	36	0,03	210000
1,25	1,00	38,5	0,03	190000
1	34,73	40	0,87	180000
0,75	25,38	40,5	0,63	175000
0,5	15,35	40	0,38	170000
0,25	5,97	38,5	0,16	160000

Tableau III-36 : Débits déversants en fonction de h et b et le volume de crue

H	V_{moy}	H_0	Débit m^3/s							
(m)	(m/s)	(m)	b=5m	b=10m	b=12m	b=14m	b=16m	b=18m	b=20m	b=22m
2	1,75	2,16	34,37	68,75	82,50	96,25	110,00	123,75	137,50	151,25
1,75	1,55	1,87	27,79	55,58	66,70	77,82	88,93	100,05	111,17	122,28
1,5	0,03	1,50	19,94	39,88	47,85	55,83	63,80	71,78	79,75	87,73
1,25	0,03	1,25	15,17	30,33	36,40	42,47	48,53	54,60	60,67	66,73
1	0,87	1,04	11,48	22,97	27,56	32,15	36,75	41,34	45,93	50,53
0,75	0,63	0,77	7,33	14,67	17,60	20,53	23,46	26,40	29,33	32,26
0,5	0,38	0,51	3,92	7,85	9,42	10,99	12,56	14,12	15,69	17,26
0,25	0,16	0,25	1,37	2,73	3,28	3,83	4,37	4,92	5,47	6,01

Tableau III-37 : Débits déversants en fonction de h et b et le volume de crue

H (m)	V forcé (M m3)	q Laminé (m3/s)	Débit m3/s							
			b=5m	b=10m	b=12m	b=14m	b=16m	b=18m	b=20m	b=22m
2	230000	56,39	30,6945011	61,3890023	73,66680273	85,94460318	98,22240364	110,5002041	122,778005	135,055805
1,75	140000	56,95	25,1230671	50,2461343	60,29536113	70,34458798	80,39381484	90,44304169	100,492269	110,541495
1,5	130000	57,51	19,9366633	39,8733266	47,84799193	55,82265725	63,79732258	71,7719879	79,7466532	87,7213185
1,25	110000	57,79	15,1663336	30,3326673	36,39920071	42,46573416	48,53226762	54,59880107	60,6653345	66,731868
1	90000	57,92	10,8521449	21,7042899	26,04514788	30,38600586	34,72686384	39,06772182	43,4085798	47,7494378
0,75	80000	58,06	7,04867491	14,0973498	16,91681978	19,73628974	22,55575971	25,37522967	28,1946996	31,0141696
0,5	70000	58,34	3,83681264	7,67362528	9,208350341	10,7430754	12,27780045	13,81252551	15,3472506	16,8819756
0,251225	10000	58,90	1,36650073	2,73300146	3,279601753	3,826202046	4,372802338	4,91940263	5,46600292	6,01260321

La détermination de la largeur du déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après le traçage du graphe $H=f(q, Q)$ déterminé par la formule:

$$Q_{lam} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}}\right) \dots\dots\dots(III.56)$$

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

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

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

$$V_{cr} = \frac{1}{2} q_{\%} T_b \dots\dots\dots(III.57)$$

T_b : temps global de la crue.

D'après le tableau, on trace des courbes croissantes représentées dans la fig III-13 la courbe $H=f(q, Q)$ nous permet de définir la largeur du déversoir optimale ainsi que le débit correspondant.

A travers le tableau, on trace les courbes de variation des volumes déversés pour chaque largeur du déversoir puisque la courbe $Q=f(q, V_{forcé})$ qui nous a permis de faire le choix de la largeur du déversoir économique (Voir figure III-14).

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

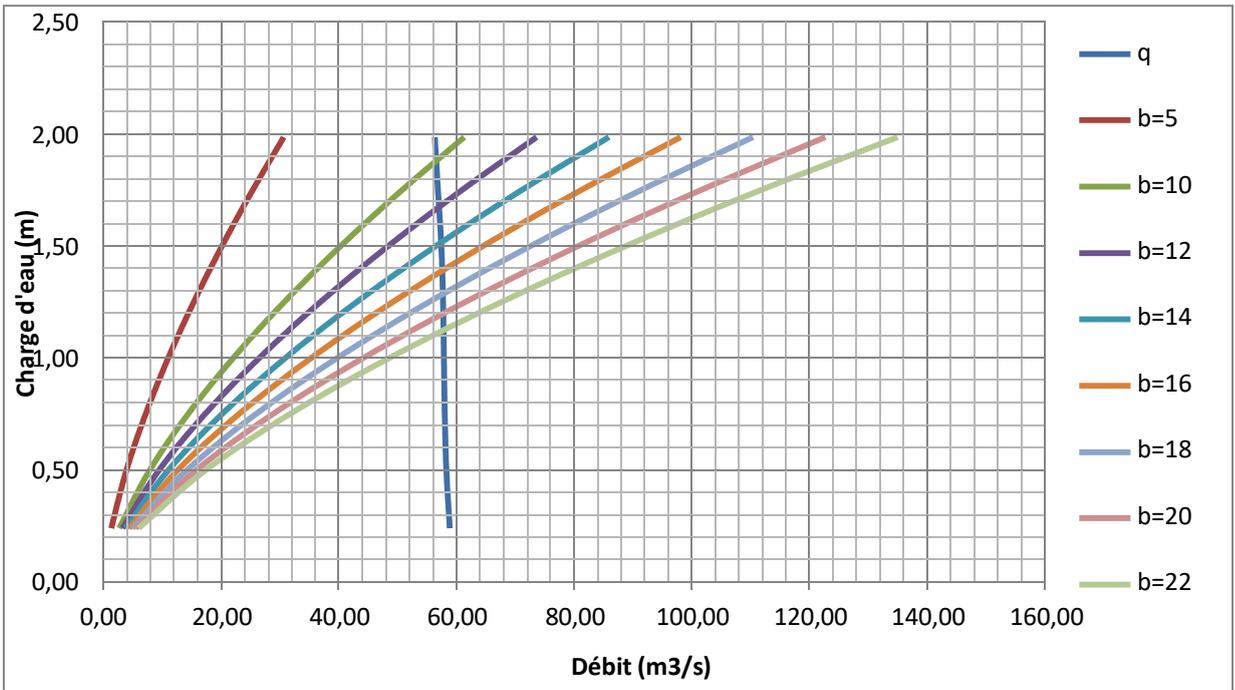


Figure III.13 : Courbes $H=f(q, Q)$

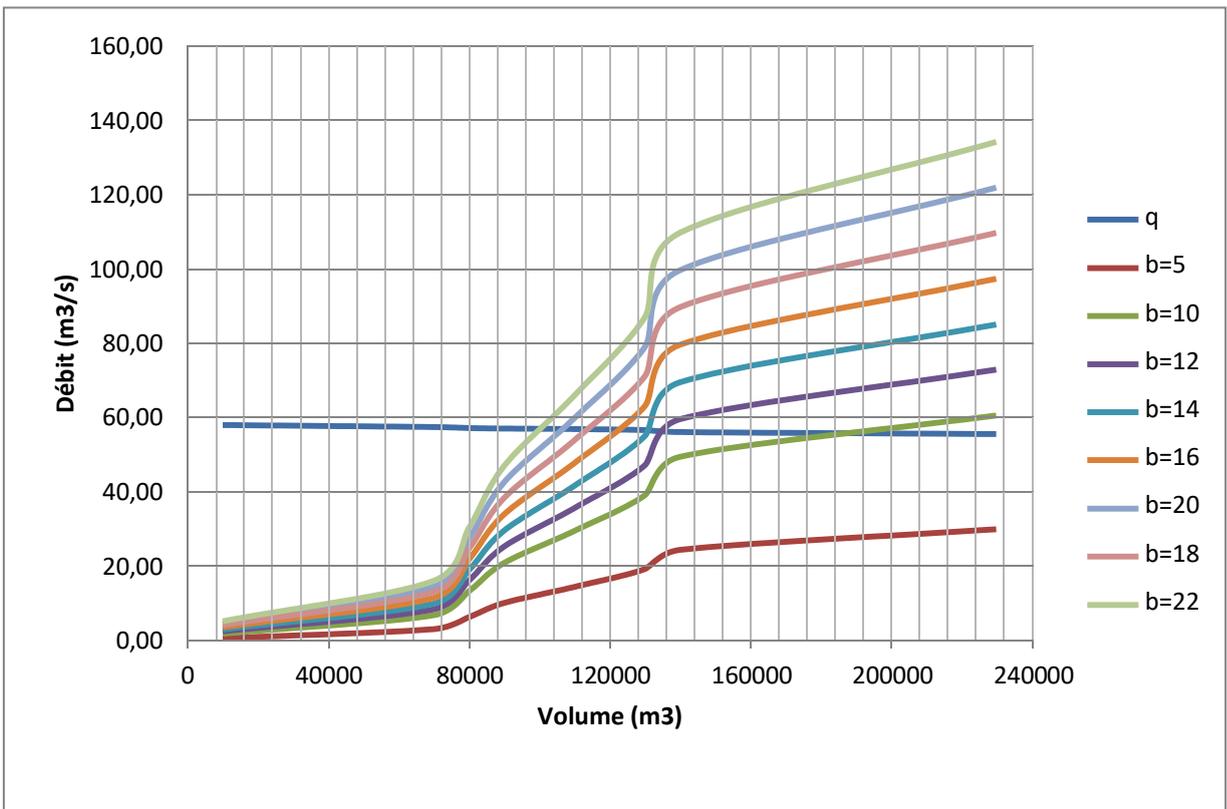


Figure III.14 : Courbes $Q=f(q, V_{\text{forcé}})$

Tableau III.38 : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

b	H	NPHE	q Laminé	V forcé
(m)	(m)	(m)	(m ³ /s)	(m ³)
10	1,87	478,87	56,9497606	210000
12	1,7	478,7	57,5069263	190000
14	1,52	478,52	57,7855091	180000
16	1,4	478,4	57,9248005	175000
18	1,3	478,3	58,0640919	170000
20	1,2	478,2	58,3426747	160000
22	1,125	478,125	58,8998404	140000

III.9 Etude d'optimisation

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

III.9.1 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 :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (III. 58)$$

$$H=0,75+0,34\sqrt{F} + 0,26\sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (III. 59)$$

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 = 0,5km].

A.N :

$$H=0,75+0,34\sqrt{0,5} + 0,26\sqrt[4]{0,5} = 1,2m$$

$$V=1,5+2.H=1,5+2.1,2 = 3.5m/s$$

Donc :

$$R = H + \frac{3,5^2}{2.9,81} = 2.12m$$

a)-Formule de MALLET et PAQUANT

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (III. 60)$$

$$H=0,5+0,33\sqrt{F} \dots\dots\dots (III. 61)$$

Donc :

$$H=0,5+0,33\sqrt{0,5} = 1,02m$$

$$V=1,5+2.H=1,5+2.1,02=3,52m/s$$

$$R = 1.02 + \frac{3,52^2}{2.9,81} = 1,65m$$

a)Formule Simplifiée

$$R=1+0,3\sqrt{F} \dots\dots\dots (III. 62)$$

$$R=1+0,3. \sqrt{0,5} = 1,2m$$

On prend **R=1,2m**

III.9.2 Tassement

Le tassement est calculé grâce aux formules suivantes :

- $T= 0.015 H_b \dots\dots\dots(III. 63)$

- $T= 0.001 H_b^{3/2} \dots\dots\dots (III. 64)$

D'où :

T=Tassement de la crête du barrage.

H_b=Hauteur du barrage. Les tassements sont estimés à 0,1 m.

III.9.3 Largeur en crête

C'est la largeur du barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage.

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

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

- Formule T.KNAPPEN $b=1,65H_b^{0.5}$ (III.65)
- Formule E.F.PREECE $b=1,1H^{0.5}+1$ (III.66)
- Formule PRATIQUE $b=(5/3),H^{0.5}$ (III.67)
- Formule SIMPLIFIEE $b=3, 6.H^{1/3}-3$ (III.68)

H_b est la hauteur du barrage prise égale à de 11 m.

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

Tableau III-39: calcul de la largeur en crête:

Formules	b (m)	Valeur adoptée
T.KNAPPEN	5.47	6 (m)
E.F.PREECE	4.45	
PRATIQUE	5.52	
SIMPLIFIEE	5.006	

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

III.10 Calcul des coûts

Tableau III.40: coût et volume de la digue

Largeur déversant (m)	Volume de la digue en (m ³)	Coût de la digue en (millions DA)
10	32848,18	13,139272
12	32058,15	12,82326
14	31540,745	12,616298
16	30870,94	12,348376
18	30236,93	12,094772
20	30214,38	12,085752
22	30168,03	12,067212

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

III.10.1 Calcul du coût de l'évacuateur de crues

10.1.1 Coût du déversoir

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profil 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 à la suite l'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 :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left| \frac{X}{H} \right|^{1,80} \dots\dots\dots(III.69)$$

Ou :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dév}} = S \cdot L$$

S : Section transversale (m²).

L : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube du béton à quinze mille dinars Algérien 15000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

Tableau III.41 : coût de déversoir.

Largeur déversante (m)	Volume du béton (m ³)	Coût du déversoir (millions DA)
10	32,4	0,7128
12	38,88	0,85536
14	45,36	0,99792
16	51,84	1,14048
18	58,32	1,28304
20	64,8	1,4256
22	71,28	1,56816

10.1.2 Calcul du coût du coursier

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement. La longueur approximative du coursier est 65,8m (selon le plan topographique). A cet effet, le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{béton}} \dots \dots \dots \text{(III.70)}$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est de 0,5 mètre et le coût du mètre cube de béton est estimée 22000 DA/m³.

La largeur du coursier est donnée par :

$$bcou = (Q_{e,\text{max}})^{0,4} \dots \dots \dots \text{(III. 71)}$$

Le Tableau ci-dessous, nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes.

Tableau III-42 : Coût de coursier.

Largeurs déversantes (m)	Débits déversants (m ³ /s)	largeur de coursier(m)	surface de béton (m ²)	volume de béton (m ³)	coût total Millions (DA)
10	58,9654	5,1078	2,5539	119,2685	2,6239
12	59,2443	5,1175	2,5588	119,4939	2,62886
14	59,8021	5,1367	2,5684	119,9426	2,6387
16	60,3599	5,1558	2,5779	120,3889	2,6485
18	60,6388	5,16535	2,5827	120,6111	2,6534
20	60,9177	5,1748	2,5874	120,8322	2,6583
22	62,5911	5,2312	2,6156	122,1495	2,6872

III.10.2 Le coût total du barrage

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

Tableau III.43: coût Totale de la Retenue.

Largeur déversante (m)	Cout de la digue (millions DA)	Cout de l'évacuateur de crue		Coût total (millions de DA)
		Déversoir	coursier	
10	13,1392	0,7128	2,6239	16,4759
12	12,8232	0,85536	2,6289	16,3074
14	12,6162	0,99792	2,6387	16,2529
16	12,3483	1,14048	2,6486	16,1374
18	12,0947	1,28304	2,6534	16,0312
20	12,0857	1,4256	2,6583	16,1696
22	12,0672	1,56816	2,6873	16,3226

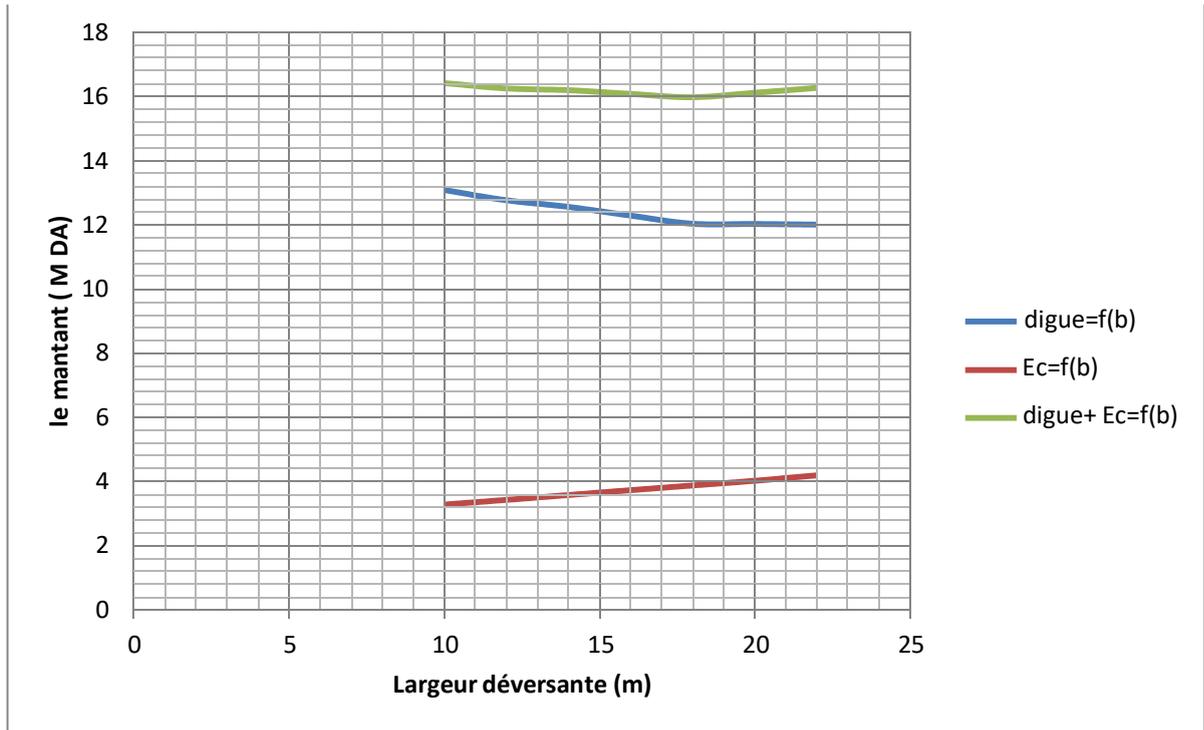


Figure III.15 : Courbes d'optimisation

D'après cette étude d'optimisation, on a choisi la largeur optimale $b=18$ m pour des raisons économiques et techniques.

Tableau III-44: Tableau récapitulatif

Dénomination	Unités	Valeurs
Cote NVM	m	474.2
Cote NNR	m	477
Cote NPHE	m	478.3
Cote du fond	m	468.46
Volume au NNR	m ³	243000
Volume utile	m ³	144660
Volume mort	m ³	98600

Conclusion :

Après avoir tracé la courbe de d'optimisation on a choisi la largeur optimale $b=18$ m pour des raisons économiques et techniques.. Donc la hauteur projetée du barrage est : $H_b=11$ m. Et le niveau de crête est 479.5 m.

CHAPITRE IV: ETUDE DES VARIANTES**IV-1 Introduction**

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

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

-Les ouvrages rigides, en béton, qualifiés ainsi parce que leur capacité de déformation est relativement faible. Ils ne s'accrochent, sauf exception, que de fondations rocheuses peu perméables, d'où on exclut ce type dans le cas de cette retenue collinaire qui repose sur de l'argile.

-Les ouvrages souples, en terre, en enrochements, capables de suivre sans trop de dommages des mouvements de leur substratum. Ils sont évidemment, radicalement différents, dans leur conception, des précédents. Ils s'accrochent de fondations de moins bonne qualité.

IV-2 Choix du site de la retenue

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

-L'axe doit être perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau.

-La projection de l'axe doit tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement.

-L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible pour des raisons économiques.

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

IV-3 Choix du type du barrage

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

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

a)- Barrage en terre homogène

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

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

b)- Barrage zoné

Lors de l'hétérogénéité des matériaux présents en place ; alors on envisage un barrage à noyau. Dans un barrage à noyau, les fonctions de résistance et d'étanchéité sont en quelque sorte séparées. La résistance est assurée par les recharges placées sur les flancs de l'ouvrage, et l'imperméabilité par le noyau central.

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

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

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.

Tableau IV.01 : Valeurs indicatives des pentes 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

IV.4 Etude comparative

Une étude de comparaison approximation des différents volumes de chacun des types de barrage choisis paraît nécessaire pour faire le choix du type de retenue.

Volume de la digue :

On aura à procéder de la manière suivante : On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections à travers le barrage et sur chaque coupe, on détermine l'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i". Le volume total du barrage s'obtient en sommant les volumes partiels des différentes sections de coupe.

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi}$$

Où : N_{cr} : Côte de la crête du barrage (m) ;

N_{pi} : Côte du pied du barrage dans la section i (m).

L'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i" est déterminée ainsi :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \cdot H_{bi} \dots\dots\dots (IV.01)$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage (m) ;

B_{pi} : Largeur du pied du barrage au droit de la section "i" (m).

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) \cdot H_{bi}$$

Où : m_1, m_2 : Fruit du talus amont et aval.

Le volume total du barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \quad \dots\dots\dots (IV.02)$$

Avec :
$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \quad \dots\dots\dots (IV.03)$$

d : Distance horizontale séparant deux sections successives Si et Si+1 (m)

En effectuant le même calcul on aura le volume de chaque matériau de construction pour les deux variantes.

IV.4.1. barrage homogène

C'est une variante très économique et très étanche mais seulement, il faudrait disposer de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante de l'ordre de 1,5 à 2 fois le volume de la digue. Pour un barrage homogène en argile les pentes des talus amont 3 et aval 2.5.

Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration.

Les résultats sont illustrés dans le tableau IV.02

IV.4. 2. Barrage zoné

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 11m on prend les pentes des talus amont et aval (m1=2et m2= 3).

A) Le Noyau :

Nous avons équipé le barrage d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage.

Vers le sommet, le noyau doit être monté au dessus du niveau des plus hautes eaux jusqu'à la crête du barrage. Il doit être protégé à sa partie supérieure par une couche de sable ou de préférence, en traitant le sommet du barrage en chemin avec une chaussée enrobé en bitumineux.

Latéralement, nous disposons de part et d'autre du noyau un drain filtre.

B) Dimensionnement du noyau

Pour le noyau, on a opté pour un profil trapézoïdal dont les dimensions sont les suivantes:

B-1/ largeur en crête :

La largeur au sommet du noyau sera déterminée par des raisons de conduite du chantier pour autoriser le passage des engins de compactage, mais aussi par des raisons d'étanchéité.

$$b_{noy} = 2m$$

Les pentes des talus du noyau préalable :

- Talus amont est 0.5
- Talus aval est aussi 0.5

La cote en crête du noyau : $H_n = H_b - 1 = 11 - 1 = 10\text{m}$.

Largeur de la base du noyau: $b_n = 12\text{m}$

Le volume du noyau et des recharges est respectivement :

Tableau IV.02: les coûts des variantes étudiées.

Variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût)DA 01 ⁶ (Totale)DA 01 ⁶ (
Homogène	Recharge (argile)	31,36203	011	12,094772	18,324446
	Enrochement	0668211	0,11	2,002524	
	Gravier Filtre et drains	3110233	611	2,267598	
	Sables Filtre et drain	3,6520,	611	1,959552	
Zoné	Recharge	01102110	011	3,6284316	19,2762791
	Noyau	21585.851	511	10,792926	
	rip- rap	0668211	0,11	2,002524	
	Gravier(Filtre et drain)	011126085	611	1,0204191	
	Sables (Filtre drains et)	316020608	611	1,8419789	

Conclusion :

A travers le Tableau récapitulatif N°IV.02,on s'est penché vers la première variante (digue homogène) car on a les matériaux qu'il faut à moindre coût avec facilité de réalisation.

Et elle est la plus facile à mettre en place techniquement et elle convient à notre quantité d'argiles disponible.

IV.5. Etude de la variante retenue

IV.6 Définition de profil général du barrage

IV.6.1 Hauteur de barrage

IV.6.1.1 Calcul de la revanche

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche, les calculs ont été établis dans le chapitre III.

Tableau IV.03 : Récapitulation des résultats de calcul de la revanche

Formules utilisées :	Valeurs :
Formule de STEVENSON GAILLARD	2,12m
Formule de MALLET et PAQUANT	1,65m
Formule Simplifiée	1,2m

Il est prudent d’adopter comme valeur minimale de la revanche de 1 à 2 m pour les ouvrages de 10 à 20 m de hauteur

Conclusion : On prend la valeur la plus proche à la moyenne donc : R=1,2m

Donc :

$$H_b = C_{NNR} - C_f + h_{dév} + R + t \dots\dots\dots (IV.05)$$

$$H_b = 477 - 468.46 + 1.2 + 1.3 + 0.1 = 11.m.$$

On admet une valeur de t =0.1 mètre pour le tassement des petits barrages.

IV.6.2 Largeur en crête : Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

1) Formule de KNAPEN T

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (IV. 06)$$

2) Formule de E- F-PREECE

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (IV. 07)$$

3) Formule Anonyme (simplifiée)

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (IV. 08)$$

4) Formule pratique

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (IV. 09)$$

Avec :

H_b : Hauteur du barrage [m];

Tableau IV.04: Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formules	b _{cr} –m-
KNAPPEN	5.47
PREECE	4.45
SIMPLIFIEE	5.00
PRATIQUE	5.52

On opte pour une largeur de crête égale à : b_{cr} = 6 m.

IV.6.3 longueur en crête

La longueur en crête est obtenue à partir du plan de l’aménagement, elle est égale à :

L = 280m.

IV.6.4 Classification de l’ouvrage : La classification est basée sur la constitution de l’ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l’aval en cas de rupture de l’ouvrage.

Pour déterminer la classe de notre barrage nous nous sommes basé sur le tableau suivant:

Tableau IV.05 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

Type de sol de fondation	Classe des barrages			
	I	II	II	IV
	Hauteur de barrage(m)			
Sol rocheux	>100	70÷100	25÷70	<25
Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

D'après le tableau V-01 le barrage de MECHERAA S'FA est classée dans la quatrième catégorie d'ouvrage.

IV.6.5 Bermes : Etant donné que notre digue n'atteint pas 15 m, il ne sera pas prévu de bermes dans notre cas.

IV.6.6 Pentés des talus : Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales, d'après le tableau IV. 01

on prend :

Le fruit amont est : $m_1=3,0$

-Le fruit aval est : $m_2=2.5$

IV.6.7 Protection des talus

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

1- Talus aval

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

Remarque : Il y a lieu d'éviter d'herber le parement du talus aval, car notre région est située en zone semi aride ou les chances de reprise ou de survie d'un tapis herbacé sont très aléatoires voire nulles.

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

– Première méthode

$$e = C \cdot V^2 \dots\dots\dots (IV. 10)$$

D'où

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

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

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

Tableau IV.06 : La valeur de C

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

On a un poids spécifique du Rip rap $\theta = 2,65 \text{ KN/m}^3$. et une pente égale a 1/3,
D'où la valeur de C est donnée 0.025.

Donc, nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e=0.30\text{m}$

50% des enrochements doivent avoir un poids unitaire "W" tel que

$$W \geq 0,52.e^3.\delta \dots\dots\dots (IV. 11)$$

$$W = 0.017 \text{ tonne.}$$

Le diamètre moyen d'une pierre réduite en sphère.

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{W}{0,524.\delta}} = \sqrt[3]{\frac{0.017}{0,524.2,65}} = 0.23\text{cm}$$

On opte pour un diamètre égal à 0,25cm

– Deuxième méthode

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

Tableau IV.07 : 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	0,40	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,45	0,30
1,2 ÷ 1,8	0,45	0,35
1,8 ÷ 2,4	0,55	0,40
2,4 ÷ 3,0	0,70	0,45

Pour notre cas, $0.6 < H < 1.2$ m $e = 0,45$ m.

$D_{min} = 0,30$ m

Nous prenons une épaisseur égale à $0,45$ m.

$e = 0,40$ m

Conclusion: En analysant les résultats obtenus, on opte ensuite pour le dimensionnement de la digue homogène pour une épaisseur de couche $e = 40$ cm et un diamètre moyen de 30 cm.

IV.6.8 Drainage de la digue

IV.6.8.1 Constitution et fonctionnement des filtres et drains

V.6.8.1.1 Filtres : Lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entraînement des particules fines du massif à drainer, on interpose, alors un filtre sur les deux cotés du drain,

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

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

Entre un sol à granulométrie fine, qui doit être drainé, et les matériaux relativement grossiers et perméables constituant les drains;

A l'interface entre un remblai de granulométrie fine et une fondation très perméable où l'écoulement peut éroder les particules fines du remblai ;

Sous et au-delà du pied aval du barrage ;

Sous les recharges drainantes.

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

V.6.8.1.2 Drains

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

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

Ces matériaux sont disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée.

Ils doivent être inaltérables, parfaitement propres et par conséquent soigneusement lavé si nécessaire. Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines particules du matériau adjacent.

Règles générales de dimensionnement des drains et filtres

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

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

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

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

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

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante :

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

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

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

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

V.6.8.1.3 Calcul des drains : Le système de drainage de la digue est constitué d'un tapis filtrant réalisé, en bas de la partie aval de la digue, combiné avec un filtre vertical sans oublier le prisme de drainage.

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

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (IV.12)$$

Avec :

L_b : Longueur transversale du barrage [L_b=67.63m].

$$\text{Donc : } L_d = \frac{67.63}{3} = 22.54 \text{ m}$$

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$l_d = 1/2 * (\sqrt{L^2 - H^2} - L) \dots\dots\dots (IV. 12)$$

l_d : Largeur du drain nécessaire (m) ;

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain (35.7m);

H : différence de charge entre la retenue et le drain (10m).

$$\text{Donc : } l_d = 1/2 * (\sqrt{35,7^2 - 10^2} - 35,7) = 0,71 \text{ m}$$

On prend : l_d=1m

-Dimensionnement du drain vertical

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

La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m.

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

Le niveau du drain vertical est aux points les plus hauts de saturation de remblai N_{dr}=478.3 m

-Dimensionnement du drain prisme

Fruits des talus :

$m_1 = (1 \div 2)$ on prend $m_1=1,5$

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

Hauteur: $H_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b$ (IV. 13)

Avec : H_b : Hauteur du barrage ($H_b= 11,00m$)

On prend : $H_{dr} = 0.2 H_b$

On aura : $h_{dr}=2.2m$ on prend $h_{dr}=3m$

Largeur au sommet :

On va prendre : $b_{dr} = 2 m$

Largeur en base du drain :

Elle est exprimée par : $B=b_{dr} + (m_1 +m_2) h_{dr}$ (IV. 14)

$B= 11.00 m$

V.6.8.1.4 Calcul des filtres

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

Condition 1

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt{\eta} \cdot (1+0,05) \frac{\eta}{1-\eta} \dots\dots\dots (IV.15)$$

D'où

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

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

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

$n_0 = 0,45$ pour les sols argileux.

Condition 2

Condition de (TERZAGHI ,1942)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \dots\dots\dots (IV.16)$$

D_{15} : Diamètre de filtre.

d_{85} : Diamètre du sol à protéger.

B) Détermination de la courbe granulométrique des Filtres

Selon les critères

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \dots\dots\dots (IV.17)$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \dots\dots\dots (IV.18)$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

D_{15}, D_{50} : Diamètre de filtre.

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

Granularité du sol protégé : $d_{15} = 0,0002\text{mm}$;

$d_{50} = 0,0038\text{mm}$;

$d_{85} = 0,15 \text{ mm}$.

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

$$0,0024\text{mm} < D_{15} < 0,008 \text{ mm} ;$$

$$0,0456 \text{ mm} < D_{50} < 0,19\text{mm}.$$

La courbe granulométrique moyenne est : $D_{15} = 0,0052 \text{ mm}$; $D_{50} = 0,1178\text{mm}$.

La deuxième couche des filtres est déterminée en fonction de la courbe moyenne de la première couche:

$$0,0624 \text{ mm} < D_{15} < 0,208 \text{ mm}$$

$$1,4136\text{mm} < D_{50} < 6,824\text{mm}.$$

D'où la courbe granulométrique moyenne de la deuxième couche du filtre. Elle a les dimensions suivantes $D_{15} = 0,01352\text{mm}$, $D_{50} = 4,118\text{mm}$.

On prévoit:

Une première couche de filtre en sable d'épaisseur = 15 cm;

La deuxième couche en gravier d'épaisseur = 15cm;

L'enrochement (Rip-rap) d'épaisseur = 30 cm.

IV.7 Etanchéité du barrage

IV.7.1 Clé d'ancrage

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

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

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

En prend $b = 4$ m. Les talus $m_1 = m_2 = 1$.

IV.7.2 Protection de la crête

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

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

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

IV.7.3 Protection contre l'envasement

Selon l'étude hydrologique le taux d'abrasion a été estimé à $553.69 \text{ T/km}^2/\text{an}$, cette valeur comporte un volume d'envasement estimé à 98660 m^3 dans la cuvette de la retenue pour une durée de vie égale à 10ans.

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

- Les digues de décantation.
- La bande forestière.

La digue de décantation sera construite en gabions et implantée dans le lit de l'Oued en amont de la retenue. Il est recommandé de réaliser plusieurs digues de décantation en aval de l'embouchure de chaque branche importante.

La bande forestière est à réaliser sur les deux côtés de la cuvette sur une largeur de 50 m environ. Les rangs d'arbres doivent être plantés le long des courbes de niveau des rives de la vallée. La distance entre le lac et la bande forestière doit être de 50 m au minimum.

IV.8 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 considéré 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.

IV.8.1 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 :

$$Y^2 - Y_0^2 - 2XY_0 = 0 \Rightarrow Y = \sqrt{Y_0^2 + 2XY_0} \dots\dots\dots(IV.19)$$

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots(V-07)$$

Avec :

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0,7b (d =17.2m).

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont b=24.57m
(Déterminé graphiquement).

h : La hauteur d'eau en amont (h=8.45m).

On trouve $Y_0 = 0.76m$.

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny on raccorde celui-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole.

L'équation de la parabole s'écrit :

$$Y = \sqrt{3,85 + 3,92X}$$

Tableau IV.08: Coordonnées de la ligne de saturation :

X	m	2	4	6	8	10	12	14	16	17,2
Y	m	3,42	4,42	5,23	5,93	6,56	7,13	7,66	8,16	8,44

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

$$a + \Delta a = \frac{Y_0}{1 + \cos \alpha} = 0,26 \dots\dots\dots(IV.20)$$

D'après Casagrande (1937) : $\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 1.96$

$a=0,25m$

IV.8..2 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue:

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

$q=K.I.A\dots\dots\dots(IV.21)$

Avec :

q: Débit d'infiltration en (m³/s/ml).

K : Coefficient de perméabilité en (m/s). (K= 10⁻⁸ m/s)

I: Gradient hydraulique.

A: Section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par:I=dy/dx et A=y.l

Donc: $q=K.ydy/dx\dots\dots\dots(IV.22)$

Avec $ydy/dx=y_0$

D'ou $q=K.y_0$ m³/s/ml

Le débit total à travers le barrage sera donc:Q=q.L

AN:

$Y_0=1,96m$ d'où: $q=1.96.10^{-8}$ m³/s/ml.

IV.8.3 Calcul du débit de fuite à travers la fondation :

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy (IV.21):

$q=K.I.A$

A: Section d'infiltration par unité de longueur. A=T.1(T=3m Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où : $q= K.I.T$

I: gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité horizontal a travers la fondation ($K=10^{-8}$ m/s)

H_e : Charge d'eau à l'amont $H = 8.45$ m.

L_b : Emprise du barrage $L_b=67.63$ m.

$$I=H_e/L_b.....(IV.23)$$

$$q=10^{-9} \text{ m}^3/\text{s/ml}.$$

IV.8.4 Vérification de la résistance à l'infiltration des sols du corps et de la fondation

1) Corps du barrage

La vérification de la résistance d'infiltration dans le corps du barrage est effectuée d'après la condition :

$$I = \frac{\Delta H}{l} \leq I_{adm}(IV.24)$$

ΔH : Perte de charge a travers le barrage $\Delta H = h = 8,45$ m

I : Gradient hydraulique admissible tiré du tableau ($I_{adm}=1,8$), voir la figure ci après:

Ona : $l = 13,94$ m

Alors on trouve $I = 0,61 < 1,8$. Donc la condition est vérifiée.

La résistance à l'infiltration à travers le barrage est assurée.

2) fondation du barrage

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

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} (IV.25)$$

Avec :

I_{cr} : Gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de la fondation.

Il est donné par le tableau :

Tableau IV.09 : Gradient d'infiltration admissible

Sols de fondation	Icr
Argiles	1.2
Limons	0.65
Sables grossiers	0.45
Sables moyens	0.38
Sables fins	0.29

Ks : Coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe du barrage d'après le tableau suivant :

Tableau IV.10 : Détermination du coefficient de sécurité

Classe du barrage	I	II	III	IV
Ks	1.25	1.20	1.15	1.10

If : Gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d'après la formule suivante :

$$If = \frac{\Delta H}{Lb + 0,88Tc} \dots\dots\dots (IV.26)$$

Tc : Profondeur de calcul de la zone de l'infiltration de la fondation. (Tc= 3m)

ΔH : Charge d'eau (H=8,55m).

Lb : Largeur à la base du barrage (L=67,63m).

On a donc : If = 0.122

Notre barrage appartient à la classe II, ce qui donne (Ks=1,25).

Les fondations argileuse, donc: Icr =1.20

On a donc : $\frac{Icr}{Ks} = 0,96$

On remarque que $If < \frac{Icr}{Ks}$ donc la condition est vérifiée et la résistance d'infiltration à travers la fondation est assurée.

IV.9. 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.

IV.9.1 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).

IV.9.2 Méthode de calcul

Pour l'appréciation de la stabilité du remblai compacté du petit barrage de MECHERAA SFA et la vérification des valeurs des fruits des parements adoptés, nous avons utilisé la méthode des tranches (Méthode de FELLENIUS).

9.2.1 Calcul manuel

Ce dernier a été réalisé avec la contribution d'un programme Excel.

Trois cas peuvent être vérifiés :

Cas vidange rapide (Talus amont)

Cas fin de construction (Talus aval)

Cas fonctionnement normal (Talus aval)

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

9.2.1.1 Principe de la méthode

Cette méthode nous amène à respecter les étapes suivantes :

Construire la coupe transversale du barrage à l'échelle.

Déterminer le talus moyen.

Tracer deux lignes au milieu du talus moyen, l'une verticale et l'autre faisant un angle 85° avec le talus moyen.

Déterminer la zone du centre du cercle de glissement, pour cela Fandee v a recommandé de disposer le centre du cercle de glissement dont les limites sont définies par deux cercles de rayons, R_{min} et R_{max} donnés par le tableau suivant :

Tableau IV.11 : Détermination des rayons max et min

Pente des parements	1/1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6
$K1=R1/H_b$	0,75	0,75	1,00	1,50	2,20	3,00
$K2=R2/H_b$	1,50	1,75	2,30	3,75	4,80	5,50

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b=11$ m).

La ligne de glissement éventuelle est un arc de cercle à trois paramètres inconnus : rayon, abscisse et ordonnée du centre. La partie instable du talus (au-dessus du cercle de glissement) est divisée en plusieurs tranches verticales de largeur égales.

Le coefficient de sécurité à la stabilité est égal :

$$K_S = M_{\text{resist}} / M_{\text{mot}} \dots \dots \dots (IV.27)$$

M_{resist} : les moments résistants.

M_{mot} : les moments moteurs.

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

Tableau IV-12 : 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 IV^{ème} classe, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,05 \div 1,10$

- avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05$

Pour notre cas :

Talus	Pente du talus	K1	K2	R1	R2
Amont	3,0	1,00	2,3	14	32,2
Aval	2,5	0,875	2,025	12,25	28,35

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticale, incliné) nous donne la zone des cercles.

On trace à la suite, une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0,1R$, on identifie toutes les tranches gauches par des chiffres positifs et les tranches droites par des chiffres négatifs en commençant par la tranche « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une tranche de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

Composante normale (forces stabilisatrices) : $N= G_n \cos \alpha$

Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T= G_n \sin \alpha$

Avec :

α : Angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

9.2.1.2 Calcul des forces appliquées à chaque tranche

A) Force de pesanteur (poids propre de la tranche)

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit :

$$G_n = b (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3) \dots\dots\dots (IV.28)$$

h_1, h_2, h_3 : Hauteurs des tranches;

γ_1 : Densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation;

γ_2 : Densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation;

γ_3 : Densité de l'assise;

b : Largeur de la tranche.

B) Force de pression interstitielle

Dans le cas ou le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \dots\dots\dots (IV.29)$$

U : Pression interstitielle.

dl : Longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

γ_w : Poids volumique de l'eau $\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$.

h : Hauteur de la tranche.

C) Forces de cohésion

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots (IV.30)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

D) Forces dues au séisme

$$T = a \cdot G_n \dots\dots\dots (IV.31)$$

a : Coefficient de séisme. G n :

Poids de la tranche. **IV.9.2.1.3**

Classement des forces

On peut classer toutes ces forces comme suit :

Les forces stabilisatrices :

A) Force de frottement

$$F_f = N_n \cdot \tan \varphi - U \cdot dl \cdot \tan \varphi \dots\dots\dots (IV.32)$$

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

B) Force de cohésion

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots (IV.33)$$

Avec :

$$dl = \frac{2 \cdot \pi \cdot R \cdot B_i}{360}$$

R : Rayon de la courbe de glissement.

B_i : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N_n - U \cdot dl) \cdot \tan \varphi + c \cdot dl] \cdot R \dots\dots\dots (IV.34)$$

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 :

$$M = \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (IV.35)$$

$\sin \alpha$ = Nombre total des tranche/ Numéro d'ordre de la divisée

Avec : $\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$

IV.9.3 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

Le coefficient «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

A) Fin de construction (aval)

L'étape la plus critique se situe juste a la fin de la construction, alors que les pressions interstitielles sont à leur maximum, le drainage n'a pas encore eu lieu, le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

Sans séisme : $K_{SS} = \frac{\sum N_n \text{tg}\phi + \sum Cdl}{\sum T_n}$ (IV.36)

Avec séisme : $K_{AS} = \frac{\sum N_n \text{tg}\phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n}$ (IV.37)

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.

Sans séisme : $K_{SS} = \frac{\sum (N_n - P) \text{tg}\phi + \sum Cdl}{\sum T_n}$ (IV.38)

Avec séisme : $K_{AS} = \frac{\sum (N_n - P) \text{tg}\phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n}$ (IV.39)

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.

$$\text{Sans séisme: } K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg}\phi + \sum Cdl}{\sum T_n} \dots\dots\dots \text{I(V.40)}$$

$$\text{Avec séisme: } K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg}\phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots \text{(IV.41)}$$

Tableau IV.13 : Caractéristiques géotechniques des sols

Paramètres	Unité	Fondation
φ	Degré (°)	15°
C	t/m ²	0.1
γ _{sat}	t/m ³	2.18
γ _d	t/m ³	1.85
γ'	t/m ³	1.18

Tableau IV.14 : Valeurs des Coefficients de sécurité

Cas		Valeur de R (m)	Valeur de K_s
Fin de construction	Talus aval	19	4.29
		20	3.88
Vidange rapide	Talus amont	24	1.24
		27	1.49
Fonctionnement normal	Talus	25	1.99
	Aval	24	2.03

Constatation :

L'étude des différents facteurs de sécurité montre que la stabilité est assurée dans le cas de séisme (Les valeurs de F sont supérieures à 1.05 dans tous les cas) alors elle est assurée pour tous les cas

CHAPITRE V: OUVRAGES ANNEXES

V.1.Introduction

Les barrages réservoirs sont souvent équipés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres, en utilisant pour ce but la charge hydraulique effective disponible.

Les dimensions en plan et en élévation, la conception ainsi que la composition des ouvrages annexes d'un barrage sont dictées par le débit de projet, la charge effective, le relief et la géologie du site, ainsi que des conditions de réalisation et d'exploitation.

V.1.1 dimensionnement de l'évacuateur de crues

La submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue est toujours un phénomène particulièrement dangereux.

Un barrage s'il retient l'écoulement, doit aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnelles, mais il faut que cette évacuation ait lieu sans que la lame d'eau ne le submerge. On prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé évacuateur de crue.

Dans ce chapitre nous allons essayer de dimensionner un évacuateur de crues latéral à entonnement latéral pour la retenue de MECHERAA S'FA. Ce choix est motivé par le fait que ce type ne possède pas beaucoup d'inconvénients, supporte les grands débits, il est économique et est souvent utilisé.

a-Canal d'approche

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible.

P: la pelle (P=1m).

H: la charge d'eau sur le déversoir H=1,31m.

$$H+ P =2,31m$$

Vitesse d'approche:

La vitesse est donnée par la

$$V = \frac{Q}{(P + H)b} \dots\dots\dots(V.01)$$

relation suivante:

b: largeur du déversoir (b=18m).

Q: débit évacue (Q=58.06 m³/s).

On trouve: V=1,m/s.

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est (4,4 ÷ 10) m/s, V<Vadm, donc pas de risque d'érosion.

-Hauteur du mur du canal d'approche

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante:

$$R_e = 0.6 + 0.05V (H)^{1/3} \dots\dots\dots(V.02)$$

R_e=0,679m.

D'où la hauteur de mur est:

$$H_m = H + P + 0.679 = 2.989m \dots\dots\dots(V.03)$$

Pour des raisons de sécurité on prend:

H_m=3,00m.

-Longueur du canal d'approche

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 15m.

b- Le seuil déversant

Le profil du seuil déversant est de type GRAEGER.

Les coordonnées du profil du déversoir se détermine a l'aide de l'équation suivante :

$$Y = \frac{X^{1.85}}{2.H^{0.85}} \dots\dots\dots(V.05)$$

H : la charge sur le déversoir

Tableau V.01 : Coordonnées du seuil Déversant

X (m)	Y (m)
0	0,1638
0,13	0,0468
0,26	0,0091
0,39	0
0,52	0,0091
0,78	0,078
1,04	0,1911
1,3	0,3328

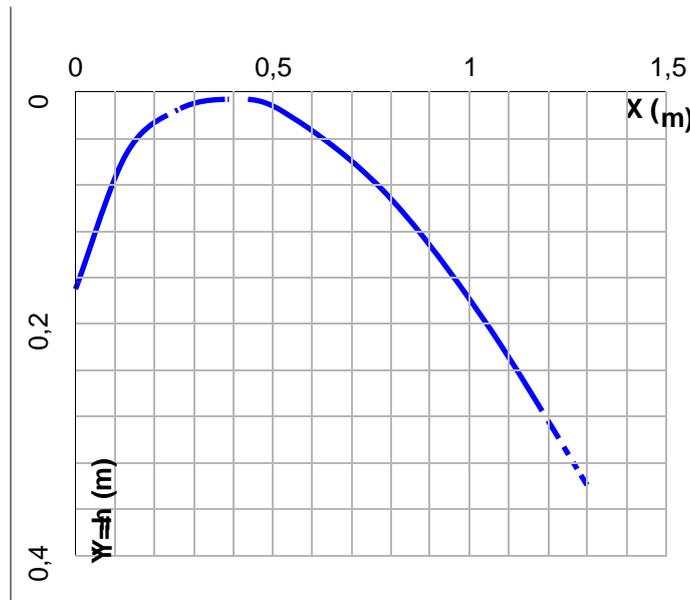


Figure V.01 : Profil du déversoir

c- Chenal d'écoulement

La trace du chenal doit être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieure à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial, il est généralement de forme rectangulaire qui est la disposition la plus intéressante après un déversoir. Sa longueur est en fonction de la topographie. La longueur du chenal est égale à 5.1 m

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique y_c et la pente critique.

- profondeur critique :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b}\right)^2} \dots\dots\dots(V.06)$$

Ou : Q : débit de projet lamine (Q = 58.06 m³/s)

b = 18 m

D'où **h_c = 1.02 m**

Vérification de la pente critique

$$I_{cr} = \left[\frac{Q(b + 2Y_c)^{2/3}}{K(b \times Y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots (V. 07)$$

AN : I_{cr} = 0,015

I_{cr} = 1.63% > 0,1% donc la condition est vérifiée

-Calcul de la profondeur normale

La profondeur normale h_n (profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement est uniforme) se déduit de la formule de Chézy.

$$Q = S.C.\sqrt{RI} \dots\dots\dots (V. 08)$$

Avec :

S : Section du chenal $S=b.h_n$;

I : Pente du chenal $I=0, 1\%$;

C_n : Coefficient de Chézy $C_n = R^{1/6} / n. (1/n=K=71)$;

$$R : \text{Rayon hydraulique} = R = \frac{S}{P} = \frac{b \times h_n}{2h_n + b}$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par la méthode itérative.

$$Q = K \times I^{1/2} \times (b \times h_n)^{5/3} \times (2h_n + b)^{-2/3} \dots\dots\dots (V. 09)$$

Puis on fait l'itération comme suit :

Tableau V.02 : Calcul de la profondeur normale

Hn(m)	$(b \times h_n)^{5/3}$	$(2h_n + b)^{-2/3}$	Q m ³ /s
2	392,49805	0,1273654	112,23993
1,9	360,33809	0,1281432	103,67265
1,8	329,28733	0,128933	95,322963
1,7	299,36593	0,1297351	87,200346
1,6	270,59565	0,1305498	79,314986
1,5	243	0,1313773	71,67787
1,4	216,60455	0,1322182	64,300896
1,313	194,63849	0,1329607	58,104583

On aura : **hn=1,313m.**

Conclusion :

$H_n=1,313m > h_c = 1.02$ alors l'écoulement est fluvial.

d-Le coursier :

En général, le coursier commence par un convergeant amenant à la section de contrôle (section où atteinte la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente, sa largeur est estimée à: $L_2=8m$

-Calcul du convergeant

Le convergeant est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du

coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$L = 2,5 (l_1 - l_2) \dots\dots\dots (V.10)$$

Ou : l_1 : est la largeur au plafond du bief amont $l_1=18m$

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle $l_2=8m$

La longueur du convergent est de **25m**.

-La profondeur critique

On fait le même calcul que celui du chenal d'écoulement.

Pour $b=8 m$ $h_{cr}=1,75m$

-La pente critique

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique.

Pour calculer I_{cr} on associera donc la relation du régime uniforme

$$Q = Sc.C.\sqrt{R_c.I_{cr}} \dots\dots\dots (V.11)$$

Avec celle du régime critique.

$$\frac{Q^2.b}{g.S_c^3} = 1 \dots\dots\dots (V.12)$$

L'élimination de Q entre les deux expressions pour une section rectangulaire ($S=h.b$)

Conduit à : $I_{cr} = \frac{g.h_c}{C_c^2.R_c} \dots\dots\dots (V.13)$

Avec :

- I_{cr} : pente critique ;
 - Sc : section critique $Sc=b.h_{cr}$;
 - R_c : rayon critique $R_c=Sc/P_c$;
 - P_c : périmètre critique $P_c=2.h_{cr}+b$
 - C_c : coefficient de Chézy $C_c = R_c^{1/6} / n$
- n : coefficient de rugosité $n=0,014$ (revêtement en béton).

Ce qui donne :

- $Sc=14.00m^2$;
- $P_c=11.5m$;
- $R_c=1,22m$;
- $C_c=73.8$.

La pente critique est: **I_{cr}=0,25%**

-Calcul de la profondeur normale :

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme (c'est-à-dire la section transversale et la pente de la surface libre sont constantes) elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy).

$$Q = S.C.\sqrt{R.I}$$

Avec : S : section du coursier S=b.h_n ;

I : pente du coursier I=8.6% (voir le profil) ;

Cn : coefficient de Chézy $Cn = R^{1/6} / n$

$$R : \text{rayon hydraulique } R = \frac{S}{P} = \frac{b.h_n}{2.h_n + b};$$

En substituant De la même manière que pour le chenal d'écoulement, on aura:

$$Q = \frac{1}{n} . I^{1/2} . (b.h_n)^{5/2} . (2.h_n + b)^{-3/2}$$

On aura : **h_n=0,242m**,

-Classification du mouvement et du régime d'écoulement

I=19% (h_n=0,242m), I_{cr}= 0, 25% (h_{cr}=1,75m)

En analysant ces résultats, on constate que I>I_{cr} (h_n< h_{cr}) donc le régime d'écoulement est torrentiel et le canal est à forte pente.

-Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Le calcul de la ligne d'eau est effectué à l'aide d'un logiciel appelé « CANALP ».

Sur le tableau suivant on présente les différents paramètres de calcul suivant des sections distantes de 10m (le pas).

Les données de départ sont:

- Largeur du canal b=8m.
- Débit à évacuer: Q=58.06m³/s.
- La pente du coursier: I=0,19
- La longueur du coursier: L=46.7m.
- Coefficient de Strickler (71).

Q (m3/s)	Strickler	I (m/m)	Y _n (m)	Y _c (m)	L bief (m)
58,06	71	0,19	0,56	1,751	46.7

Les résultats de calculs sont illustrés dans le tableau VI-3:

Tableau V.03: Ligne d'eau à pas d'espace de 10m.

Section	abscis (m)	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)	J (mm/m)
1	0	10	157,1	15,3,3	56,7	56,3
2	10	10	58,1	35,3,3	3598,	759,3
3	20	10	5631	35,1,8	7517,	65,6
4	30	10	5,71	537	858,	8,58,3
aval	46,7	17.7	5398	6573389	1156,7	13,5,66

D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est : $y=0,498m$.

La vitesse à la fin coursier est:

$$V = \frac{Q}{b.y} = 14.57m/s$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gy}} \dots\dots\dots(V-14)$$

Donc : $F_r = \frac{V}{\sqrt{gy}} = 6.5$

$F_r=6,59$

e-Calcul du bassin d’amortissement:

-Le nombre de Froude : est défini par l’expression :

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh}} \qquad \qquad \qquad \mathbf{F = 6.59}$$

Froude est supérieur à 4,5 et cela veut dire que le ressaut va se produire nettement. La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l’aval. La vitesse d’entrée peut dépasser les 15 m/s, alors on est appelé à utiliser un bassin de type III.

Le nombre de Froude indique nettement qu’il y’a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s’en servir au dimensionnement des blocs chicanes.

-Détermination des caractéristiques du bassin :

On a $F = 6.59$ Donc de l’abaque $\frac{y_2}{y_1} = 8$ D’où $y_2 = 3.98 m$.

Y_1 : Tirant d’eau avant le ressaut en (m).

Y_2 : Tirant d’eau après le ressaut en (m).

Longueur du bassin :

On a : $\frac{L}{Y_2} = 4.10$ Donc : $L = 16.97$ m. On prend $L = 17,00$ m.

- Dimensionnement des blocs chicanes :

$h_1 = y_1 = e_1 = 0,498$ m.

h_1 : Hauteur des blocs chicanes à l'entrée.

e_1 : L'espace entre les blocs chicanes.

$h_2 = 0.2 y_2 = 0,8$ m.

$e_2 = 0.15 y_2 = 0,6$ m.

h_2 : Hauteurs des blocs chicanes à la sortie.

e_2 : espacement entre les blocs chicanes à la sortie.

f- Canal de restitution :

Le canal de restitution sert essentiellement à conduire l'eau vers l'oued après la dissipation de son énergie.

La vitesse admissible pour les enrochements est $V=(4,4-10)$ m/s .

Pour calculer la hauteur d'eau on utilise la formule de Chézy :

$Q = CS \sqrt{RI}$

S : section du canal trapézoïdal $s = b.h + mh^2$

P : périmètre mouille $p = b + 2 h \sqrt{m^2 + 1}$

R: rayon hydraulique $R = S/P$

C : coefficient de Chézy $C = \frac{1}{n} . R^{1/6}$.

n : rugosité du canal (n=0.014 pour le béton lisse)

Q : le débit évacué en m^3/s .

La hauteur critique se calcule comme suit :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,015 \cdot \sigma_{cr}^2 \right) \cdot K \dots\dots\dots(V.015)$$

avec : $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \dots\dots\dots(V.016)$

et : $\sigma = \frac{Km}{b} \quad m=1.$

On trouve : $K=1.75 \quad \sigma = 0,22$ d'où : **$h_{cr}=1.62$ m.**

- La pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \quad \text{avec: } R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = 1.24\text{m} \text{ et } : C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6} = 74.01$$

D'où : **I_{cr}=0,23%**

-La profondeur normale :

La profondeur normale est calculée à l'aide du logiciel CANAL P et on trouve : **h_n=0,853 m.**

-La vitesse de l'écoulement :

$$V=Q/S=C \cdot \sqrt{R \cdot I} \quad \mathbf{V=7.68 \text{ m/s.}}$$

Puisque la vitesse de l'écoulement est supérieure à la vitesse admissible :

$V \geq V_{adm} (1,8 - 2,2) \text{ m/s}$ on prévoit une protection en enrochement.

• **Vérification de l'existence des vagues roulantes :**

La vérification de l'existence des vagues roulantes au niveau du coursier se fait à l'aide des conditions :

$$\frac{b}{h} \leq (10 - 12)$$

$$F^2 \leq 40.$$

Où

b : Largeur du coursier.

h : Hauteur d'eau à la fin du coursier.

F : nombre de froude.

AN : b = 800m. , h = 0.498m.

Ce qui donne $F^2=42.32$ b/h = 16.064.

Les conditions ne sont pas vérifiées alors on risque d'avoir des vagues roulantes alors il faut prendre des mesures de sécurité pour éviter l'affouillement à l'aval.

• **Hauteur des murs bajoyers**

-Canal d'approche et chenal d'écoulement :

Sur le long du chenal d'écoulement les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue (N_{cr}=479.6 m) qui correspond à une hauteur de 2.6 m.

- Hauteur des murs à l'entrée du coursier.

La vitesse de l'eau au niveau de la section de contrôle est :

$$V = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots(V.017)$$

V= 4.15m/s

La revanche (R) est égale à :

$$\dots\dots\dots(V.018)$$

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

$$r = 0.83 \text{ m}$$

D'où la hauteur du mur H_m du chenal sera :

$$h_1 = h_c + r \quad \dots\dots\dots(V.019)$$

$$h_1 = 1,751 + 0,83 = 2.58 \text{ m}$$

On prend: **$h_1 = 3,00 \text{ m}$** .

- Hauteur des murs à la fin du coursier :

$$h_2 = h_f + r.$$

h_f : Hauteur d'eau à la fin du coursier en m.

$$h_f = 0.25 \text{ m.} \quad V = 14,57 \text{ m/s} \quad \text{et} \quad r = 0.95 \text{ m.}$$

$$\text{D'où} \quad h_2 = 1.449 \text{ m} \quad \text{On prend} \quad \mathbf{h_{mbfc} = 1.5 \text{ m.}}$$

Le bassin de dissipation :

Il aura les mêmes hauteurs que les murs bajoyers du canal de restitution

Le canal de restitution :

$$h_e = 1.62 \text{ m} \quad \text{On aura, } r = 0,84 \text{ m} \quad H_m = 2.46 \text{ m}$$

On prend ; $h_m = 2.5 \text{ m}$.

V1.2 Ouvrage de vidange:

Afin d'édifier le barrage à l'abris de l'eau courante dans l'oued ou d'une éventuelle crue, il est nécessaire de prévoir un chemin d'écoulement aux débits quel que soit leur provenance. Ce chemin d'écoulement ne doit pas entraver ni gêner les travaux de construction de la digue et des ouvrages annexes.

Destination de la vidange de fond :

- Assurer de l'eau pour les besoins d'irrigation.
- Vidange de la retenue en cas de défaillance dans le corps du barrage (glissement du talus, Renards) ou pour entretien.
- Evacuer la crue de chantier dans certains cas.

Le débit de projet est déterminé en fonction :

- De la condition de la vidange du volume utile durant 7-90 jours
- De la condition d'amenée d'eau pour l'irrigation suivant la condition de la vidange.

La vidange de fond qui est une conduite en charge (aspect économique), est mise dans la galerie de dérivation provisoire pour minimiser les coûts de déblai pour l'installation de cette dernière.

On a prévu une protection amont pour cette conduite contre le colmatage, on l'a équipé aussi de vannes ; à l'amont d'une vanne batardeau et une autre à l'aval.

Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_{vf} = \frac{Vu}{T} + Q_r \dots\dots\dots(V.20)$$

Où:

Q_r: débit entrant dans la retenue pendant la vidange (pris égal au débit moyen annuel).

V: volume utile (V=0.23Mm³).

T: temps de vidange égal 10 jours = 864000 secondes

$$Q_{vf} = \frac{0,23 \times 10^6}{10 \times 86400} + \frac{0,607 \times 10^6}{31,53 \times 10^6} = 0,29 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{vf} = 0,29 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur du débit de projet.

Dans notre cas la meilleure des solutions est une vidange de fond en acier.

L'axe de la vidange de fond est choisi suivant l'axe de la dérivation provisoire et le plan d'aménagement hydraulique compte tenu de la vidange maximale de la retenue, et la possibilité de passage des débits de chantier.

-Calcul hydraulique

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

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ} \dots\dots\dots (V-21)$$

Q_{vf} : débit de vidange (en m³/s).

μ : coefficient de débit.

S : section de la conduite (en m³).

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

Alors que:

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2gZ}} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \dots\dots\dots(V.22)$$

Avec: Z= 9m

Préalablement on prend: μ=0,80.

On trouve : $S = 0,03 \text{ m}^2$.

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \dots\dots\dots (V.23)$$

D'où: $d = 0,18\text{m}$.

On prend un diamètre normalisé de:

$$d = 200 \text{ mm}$$

Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}} \dots\dots\dots (V.24)$$

$\sum \xi_s$: somme des coefficients de pertes de charge singulières

On a :

$$\xi_{\text{Entrée}} = 0,5 \quad , \quad \xi_{\text{sortie}} = 1 \quad , \quad \xi_{\text{vannes}} = (0,1 + 0,1) = 0,2$$

$$\text{Donc : } \sum \xi_s = 1,7$$

$\sum \xi_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda L}{d} \dots\dots\dots (V.25)$$

L: longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 69m.

d: diamètre de la conduite de vidange 200mm.

λ : Coefficient de perte de charge calculé par la formule de Strickler:

$$\lambda = \frac{125n^2}{d^{1/3}} \dots\dots\dots (VI.26)$$

n: rugosité de la conduite en acier ($n=0,013$). On trouve:

$$\lambda = 0.105 \Rightarrow \sum \xi_L = 24.29.$$

Ce qui nous donne: $\mu = 0,19$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à $d = 198.85\text{mm}$

On adopte la valeur de: $D_{vf} = 200\text{mm}$.

La conduite étant en acier d'un diamètre de 200mm. Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes: $V_s = Q_{vf} / S_{con}$

Ca donne $V_s = 9.23 \text{ m/s}$

V1.3.La prise d'eau:

L'ouvrage de prise d'eau permet d'assurer un débit exigé à l'aval mais aussi une eau qui soit compatible à sa destination (de qualité).

La variante choisie pour la prise d'eau est celle prise d'eau et vidange de fond son tracé sera implanté dans la galerie de dérivation provisoire.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande en aval (consommation maximale en aval), de temps de prise et de la charge d'eau minimale.

La consommation maximale est en mois de juillet : $V_{max} = 14000 \text{ m}^3$.

Donc : $Q_{max} = \frac{V_{max}}{T}$ (V.027)

avec : T : temps de prise (T=31 jours).

D'ou : $Q_{max} = 0.12 \text{ m}^3/\text{s}$.

$Q = \mu S \sqrt{2g.H}$ (m³/s).

μ : coefficient de débit $\mu=0,2$.

S : section de la conduite en m².

H : charge d'eau minimale H=8m.

On trouve : $S=0,048\text{m}^2$

Donc : $d=300 \text{ mm}$

- Correction de la valeur de coefficient μ :

$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi}}$ (V.28)

$\sum \xi$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières et linéaires.

On suppose que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires.

$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda.L}{D}$ (V.29)

Avec $\lambda = 0,03$.

AN : $\sum \xi = 7.93\text{m}$.

$\mu=0,33$. Donc : $S=0,02 \text{ m}^2$. On trouve : $d = 0,149\text{m}$.

On prend $d=200 \text{ mm}$

2. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

On a : $V=Q/S$ $V= 6\text{m/s}$.

Conclusion

Finalelement la conduite de prise d'eau aura un diamètre de 200 mm et sera faite par piquage de la conduite de vidange à l'aval du barrage, elle est équipée d'une vanne papillon qui sera groupée avec la les vannes de vidange au pied aval du barrage.

CHAPITRE VI :DERIVATION PROVISOIRE

VI-1 Introduction

Une dérivation provisoire est nécessaire pour tout barrage pour éviter le retour des eaux dans le chantier, dans notre cas ; on a opté pour une galerie en béton qui servira ensuite d'ouvrages permanents (vidange et prise d'eau).

VI-2 Type d'ouvrage de dérivation provisoire

- Galerie de dérivation

Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites, son avantage est qu'il évite l'interférence avec les failles et la construction du barrage proprement dit.

- Conduite de dérivation

La conduite de dérivation sous le remblai est préférée si la roche pour la galerie est de mauvaise qualité, mais plusieurs problèmes techniques peuvent surgir surtout en ce qui concerne le contact béton fondations.

L'avantage commun de ces deux ouvrages se résume par l'aspect économique qu'ils jouent, car ceux-ci sont souvent utilisés comme ouvrages définitifs (vidange de fond).

- Canal de dérivation

Cet ouvrage est le plus souvent adopté dans les vallées larges ou les débits sont importants pour être évacués par les galeries ou les conduites d'une façon économique.

Conclusion

En fonction des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques, la dérivation se fait par une galerie et batardeaux.

VI-3 Choix de la crue de dimensionnement

Il n'y a aucune loi qui fixe le choix de la crue de dimensionnement mais seule l'économie et l'hydrologie peuvent en décider, dans notre cas on dimensionné avec une crue vingtenale.

Le débit maximum de cette crue est $Q_{\max(5\%)}=38.69\text{m}^3/\text{s}$.

Succession des travaux :

1ère étape :

Mise en place d'un batardeau partielle pour la construction de la galerie.

2ème étape :

Construction d'une galerie à section fer de cheval à ciel ouvert qui sera par la suite mise sous remblai (sur la rive gauche).

3ème étape :

- Construction d'un batardeau amont pour acheminer les eaux vers la galerie et amortir à la fois la crue qui sera par la suite incorporé dans la digue.

4ème étape :

- La mise en eau après la fin des travaux c'est ainsi que notre galerie de dérivation va nous assurer l'entretien de la vidange de fond et la prise d'eau.

VI-4 Dimensionnement de la dérivation provisoire

VI-4-1 La galerie de dérivation

a- l'écoulement à surface libre

La première phase est celle où le niveau d'eau est inférieur au diamètre du tunnel. Dans ce cas l'écoulement est à surface libre et sera régit par la formule suivante :

$$Q = SC \sqrt{RI} \dots\dots\dots VI.01$$

Où :

Q : débit évacué,

S : Sect ion mouillée $S = \frac{R^2}{2} (\theta_{rad} - \sin \theta^0)$.

R : Rayon hydraulique, $R_{cr} = \frac{S}{P}$

P_{cr} : Périmètre mouillé, $P = R\theta_{rad}$

C_{cr} : Coefficient de Chézy, $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$

n : Coefficient de rugosité, n= 0,014.

I: pente du tunnel, i =0,02

La hauteur d'eau dans la galerie :

$$h = (r - 1 - \cos \frac{\vartheta^0}{2}) \quad \text{Et} \quad \vartheta^0 = 2 \cdot \text{Arc cos} \left(1 - \frac{h}{r} \right)$$

b- l'écoulement en charge

L'écoulement devient en charge lorsque le niveau d'eau sera supérieur au diamètre de la galerie et l'écoulement sera régit par la formule suivante :

$$Q = u.S.\sqrt{2.g.Z} \dots\dots\dots VI.02$$

Où :

Q : débit évacué

S : section de la galerie $S = \pi \frac{D^2}{4}$

g : accélération de la pesanteur [m/s²].

Z : la dénivelée

$$Z = (H + L \cdot I) - \frac{D}{2} \dots\dots\dots VI.03$$

μ : coefficient de débit

H : hauteur d'eau devant la galerie

D : diamètre de la galerie

L : longueur de la galerie [L = 70m]

I : pente de la galerie [I = 0,02]

On a :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i + \frac{\lambda \cdot L}{D}}} \dots\dots\dots VI.04$$

* coefficient de résistance singulière :

$$\sum \xi_i = \xi_{entrée} + \xi_{sortie} \dots\dots\dots VI.05$$

À l'entrée :

$$\sum \xi_i = 0,5 + 1 = 1,5$$

λ: coefficient de résistance linéaire.

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \dots\dots\dots VI.06$$

n= 0,014m^{-1/3}.s Rugosité de béton.

Tableau VI-01 : Coefficient de débits.

Dg	∑ζi	λ	λ.L/D	(1+∑ζi+λL/D) ^{0.5}	μ
0.5	1,5	0,03086807	4,3215292	2,61180574	0,38287687
1	1,5	0,0245	1,715	2,05304652	0,48708102
1,5	1,5	0,02140272	0,99879366	1,87050626	0,53461462
2	1,5	0,01944566	0,6805982	1,78342317	0,56071942

Pour l'écoulement en charge :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z}$$

$$Z = H + (L.I - D/2)$$

Tableau VI-02 : $Q = f(D)$.

Dg [m]	μ	S [m ²]	$\mu.S\sqrt{2g}$	Z [m]	Q [m ³ /s]
0,5	0,38287687	0,196	0.332	h+0,25	0,332 \sqrt{Z}
1	0,48708102	0,785	1.693	h	1,693 \sqrt{Z}
1,5	0,53461462	1,766	4.181	h-0,25	3,91 \sqrt{Z}
2	0,56071942	3,14	7.79	h-0,5	7,79 \sqrt{Z}

Le laminage dans ce cas se fait de la manière suivante:

On détermine les volume d'eau stockée à partir de l'hydrogramme de crue de fréquence 5% pour chaque heure du temps de crue et on ne s'arrête qu'une fois arrivé au temps de montée, ensuite on converti ces débits là en volumes et à partir de la courbe capacité -hauteur on tire les hauteurs d'eau correspondantes à chaque volume.

Les résultats de calculs sont donnés dans le tableau (VIII-03).

Tableau VI.03 : $H_{dév} = f(T)$

TEMPS(H)	Q _C (m ³ /S)	Q _{moy} (m ³ /S)	V(m ³)	H _{dév}
0	0	0.43	744	0.34
0,5	0.87	2.18	3924	1.5
1	3.5	5.69	10242	2.53
1.5	7.89	10.96	19728	3.54
2	14.04	17.99	32382	4.54
2.5	21.94	35.1	63180	7.5
3	31.59			
3.32	38.69			

Les résultats du laminage sont donnés dans le Tableau VI.04

Tableau VI.04 : Résultats du laminage.

D (m)	0.5	1	1.5	2
Z (m)	3.57	3.32	3.07	2.82
Q (m ³ /s)	0.68	3.08	6.85	13.08

VI-4-2Le batardeau

V4-2.1-Type de batardeau

Le batardeau est prévu d'être de même type que la digue

Le batardeau devrait avoir les mêmes propriétés que la digue et constitué d'un remblai qui devrait être bien compacté avec un contrôle de la teneur en eau.

a- La revanche du batardeau

La revanche est prise égale à 1.2m.

b- Calcul de la largeur en crête du batardeau

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

Formule de KNAPPEN : $b = 1,65\sqrt{H_b}$ (m)VI.07

Formule de PREECE : $b = 1,1\sqrt{H_b} + 1$ (m)VI.08

Formule simplifiée : $b = 3,6\sqrt[3]{H_b} - 3$ (m)VI.09

Tableau VI.05 : récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau.

Formule :	Hauteur du batardeau	bcr -m-			
		1	2	3	prise
KNAPPEN	4.77	3.6	3.4	3.06	4
PREECE	4.52	3.5	3.33	2.95	4
SIMPLIFIEE	4.27	3.4	3,27	2.84	4
PRATIQUE	4,02	3.3	3.2	2.72	4

VI.4.2.2Calcul d'optimisation de la dérivation

Le calcul est effectué par une méthode qui est basée sur la détermination des volumes du batardeau et de la galerie ainsi que sont équivalents en béton, ensuite tracer la courbe d'optimisation pour déterminer le diamètre optimal.

Pour assurer un écoulement à surface libre dans la galerie, les dimensions doivent être telles que la hauteur d'eau pour la crue de projet soit comprise entre 0,7 et 0,8 fois la hauteur de

la galerie, mais ils peuvent parfois s'éloigner des dimensions optimales du point de vue hydraulique, afin de permettre l'utilisation de coffrage ou de vannes normalisés.

Le schéma suivant nous donne les différents paramètres pour cette méthode.

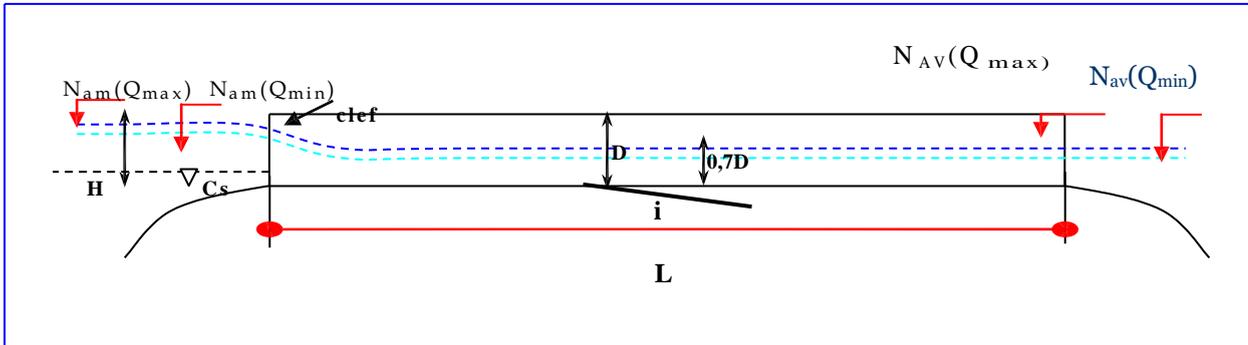


Figure VI.1: Schéma de calcul

Tableau VI.06 : Paramètres de calcul d'optimisation.

Paramètres hydrauliques	1	Diamètre	D (m)
	2	Section du tunnel	$A = \pi D^2 / 4$ (m ²)
	3	Profondeur de remplissage	$h_o = 0,7D$ (m)
	4	Section mouillée	$A_1 = 0,74.A$ (m ²)
	5	Rayon hydraulique	$R_h = 0,3D$ (m)
	6	Coefficient de Chézy	$C = 1/n R^{1/6}$
	7	Vitesse moyenne	$V = Q_{max} / A_1$ (m/s)
	8	Pente	$i = V^2 / C^2 R$
	9	Perte de charge linéaire	$h_l = i.l$ (m)
	10	Perte de charge à l'entrée	$Z_{entr} = V^2 / 2g j^2$ (m)
	11	Perte de charge totale	$Z_o = Z_{entr} + h_l$ (m)
	12	Niveau amont pour Qmax	$N_{am} = N_{av} + Z_o$ (m NGA)
	13	La cote de niveau d'eau à l'entrée de	$N_I = N_{am} - Z_{entr}$ (m NGA)
	14	Cote du seuil	$C_s = N_I - h_o$ (m NGA)
Calcul des volumes des travaux	15	Hauteur du batardeau	H_{bat}
	16	Section du batardeau	$F_{bat} = (2b + 6H_{bat}) \cdot H_{bat} / 2$
	17	Longueur moyenne du batardeau	L^b_{moy} (m)

	18	Volume du batardeau	$V_{bat} = L * F \text{ (m}^3\text{)}$
	20	Conversion en volume de béton	$V'_{bat} = 0,1 V_t$
	21	Volume d'excavation du tunnel	$V_{tun} = L . A$
	21	Conversion en volume de béton	$V'_{tun} = 1,5 V_{bet}$
	22	Volume total des travaux	$\Sigma V' = V'_{bat} + V'_{tun}$

Tableau VI.07: Résultats de calcul d'optimisation.

	N°	Désignation	Valeurs			
			1	2	3	4
Paramètres hydrauliques	1	D(m)	0,5	1	1,5	2
	2	A (m²)	0,196	0,785	1,766	3,14
	3	h ₀ =0,7 D(m)	0,35	0,7	1,05	1,4
	4	A1 (m²)	0,145	0,580	1,307	2,3236
	5	Rh(m)	0,15	0,3	0,45	0,6
	6	C	52,06	58,442	62,5279	65,59899
	7	V (m/s)	3,210	3,9235	3,87827	4,165605
	8	i	0,025	0,0150	0,00855	0,006721
	9	j (m)	1,799	1,0667	0,60698	0,477165
	10	Zentr (m)	0,434	0,64	0,63357	0,730923
	11	Z0 (m)	2,233	1,715	1,24055	1,208089
	12	Nam (m)	466,733	466,215	465,741	465,7081
	13	Ni (m)	466,299	465,567	465,107	464,9772
	14	Cs	465,949	464,867	464,057	463,5772
	15	Hbat (m)	3,433	2,9151	2,44055	2,408089
Calcul des volumes des travaux	16	Fbat(m)	69,700	54,646	42,2743	41,47756
	17	Lbmoy (m)	20,300	18,745	17,3216	17,22427
	18	Vbat (m3)	1414,95	1024,37	732,26	714,4206
	19	V'bat (m3)	141,495	102,437	73,226	71,44206
	20	Vtun (m3)	3,98395	14,715	30,5943	54,0842
	21	V'tun (m3)	5,97592	22,072	45,8915	81,12629
	22	ΣV' (m3)	147,471	124,51	119,118	152,5683

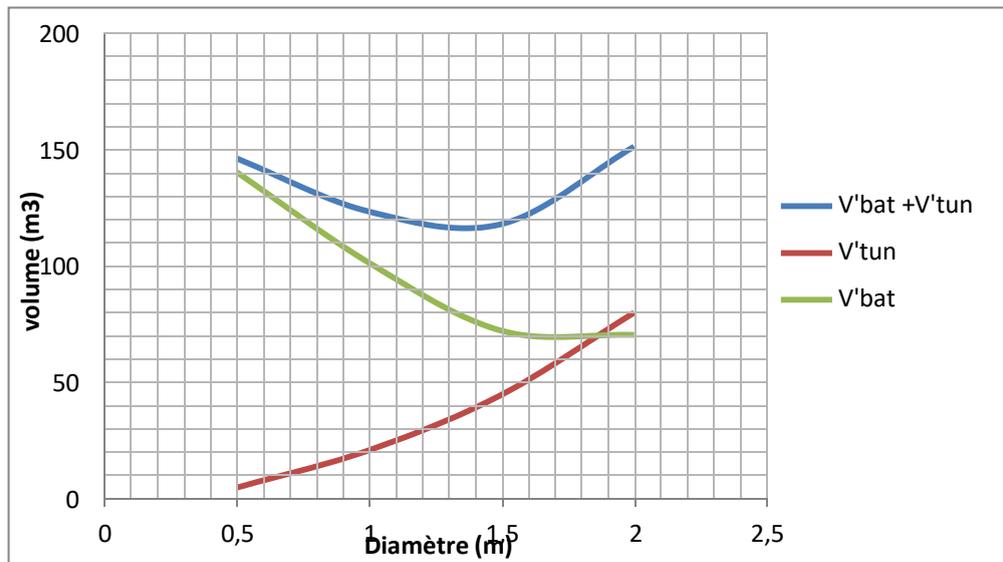


Figure VI-2: Courbe d'optimisation

Conclusion

D'après la courbe d'optimisation on remarque que le diamètre optimum est égal à 1,5m ce qui correspond à une hauteur du batardeau égal 2.44m.

On estime que la hauteur du batardeau obtenue est raisonnable vis-à-vis la hauteur du barrage qui est ($H_b = 11m$).

VI.4.3 Construction du batardeau

-Construction du batardeau

Crête du batardeau :

La crête du batardeau aura une largeur de 4 m ce qui permettra la circulation des engins de terrassement, et puisque le batardeau est incorporé dans le corps du barrage cette crête sera immergée après la mise en eau du barrage donc il est inutile de mettre une couche de matières synthétiques.

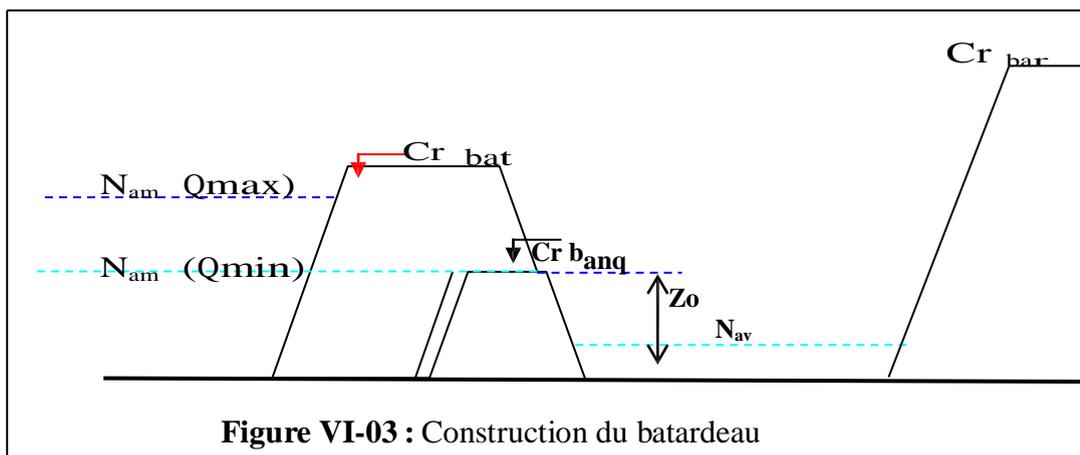


Figure VI-03 : Construction du batardeau

-Les talus du batardeau

Les talus du batardeau auront des pentes identiques qui sont de 1 :2.5 c'est ainsi qui vont augmenter la stabilité du barrage.

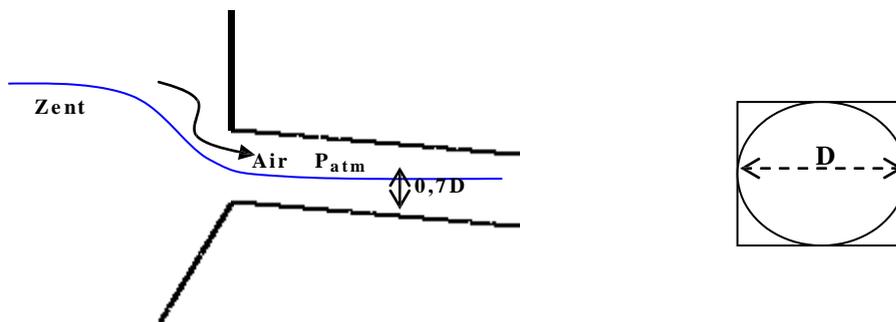
-Le drain du batardeau

C'est un drain incorporé dans le batardeau, il est fait en enrochement avec une pente de talus externe qui est égale à celle du batardeau.

Le drain doit contenir des filtres inverses qui ont la même granulométrie de celle du barrage.

-portail d'entrée

La galerie de dérivation est constituée d'un portail d'entrée (déversoir à large seuil), d'un ouvrage intermédiaire et d'un portail de sortie.



Pour une perte de charge supérieure à 0,3D, l'entrée est noyée, au lieu d'un déversoir on aura un orifice noyé

Dans ce cas la ventilation est rompue, l'écoulement va aspirer l'air qui se trouve dans la galerie, donc il y'aura une dépression ($P < P_{atm}$) qui implique une vibration à l'intérieur.

Pente critique :

$$i_{cr} = \frac{Q^2}{C_{cr}^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots\dots\dots VI.10$$

Le débit unitaire :

$$q = Q/l \dots\dots\dots VI.11$$

$$\Rightarrow q = 2.74 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m.l}$$

La hauteur d'eau critique :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots VI.12$$

$$\Rightarrow y_c = 0.91\text{m}$$

S_{cr} : section critique;

R_{cr} : rayon hydraulique critique;

C_{cr} : coefficient de chezy.

A.N: $i_{cr}=0,274$

- Ouvrage de restitution

L'objectif de l'ouvrage de restitution est la dissipation de l'énergie cinétique de l'eau à la sortie de la galerie de dérivation.

La vitesse de l'eau à la sortie de la galerie est:

$$V = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots VI.13$$

Où : Q: Débit laminé;

S: Section de la galerie.

Q : débit laminé ; $Q = 6.85 \text{ m}^3/\text{s}$

S : section de la galerie ; $S = 1.76\text{m}^2$ · D'où : $V = 3.89\text{m/s}$.

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh}} \dots\dots\dots(VI.14) \Rightarrow F=1.21$$

Le ressaut commence à apparaître mais pas très turbulent (on parle de "pré ressaut").

Les déflecteurs et seuils ne sont pas encore nécessaires et il faudra que le bassin soit suffisamment long pour contenir l'écoulement pendant son ralentissement.

Conclusion

D'après l'étude d'optimisation on remarque que le diamètre le plus économique est 1.5 m.

Donc on a une galerie de 1.5m de diamètre et une hauteur de 4m et a une crête de 4m de largeur et 2.44m de hauteur et des pentes de talus de 1:2,5.

Ce batardeau comportera un drain en enrochement.

CHAPITRE VII : PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL**VII.1. Introduction**

Les statistiques ont révélé que le monde a connu une augmentation catastrophique des accidents de travail; c'est pour cela qu'il est tant de lui consacrer une grande importance pour garantir un rendement meilleur de nos entreprises mais aussi d'économiser les frais d'assurance et des endommagements des victimes.

Les différents organismes intéressés par la sécurité lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements qui doivent s'appliquer aux chantiers. Ces règlements contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et les dégâts humains et matériels dûs à ces accidents.

VII .2.Conditions dangereuses dans le chantier

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Stockage irrationnel.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

VII .3.Actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.
- Adopter une position peu sûre.

VII .4.Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée d’une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixées.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l’installation est mise hors tension et hors tout danger.
- Les abris doivent être aérés et climatisés.

VII.5.Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé un plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondations profondes. On a résumé ce plan dans le tableau suivant.

Tableau VII -01 : plan de sécurité adapté aux travaux

Objectifs visés	Mesures à prendre
✓ Prévenir les risques d’accidents par chutes, chutes et engins de terrassement.	Disposition concernant : -La réalisation du chantier de jour comme nuit. -Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard. -Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc..).
✓ Limiter les risques d’incidents lors de l’approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	Repérage des lignes électriques.
✓ Prévenir les accidents lors de l’utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l’éboulement des terrains ;	Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
✓ Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	Interdiction de dépassement et de stationnement.

✓ Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	-Définition des lieux de stockage des divers matériaux. -Moyens de calage de chargement et de déchargement.
✓ Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
✓ Prévenir les chutes des objets.	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
✓ Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
✓ Heurtes des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisante les uns des autres.

Conclusion

La prévention et la sécurité de travail doivent être prises très au sérieux, l'esprit de sécurité et protection doit être dans chaque employé, dans chaque ouvrier, dans chaque responsable etc. Pour que la perte de vie humaine inutilement cesse, et ne se préoccuper uniquement que du rendement du travail.

CHAPITRE VIII ORGANISATION DE CHANTIER**VIII-1 Introduction**

L'organisation de chantier est l'utilisation optimale de ses moyens matériels et humains afin d'achever le projet (le barrage) dans les délais mais aussi le plus économiquement possible et dans les règles de l'art. Ceci ne sera fait qu'une fois un schéma ou un programme d'exécution sera projeté d'une manière intelligente.

Les principes de base observés dans l'organisation de chantier et le calendrier des travaux sont :

- Mécanisation du chantier à un degré maximal et l'utilisation d'un matériel efficace et d'un personnel hautement qualifié.
- Coordination des différentes phases de construction en matière de simultanéité des travaux à exécuter sur le chantier pour accélérer la réalisation.
- Réalisation du barrage et des ouvrages annexes dans la période la plus sèche de l'année.

VIII-2 Succession des travaux**-Travaux préparatoires**

Généralement les travaux préparatoires sont :

- La préparation des accès et de la circulation pour la préparation de chantier.
- Le piquetage d'implantation des ouvrages.
- Les travaux d'aménagement des emprises et préparation des zones d'emprunt.
- Déboisement de la cuvette et décapage des fondations et creusement éventuel de la clé d'ancrage du barrage.
- La réalisation de l'ouvrage de dérivation qui va servir par la suite à une vidange de fond.

-Exécution de l'ouvrage (Planning et phasage des travaux)

Pour une bonne gestion du projet du point de vue délai et coût, un programme d'exécution doit être fait et étudié sérieusement.

L'enchaînement chronologique des principales phases du chantier de construction ne devrait guère être éloigné du schéma type proposé :

- Un piquetage est nécessaire pour la matérialisation des repères par rapport à des points de référence fixes, l'axe et l'assiette du barrage et les ouvrages annexes tels que les canalisations, les drains et l'évacuateur.
- Aménagement des emprises (abattre des arbres, décapage des terres végétales)
- Remblaiement de la clé de l'ouvrage et des fondations jusqu'au terrain naturel.
- Dérivation et protection contre les eaux (protection contre les crues survenant lors des travaux d réalisation.)
- Mise en place de la conduite de vidange et de prise.

- Approvisionnement des matériaux filtrants.
- Exécution du remblai (excavation, chargement, transport, décharge, et compactage).
- Génie civil des ouvrages de prise et de restitution et de l'évacuateur de crue.
- Mise en place des équipements hydrauliques.
- Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de crête et de route d'accès, équipement divers et aménagements des abords.

a- Réalisation de la digue

Les travaux ainsi que les engins utilisés sont mentionnés ci-dessous:

-Décapage de la couche de terre végétale

- Pour le creusement et les déplacements des terres on utilise des bulldozers.
- Pour les chargements on utilise des chargeurs.
- Pour les transports des remblais on utilise les camions à benne.

-Exploitation des carrières

-Les décapages des couches superficielles et leur transport vers les dépôts provisoires se feront à l'aide des bulldozers muni de rippers.

-On doit procéder à un aménagement des fosses de ceinture tout autour de la carrière.

-On doit encore procéder à des rampes pour permettre tous les accès.

Il est à noter que la pente des talus des déblais dans les zones d'emprunt ne devra pas dépasser la valeur 1/1.

-Exécution de la fouille d'encrage de la digue

-Les terrains meubles seront exécutés à l'aide des chargeurs.

-Les terrains rocheux seront exécutés à l'aide des explosifs.

-Choix des engins:

Les engins utilisés pour les excavations sont des excavateurs à godets et des excavateurs de tranchée. En ce qui concerne le transport des camions à bennes sont utilisés qui ont une bonne capacité, le nivellement sera fait par de niveleuses.

On compacte le sol dans le corps du barrage couche par couche par un rouleau. Pour atteindre la densité du projet, il faut faire de couche de sol de 30cm d'épaisseur avec 6 à 8 passes au rouleau pour obtenir un remblai bien compacté. Un contrôle journalier doit être fait durant toute la période de réalisation du remblai. Pendant la saison d'été il faudra augmenter la quantité d'eau pour l'humidification et pour faciliter le compactage.

-Réalisation des drains et filtres

On a projeté un drain vertical suivi d'un drain tapis pour acheminer l'eau infiltrée vers le drain prisme, qui va l'évacuer en dehors du remblai.

Le compactage des filtres s'effectue à l'aide d'un compacteur à pneu vibrant. On note que la circulation des engins au dessus des collecteurs et des drains n'est autorisée qu'après la mise en place d'une couche suffisante de remblai.

-Protection de la crête et des talus

La mise en place des enrochements pour la protection des talus se fait à l'aide d'une pelle mécanique. Les enrochements seront posés sur des épaisseurs au moins égales à celle indiquées sur les plans d'exécution.

b- Réalisation de l'évacuateur de crue

L'évacuateur de crue sera réalisé en parallèle avec la digue.

Les principales étapes de sa réalisation sont:

- Exécution de la fouille de l'évacuateur le long du tracé à l'aide de pelles mécaniques ou de BULLDOZERS.
- Aménagement du fond du canal.
- Aménagement des filtres, béton de propreté et des drains.
- Coffrage, ferrailage, bétonnage, blocs par blocs et mise des joints.
- Protection en enrochement à l'entrée et à la sortie de l'ouvrage.

c- Réalisation de la dérivation provisoire

La galerie de dérivation se fait en béton armé elle en section fer de cheval avec un diamètre de 1,5m, l'épaisseur des parois est de 25cm cette galerie est munie d'écrans anti renards.

La vidange de fond est une conduite en acier, de diamètre 200mm, la prise d'eau est une conduite en acier de diamètre 200mm.

Avant d'entamer la réalisation du corps du barrage, on est tenu à réaliser la dérivation provisoire qui va servir à évacuer le débit de chantier et qu'on transformera plus tard en vidange de fond.

On résumera les étapes de sa construction en:

- Excavation de la tranchée le long de la trace de la galerie à l'aide d'une pelle mécanique.
- Préparation et mise du béton de propreté pour la galerie le long du tracé.
- Coffrage, ferrailage et bétonnage de la galerie par tranche avec jointure.
- Réalisation du batardeau et du remblai déversé en argile.
- Montage de la vidange de fond. (fin de travaux en préférence)
- Exécution de la prise d'eau.
- Exécution de la chambre des vannes et montage des vannes.
- Réalisation du bassin d'amortissement et en fin le canal de restitution.

VIII-3 Planification

La planification n'est rien d'autre que le résultat d'un bon management basé sur la recherche permanente de nouvelles méthodes du travail pour un meilleur rendement; son objectif est de s'assurer que le travail se fait dans un enchaînement logique, dans les délais et au moindre coût.

-Techniques de la planification

Il existe deux méthodes essentielles; l'une est basée sur le réseau et l'autre sur le graphique.

La technique de planification utilisée dans notre projet est la méthode basée sur le réseau, le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives ou simultanées.

On a ainsi utilisé le réseau à nœuds, l'opération est représentée par des nœuds et la succession des opérations par des flèches.



Ce réseau indique que l'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

-Construction du réseau :La procédure se fait comme suit:

- Etablissement d'une liste des tâches;
- Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération ;
- Construction des graphes partiels ;
- Regroupement des graphes partiels ;
- Construction du réseau.

Il existe plusieurs méthodes basées sur le réseau, il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M (méthode du chemin critique).

Les paramètres de la méthode C.P.M

Cette méthode a pour objectif de réduire le temps de réalisation du projet, réduire le coût, ainsi que de garantir un bon rendement du travail.

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge tota

Et :

$$\begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \end{cases}$$

-Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{cc} = D.T.P \end{cases}$$

-Planification du projet

Les opérations et leurs symboles sont cités ci-dessous:

Tableau VIII-01 : symboles des opérations

NOM DES OPERATIONS	OP	TR (MOIS)
-Décapage et réalisation de la portion de clé d'étanchéité au droit de la conduite de vidange	A	1/2
-Déboisement de la cuvette.	B	2
-Dérivation provisoire du cours d'eau et construction du batardeau pour dévier correctement les eaux de l'oued.	C	1/2
- Réalisation de la clé d'étanchéité.	D	3/4
-Préparation des zones d'emprunt.	E	3/4
-Remblai des fondations.	F	1/4
-Approvisionnement des filtres.	G	1,5

-Mise en place du système de drainage (prisme de drainage).	H	1/4
-Remblai soigneusement compacté.	I	2
-Génie civil de l'évacuateur de crue.	J	1
-Revêtement des talus.	K	3/4
-Equipements hydrauliques.	L	1/2
-Finitions.	M	3/4

La retenue peut être réalisé au bout de 7mois si le planning qui suivre sera respecté sur le chantier. Le commencement des travaux sera au début du mois de Mai qui correspond au début de la saison estivale. C'est la saison favorable pour l'exécution d'un barrage en terre. Le schéma du réseau à nœuds de l'organigramme des opérations est donné Par la figure VIII.01.

-Détermination du/des chemin(s) critique(s)

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donné a une durée de :

$$DTR = \sum TR = 15 + 15 + 20 + 30 + 10 + 60 + 20 + 20 = 190 \text{ jours}$$

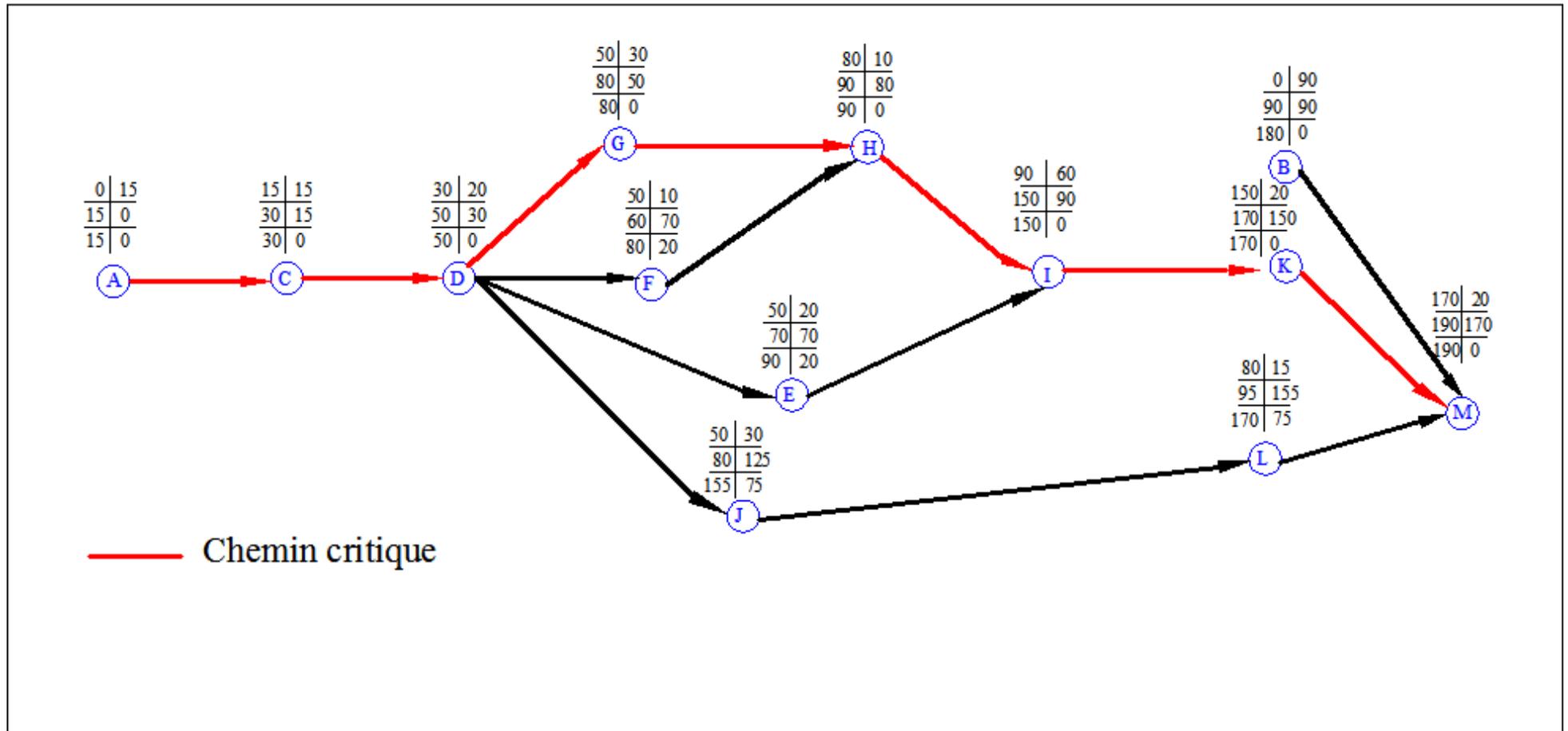


Figure VIII.01 : le réseau à nœud.

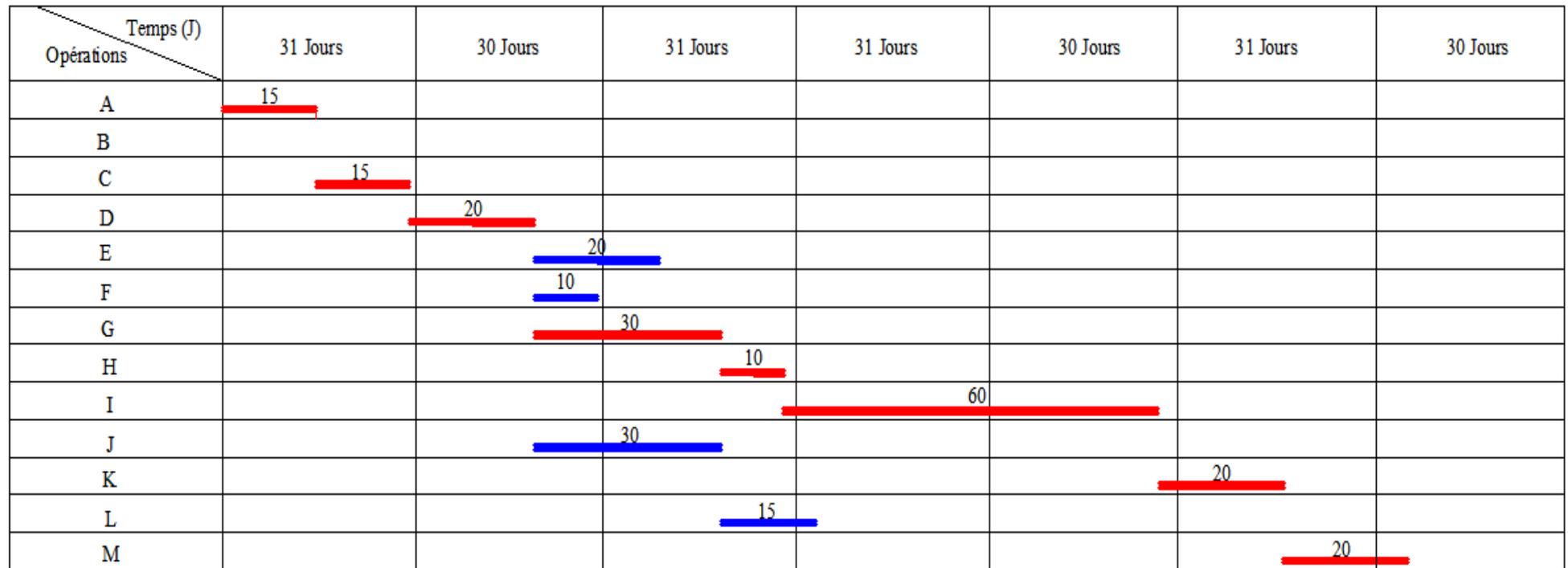


Figure VIII.02 : le diagramme de GANT.

Conclusion générale :

L'avantage d'une étude de faisabilité d'un barrage est la pluridisciplinarité de ses activités : l'hydrologie, la géologie, l'hydraulique, le génie civil et le mangement; dont on tiré certaines remarques:

Un petit barrage doit rester un ouvrage de conception simple, de réalisation simple, d'entretien simple. Mais ce critère de simplicité doit toujours laisser le pas au critère de sécurité.

Le choix de la variante a été fait, en fonction de l'étude technico-économique, et des sols avoisinant, et on a opté pour une digue homogène en argile vu la disponibilité des matériaux de construction

d'après les études géologique, géotechnique, hydrologiques, étude des variantes et l'étude des ouvrages annexes on peut dire que notre barrage est faisable de point de vue technique et économique.

L'agriculteur va enfin être desservi en eau d'irrigation et va réfléchir à aménager de nouveaux terrains et de nouvelles cultures (arboriculture, céréaliculture....)

BIBLIOGRAPHIE

PADAUX.S : Technique des barrages en aménagement rural ,Edition Eyrolles .Paris , France.1985.

TOUAIBIA.B, BENLAOUKLII.B : Introduction au dimensionnement des retenus collinaires .ENSH .Blida .Algérie, 2004.

VOLKOV.G , Guide de la thèse de fin d'étude .ENSH .Blida .Algérie,1986.

J-M DURAND : Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et Equatoriale ,Edition Cemagref ,1999 .

LENCASTRE.A : Hydraulique générale, EYROLLES,1999.

ANNEXE A

Laminage pour un déversoir de largeur $b=18$ mètres :

débits déversants en fonction du volume d'eau au dessus du déversoir.

cote	Hd	q m ³ /s	0,5q*dt	v(h)	v+0,5*q*dt
477	0	0	0	0,2432	0,2432
477,2	0,2	3,494323268	0,003144891	0,265	0,268144891
477,4	0,4	9,883438715	0,008895095	0,29	0,298895095
477,6	0,6	18,15703632	0,016341333	0,32	0,336341333
477,8	0,8	27,95458615	0,025159128	0,335	0,360159128
478	1	39,06772182	0,03516095	0,365	0,40016095
478,2	1,2	51,35585402	0,046220269	0,394	0,440220269
478,3	1,3	57,90727323	0,052116546	0,425	0,477116546

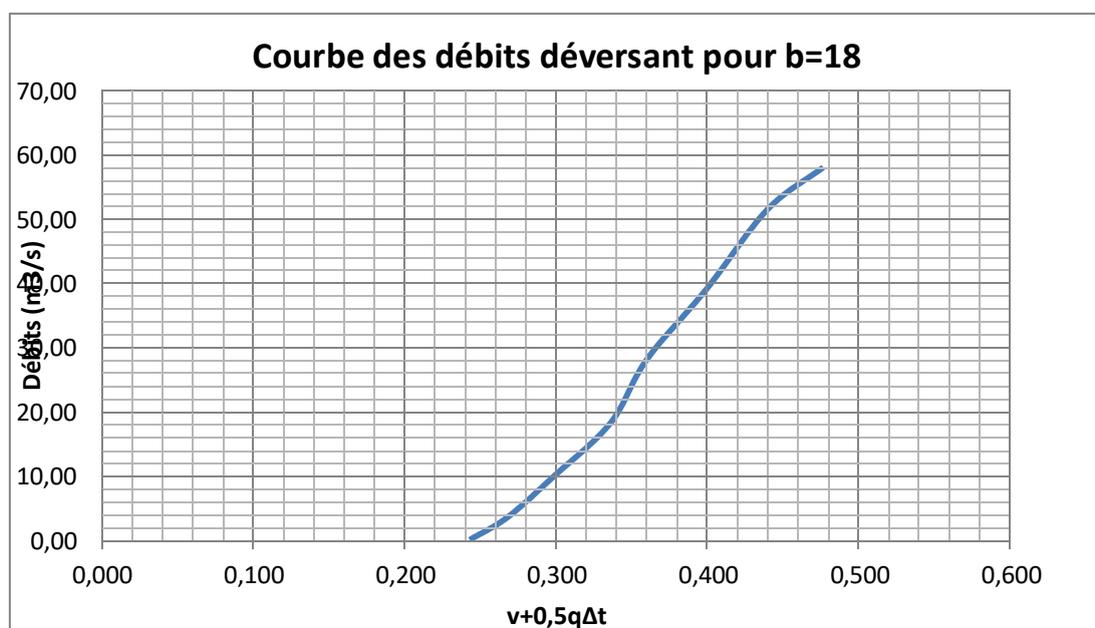


Figure : Courbe des débits déversant

T	Qi	Q bar	Q bar-q	(Q bar - q)*dt	v+0,5*q*dt	q
0,25	0,467967503	1,16991876	1,169918756	0,001052927	0,243	0
0,5	1,87187001	3,04178877	2,791788767	0,00251261	0,244	0,25
0,75	4,211707523	5,84959378	5,589593782	0,005030634	0,247	0,26
1	7,487480041	9,59333338	8,5933333802	0,007734	0,251796171	1
1,25	11,69918756	14,2730088	12,27300883	0,011045708	0,259530172	2
1,5	16,84683009	19,8886189	16,38861886	0,014749757	0,27057588	3,5
1,75	22,93040762	26,4401639	20,44016389	0,018396148	0,285325637	6
2	29,94992016	33,9276439	23,92764393	0,02153488	0,303721784	10
2,25	37,90536771	42,351059	24,85105898	0,022365953	0,325256664	17,5
2,5	46,79675025	51,710409	31,21040903	0,028089368	0,347622617	20,5
2,75	56,62406781	62,0056941	32,00569409	0,028805125	0,375711985	30
3	67,38732037	74,9586602	38,95866018	0,035062794	0,404517109	36
3,32	82,53	50,1068392	2,606839219	0,002346155	0,439579904	47,5
4	17,68367844	16,6170498	-29,3829502	-0,02644466	0,441926059	46
4,25	15,55042112	14,57322	-25,42678	-0,0228841	0,415481404	40
4,5	13,59601885	12,7043298	-19,2956702	-0,0173661	0,392597302	32
4,75	11,81264084	11,0025486	-18,9974514	-0,01709771	0,375231199	30
5	10,19245633	9,46004542	-16,5399546	-0,01488596	0,358133492	26
5,25	8,727634517	8,06898957	-15,9310104	-0,01433791	0,343247533	24
5,5	7,410344629	6,82155026	-11,1784497	-0,0100606	0,328909624	18
5,75	6,232755884	5,70989669	-10,2901033	-0,00926109	0,318849019	16
6	5,187037498	4,7261981	-9,2738019	-0,00834642	0,309587926	14

6,25	4,265358692					
		3,86262369	-8,13737631	-0,00732364	0,301241504	12
6,5	3,459888683					
		3,11134269	-6,88865731	-0,00619979	0,293917866	10
6,75	2,76279669					
		2,46452431	-6,53547569	-0,00588193	0,287718074	9
7	2,166251932					
		1,91433778	-6,18566222	-0,0055671	0,281836146	8,1
7,25	1,662423626					
		1,45295231	-5,94704769	-0,00535234	0,27626905	7,4
7,5	1,243480992					
		1,07253712	-5,82746288	-0,00524472	0,270916707	6,9
7,75	0,901593249					
		0,76526143	-4,93473857	-0,00444126	0,26567199	5,7
8	0,628929613					
		0,52329446	-4,21670554	-0,00379503	0,261230726	4,74
8,25	0,417659305					
		0,33880542	-3,26119458	-0,00293508	0,257435691	3,6
8,5	0,259951542					
		0,20396354	-2,99603646	-0,00269643	0,254500616	3,2
8,75	0,147975542					
		0,11093803	-2,58906197	-0,00233016	0,251804183	2,7
9	0,073900526					
		0,05189812	-1,74810188	-0,00157329	0,249474027	1,8
9,25	0,02989571					
		0,01901301	-2,08098699	-0,00187289	0,247900735	2,1
9,5	0,008130314					
		0	-2	-0,0018	0,246027847	2
9,75	0					
		0	-1,5	-0,00135	0,244	1,5
10	0					
		0	0	0	0,243	0

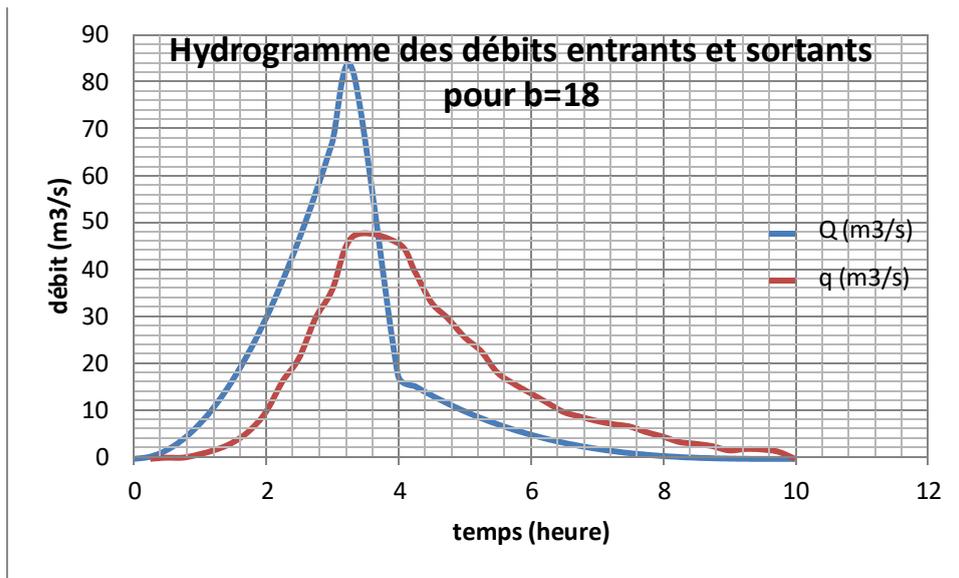


Figure : Hydrogramme des débits entrants et sortants pour $b=18$

ANNEXE C CALCUL DE STABILITE

Calcul de la stabilité du talus aval

Cas fonctionnement normal R=25

N° tranche	Largeur tranche B(m)	Hauteur tranche H1(m)	Hauteur tranche H2(m)	Hauteur tranche H3(m)	poids specifique 1(t/m3)	poids specifique 1(t/m3)	poids specifique 1(t/m3)	poids Tranche Gn(t)	SIN	COS	Gn sin (t)	Gn cos (t)	Angle frottement Tg ()	Longueur de l'arc Ln=B / cos (m)	(Gncos-P) *Tg (t)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	
-3	2,43	0	0,77	0	0	1,12	0	2,10	- 0,30	0,95	-0,63	1,999	0,447	2,55	0,89	
-2	2,5	0	2,48	0	0	1,12	0	6,94	-0,20	0,98	-1,39	6,804	0,447	2,55	3,04	
-1	2,5	0	3,5	0	0	1,12	0	9,80	-0,10	0,99	-0,98	9,751	0,447	2,51	4,35	
0	2,5	0	4,55	0	0	1,12	0	12,74	-	1,00	0,00	12,74	0,447	2,50	5,69	
1	2,5	0	5,34	0	0	1,12	0	14,95	0,10	0,99	1,50	14,88	0,447	2,51	6,64	
2	2,5	0	5,85	0	0	1,12	0	16,38	0,20	0,98	3,28	16,05	0,447	2,55	7,17	
3	2,5	0	6,1	0	0	1,12	0	17,08	0,30	0,95	5,12	16,29	0,447	2,62	7,28	
4	2,5	0	6,06	0	0	1,12	0	16,97	0,40	0,92	6,79	15,55	0,447	2,73	6,94	
5	2,5	0	5,7	0	0	1,12	0	15,96	0,50	0,87	7,98	13,82	0,447	2,89	6,17	
6	2,5	0	4,96	0	0	1,12	0	13,89	0,60	0,80	8,33	11,11	0,447	3,13	4,96	
7	2,5	0	3,69	0	0	1,12	0	10,33	0,70	0,71	7,23	7,379	0,447	3,50	3,30	
8	4	0	1,33	0	0	1,12	0	5,96	0,80	0,60	4,77	3,575	0,447	6,67	1,60	
											S					S
											42,00					58,03

Ks=1.99

Calcul de la stabilité du talus aval

Cas fonctionnement normal R=24

N° tranche	Largeur tranche B(m)	Hauteur tranche H1(m)	Hauteur tranche H2(m)	Hauteur tranche H3(m)	poids specifique 1(t/m3)	poids specifique 1(t/m3)	poids specifique 1(t/m3)	poids Tranche Gn(t)	SIN	COS	Gn sin (t)	Gn cos (t)	Angle frottement Tg ()	Longueur de l'arc Ln=B / cos (m)	(Gncos-P) *Tg (t)	
-3	1,34	0	0,97	0	0	1,12	0	1,46	0,30-	0,95	-0,44	1,389	0,447	1,40	0,62	
-2	2,4	0	1,85	0	0	1,12	0	4,97	0,20-	0,98	-0,99	4,872	0,447	2,45	2,18	
-1	2,4	0	2,7	0	0	1,12	0	7,26	0,10-	0,99	-0,73	7,221	0,447	2,41	3,22	
0	2,4	0	3,67	0	0	1,12	0	9,86	-	1,00	0,00	9,865	0,447	2,40	4,41	
1	2,4	0	4,39	0	0	1,12	0	11,80	0,10	0,99	1,18	11,74	0,447	2,41	5,24	
2	2,4	0	4,82	0	0	1,12	0	12,96	0,20	0,98	2,59	12,69	0,447	2,45	5,67	
3	2,4	0	5,01	0	0	1,12	0	13,47	0,30	0,95	4,04	12,85	0,447	2,52	5,74	
4	2,4	0	4,96	0	0	1,12	0	13,33	0,40	0,92	5,33	12,22	0,447	2,62	5,46	
5	2,4	0	4,59	0	0	1,12	0	12,34	0,50	0,87	6,17	10,68	0,447	2,77	4,77	
6	2,4	0	3,9	0	0	1,12	0	10,48	0,60	0,80	6,29	8,387	0,447	3,00	3,75	
7	2,4	0	2,84	0	0	1,12	0	7,63	0,70	0,71	5,34	5,452	0,447	3,36	2,43	
8	3,36	0	1,56	0	0	1,12	0	5,87	0,80	0,60	4,70	3,522	0,447	5,60	1,57	
											S					S
											33,49					45,06

Ks = 2,03

Stabilité talus amont
cas de vidange rapide R=27

N° tranche	Largeur tranche B(m)	Hauteur tranche H1(m)	Hauteur tranche H2(m)	Hauteur tranche H3(m)	poids specifique 1(t/m3)	poids specifique 1(t/m3)	poids specifique 1(t/m3)	poids Tranche Gn(t)	SIN	COS	Gn sin (t)	Gn cos (t)	Angle frottement Tg (°)	Longueur de l'arc Ln=B / cos (m)	(Gncos) *Tg (t)
1	2	3	4	4	5	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
-3	1,5	0	0,80	0	0	2,18	0	2,62	-0,3	0,9539	-0,785	2,4955	0,177	1,57	0,44
-2	2,7	0	1,70	0	0	2,18	2,18	10,01	-0,2	0,9798	-2,001	9,804	0,177	2,76	1,73
-1	2,7	0	2,80	0	0	2,18	2,18	16,48	-0,1	0,995	-1,648	16,398	0,177	2,71	2,90
0	2,7	0	3,80	0	0	2,18	2,18	22,37	0	1	0	22,367	0,177	2,70	3,95
1	2,7	0	4,60	0	0	2,18	2,18	27,08	0,1	0,995	2,7076	26,94	0,177	2,71	4,76
2	2,7	0	5,00	0	0	2,18	0	29,43	0,2	0,9798	5,886	28,835	0,177	2,76	5,10
3	2,7	0	5,10	0	0	2,18	0	30,02	0,3	0,9539	9,0056	28,636	0,177	2,83	5,06
4	2,7	0	5,00	0	0	2,18	0	29,43	0,4	0,9165	11,772	26,973	0,177	2,95	4,77
5	2,7	0	4,40	0	0	2,18	0	25,90	0,5	0,866	12,949	22,429	0,177	3,12	3,97
6	2,7	1,9	1,40	0	2,18	2,18	0	19,42	0,6	0,8	11,654	15,539	0,177	3,38	2,75
7	2,7	2,1	0,00	0	2,18	2,18	0	12,36	0,7	0,7141	8,6524	8,8272	0,177	3,78	1,56
8	1,1	0,4	0,00	0	2,18	2,18	0	0,96	0,8	0,6	0,7674	0,5755	0,177	1,83	0,10
											S				S
											58,96				37,10

Ks =1.49

Stabilité talus amont
cas de vidange rapide R=24

N° tranche	Largeur tranche B(m)	Hauteur tranche H1(m)	Hauteur tranche H2(m)	Hauteur tranche H3(m)	poids specifique 1(t/m3)	poids specifique 1(t/m3)	poids specifique 1(t/m3)	poids Tranche Gn(t)	SIN	COS	Gn sin (t)	Gn cos (t)	Angle frottement Tg ()	Longueur de l'arc Ln=B / cos (m)	(Gncos) *Tg (t)
1	2	3	4	4	5	5	6	7	8	9	10	11	12,000	13	14
-4	2,58	0	1,27	0,4	0	2,18	2,18	9,39	-0,4	0,91652	-3,7571	8,6086	0,123	2,82	1,06
-3	2,4	0	1,68	1,07	0	2,18	2,18	14,39	-0,3	0,95394	-4,3164	13,7253	0,123	2,52	1,69
-2	2,4	0	2,31	1,67	0	2,18	2,18	20,82	-0,2	0,9798	-4,1647	20,4026	0,123	2,45	2,51
-1	2,4	0	3,05	2,06	0	2,18	2,18	26,74	-0,1	0,99499	-2,6736	26,6015	0,123	2,41	3,28
0	2,4	0	3,78	2,2	0	2,18	2,18	31,29	0	1	0	31,2874	0,123	2,40	3,85
1	2,4	0	4,54	2,08	0	2,18	2,18	34,64	0,1	0,99499	3,46358	34,4622	0,123	2,41	4,24
2	2,4	0	5,34	1,68	0	2,18	0	27,94	0,2	0,9798	5,58778	27,3744	0,123	2,45	3,37
3	2,4	0	6,12	1,03	0	2,18	0	32,02	0,3	0,95394	9,60595	30,545	0,123	2,52	3,76
4	2,4	0	7	0	0	2,18	0	36,62	0,4	0,91652	14,6496	33,5665	0,123	2,62	4,13
5	2,4	0	6,53	0	0	2,18	0	34,16	0,5	0,86603	17,0825	29,5877	0,123	2,77	3,64
6	2,4	0	5,67	0	0	2,18	0	29,67	0,6	0,8	17,7993	23,7324	0,123	3,00	2,92
7	2,4	2,16	2,11	0	2,18	2,18	0	22,34	0,7	0,71414	15,6384	15,9544	0,123	3,36	1,96
8	3,17	1,24	0	0	2,18	0	0	8,57	0,8	0,6	6,85532	5,14149	0,123	5,28	0,63
												S			S
												75,77			37,06

Ks =1.24

Calcul de stabilité de talus aval
Cas de fin de construction R=20

N°	Largeur	Hauteur	Hauteur	poids	poids	poids				Gn	Angle	Longueur	Sous	(Gncos-		Bras
tranche	tranche	tranche	tranche	specif	specif	Tranche	SIN	COS	Gn sin	cos	frottement	de l'arc	pression	*Tg	* dn	de levier
	B(m)	H1(m)	H2(m)	1(t/m3)	2(t/m3)	Gn(t)			(t)	(t)	Tg ()	Ln=B / cos	P (t)	(t)	(t)	dn (m)
				5	6	7	8	9	10	11	12,000	13	14	15	16	17
-3	1,35	0,85	0	1,54	0	1,77	-0,3	0,95	-0,53	1,69	0,405	1,42	0,255	0,58	-1,04	19,63
-2	2	1,68	0	1,54	0	5,17	-0,2	0,98	-1,035	5,07	0,405	2,04	0,504	1,85	-1,98	19,16
-1	2	2,62	0	1,54	0	8,07	-0,1	0,99	-0,807	8,03	0,405	2,01	0,786	2,94	-1,51	18,67
0	2	3,59	0	1,54	0	11,06	0	1	0	11,1	0,405	2,00	1,077	4,04	0,00	18,19
1	2	4,33	0	1,54	0	13,34	0,1	0,99	1,3336	13,3	0,405	2,01	1,299	4,85	2,38	17,86
2	2	4,87	0	1,54	0	15,00	0,2	0,98	2,9999	14,7	0,405	2,04	1,461	5,36	5,28	17,6
3	2	5,18	0	1,54	0	15,95	0,3	0,95	4,7863	15,2	0,405	2,10	1,554	5,54	8,39	17,52
4	2	5,25	0	1,54	0	16,17	0,4	0,92	6,468	14,8	0,405	2,18	1,575	5,37	11,38	17,6
5	2	5,06	0	1,54	0	15,58	0,5	0,87	7,7924	13,5	0,405	2,31	1,518	4,85	13,90	17,84
6	2	4,54	0	1,54	0	13,98	0,6	0,8	8,3899	11,2	0,405	2,50	1,362	3,98	15,29	18,22
6	2	3,58	0	1,54	0	11,03	0,6	0,8	6,6158	8,82	0,405	2,50	1,074	3,14	12,40	18,75
6	2	2,32	0	1,54	0	7,15	0,6	0,8	4,2874	5,72	0,405	2,50	0,696	2,03	8,27	19,28
9	0,84	0,58	0	1,54	0	0,75	0,9	0,44	0,6753	0,33	0,405	1,93	0,174	0,06	1,34	19,8
										S				S	S / R	
										40,98				44,60	3,70	

Ks = 3,88

Calcul de stabilité talus aval

Cas de fin de construction R=19

N° tranche	Largeur tranche	Hauteur tranche	Hauteur tranche	poids specif	poids specif	poids Tranche	SIN	COS	Gn sin	Gn cos	Angle frottement	Longueur de l'arc	Sous presion	(Gncos-P) *Tg	a*Gnsin * dn	Bras de levier		
	B(m)	H1(m)	H2(m)	1(t/m3)	2(t/m3)	Gn(t)			(t)	(t)	Tg ()	Ln=B / cos (m)	P (t)	(t)	(t)	dn (m)		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12,000	13	14	15	16	17		
-2	1,89	1,14	0	1,54	0	3,32	-0,2	0,9798	-0,66	3,25105	0,405	1,93	0,342	1,18	-1,23	18,53		
-1	2	1,77	0	1,54	0	5,45	-0,1	0,995	-0,55	5,42427	0,405	2,01	0,531	1,98	-0,99	18,1		
0	2	2,57	0	1,54	0	7,92	0	1	0	7,9156	0,405	2,00	0,771	2,90	0,00	17,72		
1	2	3,33	0	1,54	0	10,26	0,1	0,995	1,03	10,205	0,405	2,01	0,999	3,73	1,78	17,33		
2	2	3,85	0	1,54	0	11,86	0,2	0,9798	2,37	11,6184	0,405	2,04	1,155	4,24	4,06	17,1		
3	2	4,13	0	1,54	0	12,72	0,3	0,9539	3,82	12,1345	0,405	2,10	1,239	4,42	6,50	17,03		
4	2	4,16	0	1,54	0	12,81	0,4	0,9165	5,13	11,7431	0,405	2,18	1,248	4,25	8,77	17,12		
5	2	3,89	0	1,54	0	11,98	0,5	0,866	5,99	10,376	0,405	2,31	1,167	3,73	10,40	17,36		
6	2	3,24	0	1,54	0	9,98	0,6	0,8	5,99	7,98336	0,405	2,50	0,972	2,84	10,63	17,76		
7	2	2,3	0	1,54	0	7,08	0,7	0,7141	4,96	5,05899	0,405	2,80	0,69	1,77	9,03	18,2		
8	1,37	0,86	0	1,54	0	1,81	0,8	0,6	1,45	1,08866	0,405	2,28	0,258	0,34	2,70	18,62		
										S					S	S / R		
Ks =	4,29											29,52					31,38	2,72