

RÉPUBLIQUE ALGERIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ÉCOLE NATIONALE SUPÉRIEURE DE L'HYDRAULIQUE - ARBAOUI Adbelah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

**ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLEE DE LA DIGUE DU
BARRAGE SEKLAFI (W.LAGHOUCHE)**

Présenté par :

M^r : ISSAD Mazigh

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

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

Juillet – 2012

Dédicace

Je dédie ce modeste travail d'abord :

- ✚ A mes très chers parents pour tous leurs sacrifices corps et âmes afin de m'offrir le repos et le bonheur ; Pour l'éducation qu'ils m'ont inculqués, pour leurs soutien moral et matériel dont j'ai bénéficié à chaque fois que j'en ai besoin, pour l'amour et la tendresse qu'ils m'ont réservés et la patience et le dévouement qu'ils m'ont insufflés. Très chers parents, je ne vous remercierai jamais assez pour vos actes.*
- ✚ A mon cher frère Arezki, je ne te remercierai jamais assez.*
- ✚ A mes sœurs qui ont toujours été présente pour moi.*
- ✚ A mes oncles paternels (dada Idir et Mumuh).*
- ✚ A mes oncles maternels.*
- ✚ A tous mes cousins et cousines.*
- ✚ A tous mes amis (Mumuh,...).*
- ✚ A tous mes amis de l'ENSH sans exception (Hafidh, Nacer, Mahrez, Mumus, Tarik, Lounes, Halim, Yacine, Mouloud, Samir, Kamel, Hmimi,... et tous les anciens).*

MAZIGH

Remerciements

Au terme de ce modeste travail Je tiens à remercier tout d'abord le Dieu tout puissant de m'avoir donné la force et le courage pour mettre à terme ce travail.

Je remercie également :

- ✓ *Monsieur BENLAOUKLI au quelle je tiens à exprimer ma profonde gratitude pour la confiance qu'il m'a accordée afin de réaliser ce travail, ainsi que pour ses multiples et précieux conseils scientifiques, professionnels ou tout simplement humains, qu'il a su me prodiguer aux moments opportuns.*
- ✓ *Mesdames et Monsieur les membres du jury qui ont bien accepté de juger mon travail, et qui ont pris le temps de rapporter ce mémoire.*
- ✓ *Tous les enseignants de l'ENSH qui ont contribué à ma formation.*
- ✓ *Mes pensées vont pareillement à tous mes enseignants de la première année primaire jusqu'à la troisième année secondaire.*
- ✓ *Mr ABBAS.S, l'ex Directeur de l'hydraulique de la wilaya de Tizi Ouzou pour l'ensemble des moyens qu'il a mis à notre disposition et son encouragement lors du stage professionnel.*
- ✓ *Mr CHEVALLER.F, chef de département de la SEAAL pour l'ensemble des moyens qu'il a mis à ma disposition et son encouragement.*

Je ne saurais oublier tous mes amis qui ont su m'encourager et me soutenir et à qui je dédie ce travail en témoignage de ma profonde affection.

Enfin, tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin, que ce soit par leur amitié, leur conseils ou leurs soutien moral, qui trouveront dans ces quelque lignes l'expression de mes remerciements les plus vifs et les plus sincères.

MAZIGH

ملخص :

ان الهدف من بناء سد سكلافة على واد مزي بولاية الاغواط هو سقي الاراضي الفلاحية المجاورة و تزويد المنطقة بالمياه الصالحة للشرب . وهو عبارة على سد من الاسمنت مزود بجهاز الغاء الفيضانات في الوسط , تقدر كمية استعبابه ب 1098.44 متر مكعب في الثانية , يبلغ ارتفاعه 39.43 متر كما تبلغ قدرة تخزينه ب 23.29 مليون متر مكعب.
عملنا يتضمن الدراسة المدققة لما قبل انجاز الحاجز المائي لسد سكلافة , حيث ان دراسة الجدوى من المشروع قدمت من طرف مكتب دراسات جزائري.

Résumé :

Le barrage de Seklafa sur Oued M'zi dans la willaya de Laghouat est destiné à l'irrigation des terres agricoles avoisinantes et assurer les besoins en eau potable. C'est un barrage en béton avec un évacuateur de crues central permettant d'évacuer un débit de crues de $1098,44\text{m}^3/\text{s}$. Le barrage à une hauteur de 39,43 m et un volume utile de $23,29\text{Mm}^3$.

Notre travail consiste à réaliser l'étude d'APD de la digue de ce barrage dont l'étude de faisabilité a été faite par un bureau d'étude algérien.

Abstract:

The aim of building the dam of Seklafa on Oued M'Zi in Laghouat is to provide irrigation to neighboring agricultural lands and outfitting this region with drinking water. The dam is made of cement provided with an anti-floods device in the middle. Moreover, it has the capacity of $1098,44\text{ m}^3/\text{s}$, its height arrives to 39,43 m and its storage capacity is $23,29\text{ Mm}^3$.

Our dissertation is considered as a preliminary and accurate study to the project of building this dam especially because its feasibility is warranted by an Algerian studies office.

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
Chapitre I: présentation du site	
Introduction.....	2
I.1.Situation géographique du site.....	2
I.2.Documentation consultés.....	2
I.3.Caractéristiques climatiques du site du barrage.....	3
Conclusion.....	5
Chapitre II : Caractéristiques topographiques	
Introduction	6
II.1. Définition de la zone d'étude.....	6
II.2. Caractéristique physique du bassin versant.....	6
II.3. Caractéristique topographique de la retenue.....	8
Conclusion.....	10
Chapitre III: Etudes géologique et géotechnique	
III.1. Etude géologique.....	11
III.1.1. Objectif.....	11
III.1.2. Localisation.....	11
III.1.3.Situation Géologique régionale.....	12
III.1.4. Géologie de l'axe de barrage.....	12
III.1.5. Géologie de la cuvette.....	12
III.1.6. La tectonique.....	14
III.1.7. La sismicité.....	14
III.2. Etude géotechnique.....	15
III.2.1. Introduction.....	15
III.2.2. Synthèse des essais géotechniques.....	15
III.2.2.1.Essais in situ.....	15
III.2.2.2. Essais au laboratoire.....	17
Conclusion.....	20
Chapitre IV: Etude hydrologique	
Introduction.....	21
IV.1. Caractéristiques générales du bassin versant.....	21
IV.2.Etude des précipitations.....	23
IV.2.1.Données pluviométriques.....	23
IV.2.2.Homogénéisation des données.....	24
IV.2.3.Les précipitations maximales journalières.....	25
IV.2.3.1.Choix de la loi d'ajustement.....	26
IV.2.3.2.Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GAUSS.....	26
IV.2.3.3.Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel.....	27
IV.2.3.4. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log-normale)...	29
IV.2.4.La pluie de courte durée de différentes fréquences et leurs intensités.....	32

IV-3 Etudes des apports	34
IV-3-1 Apports liquides.....	35
IV-3-1-1 Apports moyens interannuels (A_0)	35
IV.3.1.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen	35
IV-3-1.3. Caractéristiques de l'écoulement.....	36
IV-3.1.4 Apports fréquentiels.....	36
IV-3-2 Les apports solides.....	37
IV.4. Etude des crues.....	38
IV.4.1.Etude des débits maximaux probables.....	38
IV.4.2.Hydrogramme de crue.....	40
IV.4.3. Choix de la crue de projet.....	42
IV.4.4. Choix de la crue de chantier.....	43
Conclusion.....	44

Chapitre V : Hydrologie des ouvrages

V.1. Régularisation.....	45
V.1.1. Répartition mensuelle de l'apport A80%.....	45
V.1.3 Calcul du volume utile.....	46
V.1. 3.1.Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	46
V.1.3.2 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	48
V.1.3.3 Régularisation Interannuelle.....	50
V.2. Laminage des crues.....	52
V.3 Etude d'optimisation.....	57
V.3.1 Calcul du coût approximatif de la digue.....	57
V.3.2 Calcul du volume de la digue pour les différentes hauteurs.....	57
V.3.3. Calcul du coût de l'évacuateur de crues.....	58
V.3.3.1 Coût du déversoir.....	58
V.3.3.2 Coût du coursier.....	59
Conclusion.....	60

Chapitre VI : Etude des variantes

Introduction.....	61
VI.1. Le choix du site du barrage.....	61
VI.2. le choix du type de barrage.....	61
VI-3 Variantes susceptibles à projeter sur le site.....	63
VI.4.Définition du profil général du barrage.....	64
VI.4.1.Hauteur du barrage.....	64
VI.4.2.Largeur en crête.....	65
VI.4.3. La longueur en crête.....	66
VI.4.4. Pentés des talus.....	66
VI.4.5. Les bermes.....	66
VI.4.6.Revêtement de la crête et des talus de la digue.....	67
VI.4.7. Etanchéité du barrage.....	69
VI.4.7.1. Dimensionnement du masque en béton.....	69

VI.4.7.2. Dimensionnement du noyau.....	69
VI.4.7.3. Les drains.....	71
VI.4.7.4. Les filtres.....	72
VI.5. calcul du volume des différents matériaux.....	75
VI.5.1. Barrage en enrochement avec masque en béton.....	75
VI.5.2. Barrage zoné à noyau d'argile.....	78
VI.5.3. Barrage en béton (BCR)	83
VI.6. Estimation du coût des variantes.....	84
Conclusion.....	84

Chapitre VII : Conception détaillée de la digue

Introduction.....	85
VII.1.Recommandation de construction de la digue.....	85
VII.1.1.Définition du BCR.....	85
VII.1.2.Les constituants du BCR.....	85
VII.1.3.L'étanchéité du barrage.....	86
VII.1.4.Les parements du barrage.....	86
VII.1.5.Mise en place.....	88
Conclusion.....	88
VII.2.Actions.....	88
VII.2.1.Actions permanentes.....	88
VII.2.2.Actions variables.....	88
VII.2.3.Actions accidentelles.....	89
VII.2.4.Autres efforts.....	89
VII.3.Calcul de stabilité.....	89
VII.4.Calcul des différentes charges.....	90
VII.4.1.Calcul des charges verticales.....	90
VII.4.2. Calcul des charges horizontales.....	91
VII.4.3. Calcul de la charge sismique.....	92
VII.5.Stabilité au Glissement.....	94
VII.6.Stabilité au renversement.....	95
VII.7.Calcul de Resistance.....	97
VII.7.1.Méthode de Pigeaud (1923)	97
VII.7.2.Méthode de la résistance des matériaux.....	98
VII.7.3.Vérification de la condition de Maurice Levy.....	99
Conclusion.....	100

Chapitre VIII : Organisation de Chantier

Introduction.....	101
VIII.1. Symboles des différentes opérations.....	102
VIII.2. Détermination du chemin critique.....	103
Conclusion.....	103

Chapitre IX : Protection et sécurité de travail

Introduction.....	104
IX.1. Contrôle et entretien du matériel.....	104
IX.2. Principales fonctions du service de sécurité.....	104
IX.2.1. Etudes.....	104
IX.2.2. Exécution.....	105
IX.2.3. Contrôle.....	105
IX.2.4. Animation.....	105
IX.2.5. fonctions humaines.....	105
IX.3. Causes des accidents de travail.....	105
IX.3.1. Causes humaines.....	105
IX.3.2. Causes techniques.....	106
IX.4. Causes des maladies professionnelles.....	106
IX.4.1. Les poussières.....	106
IX.4.2. Le bruit.....	106
IX.5. Actions dangereuses.....	107
IX.6. Conditions dangereuses dans le chantier.....	107
IX.7. moyens employés pour promouvoir la sécurité de travail.....	108
IX.8. le coût des accidents de travail.....	109
Conclusion.....	111
Conclusion Générale.....	112

Liste des tableaux

Chapitre I : présentation du site

Tableau I.1 : températures moyennes mensuelles.....	3
Tableau I.2 : Distribution mensuelle de l'évaporation.....	3
Tableau I.3 : Répartition mensuelle de l'humidité relative.....	4
Tableau I.4 : Répartition mensuelle des vitesses du vent.....	5

Chapitre II : Caractéristiques topographiques

Tableau II.1 : Répartition des surfaces du bassin versant.....	7
Tableau II.2 : Caractéristiques topographiques de la retenue.....	8

Chapitre III : Etudes géologique et géotechnique

Tableau III.1 : Caractéristiques des séismes de projet.....	15
Tableau III.2 : Analyse des résultats obtenus et identification des horizons sismiques.....	16
Tableau III.3 : Synthèse des résultats obtenus aux essais Lugeon.....	16
Tableau III.4 : Synthèse des résultats des essais d'injection de ciment.....	17
Tableau III.5 : Zonage Géotechnique du site du barrage Seklafa.....	17
Tableau III.6 : Caractéristiques mécaniques de la fondation.....	18
Tableau III.7 : Résultats des essais de compression simple.....	18
Tableau III.8 : synthèse des essais réalisé sur la zone d'emprunt	19

Chapitre IV : Etude hydrologique

Tableau IV.1. : Caractéristiques hydro-morpho-métriques du bassin versant.....	23
Tableau IV.2 : Données disponibles des stations situées a proximité de la zone d'étude.....	23
Tableau IV.3: Répartition mensuelle de la pluie annuelle.....	24
Tableau IV.4 : Caractéristiques empiriques de la série avec N=37ans.....	25
Tableau IV.5 : Ajustement à la loi de Gauss.....	26
Tableau IV.6 : Résultats du calcul de l'adéquation.....	26
Tableau IV.7 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.....	27
Tableau IV.8 : Ajustement à la loi de Gumbel.....	28
Tableau IV.9 : Résultats du calcul de l'adéquation.....	28
Tableau IV.10 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.....	29
Tableau IV.11 : Ajustement à la loi de Galton (Log-normale).....	30
Tableau IV.12 : Résultats du calcul de l'adéquation.....	30
Tableau IV.13 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.....	30
Tableau IV.14: Pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.....	33
Tableau IV.15 : Résultats des calculs.....	35
Tableau IV.16 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	35
Tableau IV.17 : Caractéristiques de l'écoulement.....	36
Tableau IV.18 : Résultats du calcul de coefficient de variation.....	36
Tableau IV.19 : Les apports de différentes fréquences.....	36
Tableau IV.20 répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.....	37
Tableau IV.21 : Résultats du calcul de la formule de GIANDOTTI.....	38
Tableau IV.22 : Résultats du calcul de la formule de Mallet-Gauthier.....	38
Tableau IV.23 : Résultats du calcul de la formule de POSSENTI.....	39
Tableau IV.24 : Résultats du calcul de la formule de TURRAZA.....	39
Tableau IV.25 récapitulatif des résultats de débit de crue.....	39
Tableau IV.26 récapitulatif des résultats de calcul pour tracé l'Hydrogramme de crue.....	41
Tableau IV.27: Crue de projet recommandée.....	42

Chapitre V : Hydrologie des ouvrages

Tableau V.01 : répartition mensuelle de l'apport annuel 80%.....	45
Tableau V.02 : Répartitions saisonnières des demandes.....	45
Tableau V.03 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	47
Tableau V.04 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques.....	49
Tableau V.05 : Les volumes des pertes dans la retenue.....	49
Tableau V.06 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	49
Tableau V.07 : Détermination de la période d'étiage.....	51
Tableau V.08. Calcul du débit déversant pour différentes valeurs de Hd (Méthode de KOTCHERINE).....	54
Tableau V.09 : volume et coût de la digue pour différentes largeurs déversant.....	58
Tableau V.10 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs.....	59
Tableau V.11 : répartition des coûts du coursier pour chaque largeur.....	59
Tableau V.12 : récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversant.....	60

Chapitres VI : Etude des variantes

Tableau VI.01: les différents résultats de la revanche.....	65
Tableau VI.02 : les résultats de la largeur en crête.....	65
Tableau VI.03 : valeurs indicatives des fruits de talus.....	66
Tableau VI.04 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de γ_p	68
Tableau VI.05: Epaisseur de l'enrochement et D50 minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.....	69
Tableau VI.06 : volume des recharges (Alluvions).....	76
Tableau VI.07 : volume du béton.....	76
Tableau VI.08 : volume du produit asphaltique.....	77
Tableau VI.09 : volume du produit asphaltique.....	77
Tableau VI.10 : volume du noyau.....	78
Tableau VI.11 : volume du filtre du noyau.....	79
Tableau VI.12 : volumes des recharges.....	79
Tableau VI.13 : volume de l'enrochement.....	80
Tableau VI.14 : volume de gravier.....	80
Tableau VI.15 : volume de sable.....	81
Tableau VI.16 : volume des graviers.....	81
Tableau VI.17 : volume des sables.....	82
Tableau VI.18 : volume du produit asphaltique.....	82
Tableau VI.19 : volume de béton.....	83
Tableau VI.20 : volume de béton armé.....	83
Tableau VI.21 : les coûts des différentes variantes étudiées.....	84

Chapitre VII : Conception détaillé de la digue

Tableau VII-1 Coefficients de sécurité.....	90
Tableau VII.2 Tableau récapitulatif des forces agissant sur le corps du barrage.....	93

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Tableau VIII-1 : symboles des opérations et leurs durées.....	102
---	-----

Liste des figures

Chapitre I : présentation du site

Figure I.1: Situation générale du site du barrage.....	2
Figure I.2 : Répartition mensuelle des températures.....	3
Figure I.3: Répartition mensuelle de l'évaporation.....	4
Figure I.4: Répartition mensuelle de l'évaporation.....	4
Figure I.5 : Répartition mensuelle des vitesses du vent.....	5

Chapitre II : Caractéristiques topographiques

Figure II.1 : Topographie des bassins versants de Seklafa et de Chergui.....	7
Figure II.2 : répartition de la courbe « capacité – Surface – Hauteur ».....	9

Chapitre III : Etudes géologique et géotechnique

Figure III.1: Extrait de la carte géologique.....	11
Figure III.2: Carte des zones sismiques.....	14

Chapitre IV : Etude hydrologique

Figure IV.1: présentation du réseau hydrographique du bassin versant.....	22
Figure IV.2 : présentation de la courbe hypsométrique.....	22
Figure IV.3 : Répartition mensuelle des précipitations.....	24
Figure IV.4 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gauss.....	27
Figure IV.5 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel.....	29
Figure IV.6: représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton.....	31
Figure IV.7 : la comparaison graphique entre les trois lois (Galton, Gauss et Gumbel).....	31
Figure IV.8 : Pluies de Courtes durées.....	34
Figure IV.9 : Courbes « Intensité –Durée ».....	34
Figure IV.10 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	35
Figure IV.11 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.....	37
Figure IV.12 : Les Hydrogrammes des crues probables en fonction de temps (SOKOLOVSKY).....	42
Figure IV.13 : L'Hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour 1000 ans.....	43
Figure IV.14 : L'Hydrogramme de la crue de chantier pour une période de retour 50 ans.....	44

Chapitre V : Hydrologie des ouvrages

Figure V.1 : Repartitions mensuelle des besoins.....	46
Figure V.2 : courbe volumétrique ($S=f(V)$).....	48
Figure V.3 : Courbes $H= f(Q,q)$	55
Figure V.4 : courbes $V_d=f(Q,q)$	56
Figure V.5 : Courbe d'optimisation.....	60

Chapitres VI : Etude des variantes

Figure VI.1 : Coupe type d'une digue en enrochement avec un masque.....	63
Figure VI.2 : Coupe type d'une digue à recherche en enrochement avec un noyau centrale... ..	63
Figure VI.3 : Coupe type d'un barrage poids en BCR.....	64
Figure VI.4 : Abaque de détermination de la hauteur maximale des vagues, d'après l'US Army Corps of Engineers.....	68

Chapitre VII : Conception détaillé de la digue

Figure VII.1 Différentes charges appliquées sur le barrage.....	94
---	----

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Figure VIII.1: Réseau à nœuds.....	103
------------------------------------	-----

Introduction générale

La région méditerranéenne comme la plupart des pays sous-développés vivent une véritable crise de l'eau et notre pays n'échappe pas à cet aléa car, l'eau douce, ressource que nous pensions inépuisable est rare et souvent difficile à prélever, le manque d'eau est également lié à la croissance démographique et à la pollution ce qui est particulièrement le cas de l'Algérie. Partant de ce constat, les autorités publiques réagissent. Cette volonté s'est manifestée au plan institutionnel, par la création d'un département ministériel à part entière en charge de cette ressource.

La mobilisation des ressources en eau par le pouvoir public a franchi une étape importante par l'édification des barrages qui est une solution très largement utilisée pour résoudre ce délicat problème, intervient aussi la mise en œuvre progressive de l'interconnexion des barrages, permettant, de ce fait, une gestion dynamique et évolutive des disponibilités en eau sur tout le territoire national, c'est-à-dire là où se concentrent les populations et l'activité économique, agricole et industrielle.

Dans ce cadre bien précis la wilaya de LAGHOUAT a bénéficié d'un projet de barrage dans la région de SEKLAFI.

Notre projet d'étude a pour but l'étude de l'avant projet détaillé de la digue du barrage de SEKLAFI qui est destiné à l'irrigation des terres agricoles de cette région et l'alimentation en potable de la population.

Le contenu comprendra neuf chapitres. Nous allons faire une analyse assez poussée des conditions géologiques et géotechniques afin de trouver le site favorable. Puis, on traitera en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul de l'hydrogramme de crue, de l'estimation et le choix de la crue de projet et du transport solide, de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique, et enfin le calcul de l'optimisation dans le but de trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue.

On consacrera un chapitre pour l'analyse des variantes de digues et le choix sera en fonction de la disponibilité des matériaux ainsi que une étude détaillée de la conception, faisabilité technico - économique...

L'avant dernier chapitre sera consacré à l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux.

Le dernier chapitre traitera la protection et la sécurité de travail.

Chapitre I :

Présentation du

site.

Introduction :

Avant de commencer l'étude de l'avant projet détaillé qui permet en premier lieu de se prononcer sur les conditions topographiques du site et de mieux choisir l'emplacement du barrage et ses ouvrages annexes, il est primordial d'avoir une idée bien précise sur la localisation du site d'implantation du futur barrage.

I.1.Situation géographique du site :

- Û L'aménagement se situe dans la wilaya de LAGHOUAT, Daïra d'OUED MORRA, commune d'Oued M'ZI, à environ 80 km au nord-ouest de la ville de LAGHOUAT et à 36 km au sud-est de la ville d'AFLOU.
- Û Les coordonnées de l'axe de barrage au système de coordonnées Lambert (UTM) :
X=439.674 km.
Y=376.2508 km.
Z=994 m.NGA.
- Û L'accès au site se fait à partir du village Oued M'Zi par une piste carrossable et qui doit être améliorée dans une longueur totale d'environ 30 km.
- Û La figure ci-dessous montre la situation géographique du site du barrage :

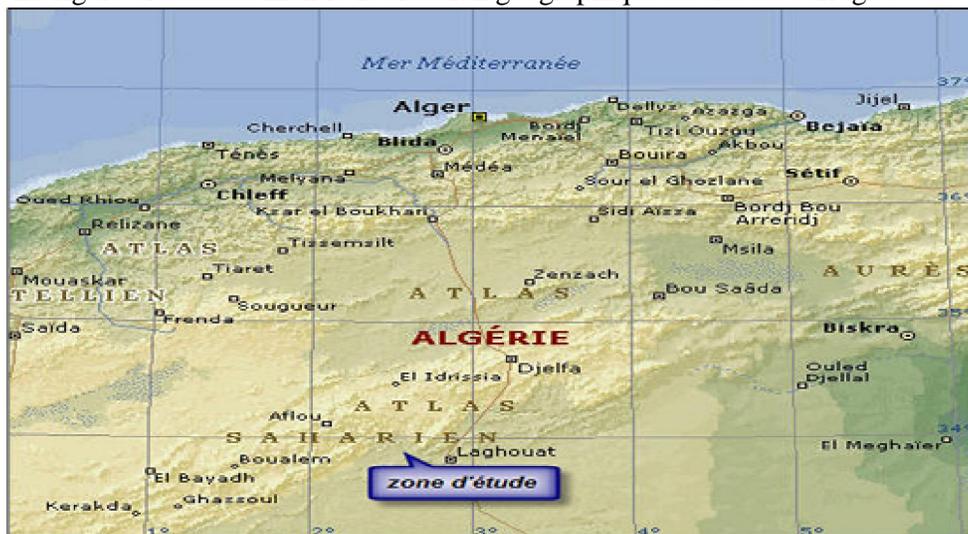


Figure I.01 : Situation générale du site du barrage

I.2.Documentation consultés :

Afin de délimiter le bassin versant de la zone étudiée on utilise :

- Û Carte d'état major de Laghouat ;
- Û Levé topographique de site du barrage de Seklafa ;
- Û Levé topographique de la cuvette du barrage de Seklafa ;
- Û Documentations sur les travaux de reconnaissances.

I.3. Caractéristiques climatiques du site du barrage :

Les conditions climatiques du bassin jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau.

a) Température :

Les températures moyennes mensuelles au site de la retenue Seklafa à altitude 1030 m sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau I.01 : températures moyennes mensuelles

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Moy
T° moy	22,3	17,2	11,5	8,0	7,5	6,7	11,5	14,1	18,9	23,6	27,2	27,1	16,3

Source : [A.N.B.T]

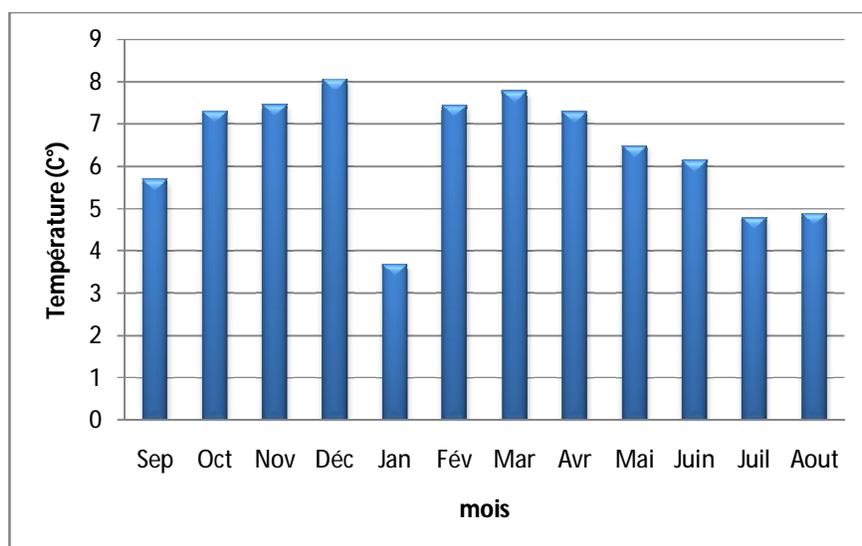


Figure I.02 : Répartition mensuelle des températures.

b) Evaporation :

L'évaporation mensuelle disponible à la retenue de Seklafa est la suivante :

Tableau I.02 : Distribution mensuelle de l'évaporation

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	année
Ev mm	161	115	63	45	44	40	89	118	201	222	264	238	1600
Ev %	10,1	7,2	3,9	2,8	2,7	2,5	5,6	7,4	12,5	13,9	16,5	14,9	100

Source : [A.N.B.T]

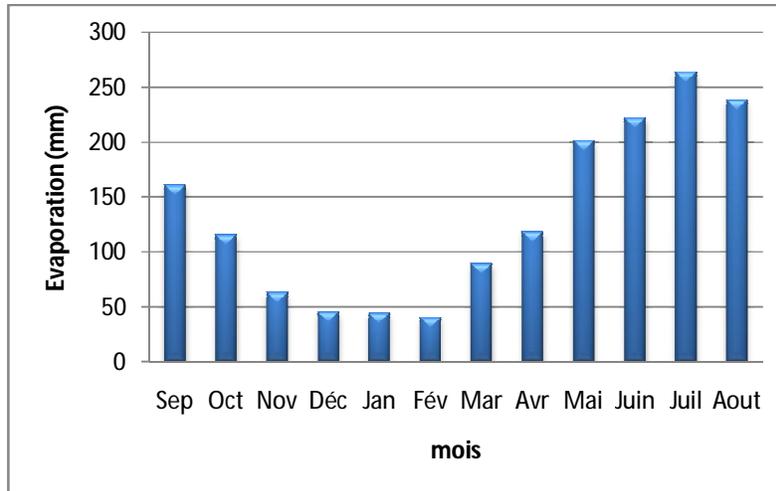


Figure I.03 : Répartition mensuelle de l'évaporation.

c) Humidité relative:

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

Tableau I.03 : Répartition mensuelle de l'humidité relative :

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Moy
H (%)	47	58	64	73	71	67	58	53	47	38	31	31	53

Source : [A.N.B.T]

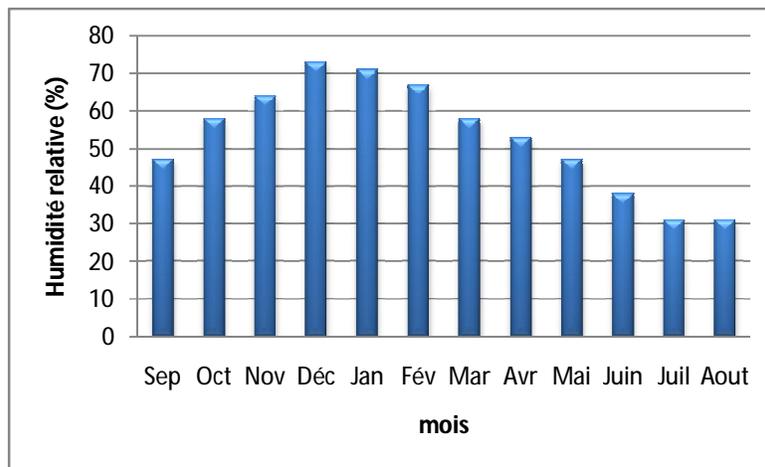


Figure I.04 : Répartition mensuelle de l'évaporation.

d) Vitesse du vent :

D'après le tableau suivant la vitesse moyenne du vent est de 6.39 m/s. Elle présente un maximum en Décembre (8.06m/s).et un minimum en Janvier (3.68m/s).

Tableau I.4 : Répartition mensuelle des vitesses du vent.

mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Moy
V(m/s)	5,68	7,30	7,45	8,06	3,68	7,43	7,78	7,28	6,48	6,13	4,78	4,88	6,39

Source : O.N.M

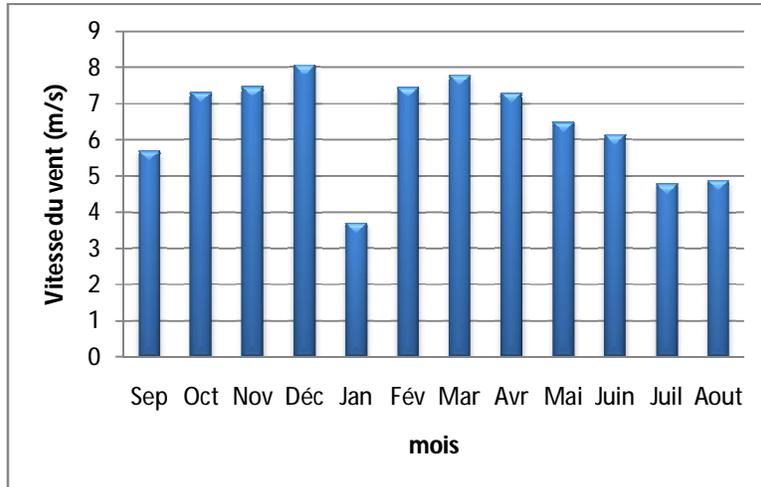


Figure I.05 : Répartition mensuelle des vitesses du vent.

Conclusion :

D'après les données mentionnées dans ce chapitre on peut dire que les conditions climatiques sont favorables pour réaliser notre projet, reste à signaler quelques difficultés qu'on peut dépasser qui sont dues à la région saharienne.

Chapitre II :

Caractéristiques

topographiques.

Introduction :

Avant la réalisation de n'importe quel projet dans le domaine des infrastructures hydraulique de cette envergure, une étude détaillée de la topographie du site et de la région s'impose. Ca serait l'objet de ce chapitre.

II.1. Définition de la zone d'étude :

Le bassin versant de l'oued M'zi fait partie de la zone centrale de l'Atlas Saharien, il est situé à environ 275 km de la mer. Au site de Seklafa le bassin draine le versant sud du Djebel Amour, immédiatement à l'est de la ville d'Aflou. L'oued M'zi est un des plus importants oueds de la zone sud de l'Algérie. Les oueds M'zi et Messaad, forment, en aval de Laghouat, l'oued Djedi, dont la large vallée limite au sud la chaîne saharienne, lequel se termine dans le chott Melghir, dans le grand bassin intérieur de l'Algérie. L'oued M'zi présente un écoulement de base permanent et les pluies de l'hiver en font souvent une rivière véritable, ayant plusieurs centaines de mètres de large. Ce sont ces eaux qui alimentent les oasis de Laghouat. Les têtes des vallées supérieures tributaires de l'oued M'zi se trouvent sur le plateau d'Aflou, à courte distance de celles qui descendent vers le Chélif (oueds Sebgag et Chelal). Les deux oueds qui forment l'oued M'zi (l'oued El Fareg et l'oued Ouarène) traversent la région de Gada et se rejoignent immédiatement en amont de la gorge de Seklafa, à travers laquelle l'oued se dégage des montagnes. En aval de la gorge, l'oued M'zi reçoit par la rive gauche l'oued Chergui, avant de passer près du village de Tadjemout.

II.2. Caractéristique physique du bassin versant :

Le bassin hydrographique limité par le barrage de Seklafa couvre une superficie totale de 802 km², correspondant à une zone relativement peu accidentée. Le bassin est relativement arrondi avec des cotes de sommet entre environs 900 m et 1600 m (Figure II.1).

La végétation est presque absente, sauf quelques arbustes rabougris qui tirent leurs racines de fissures des roches.

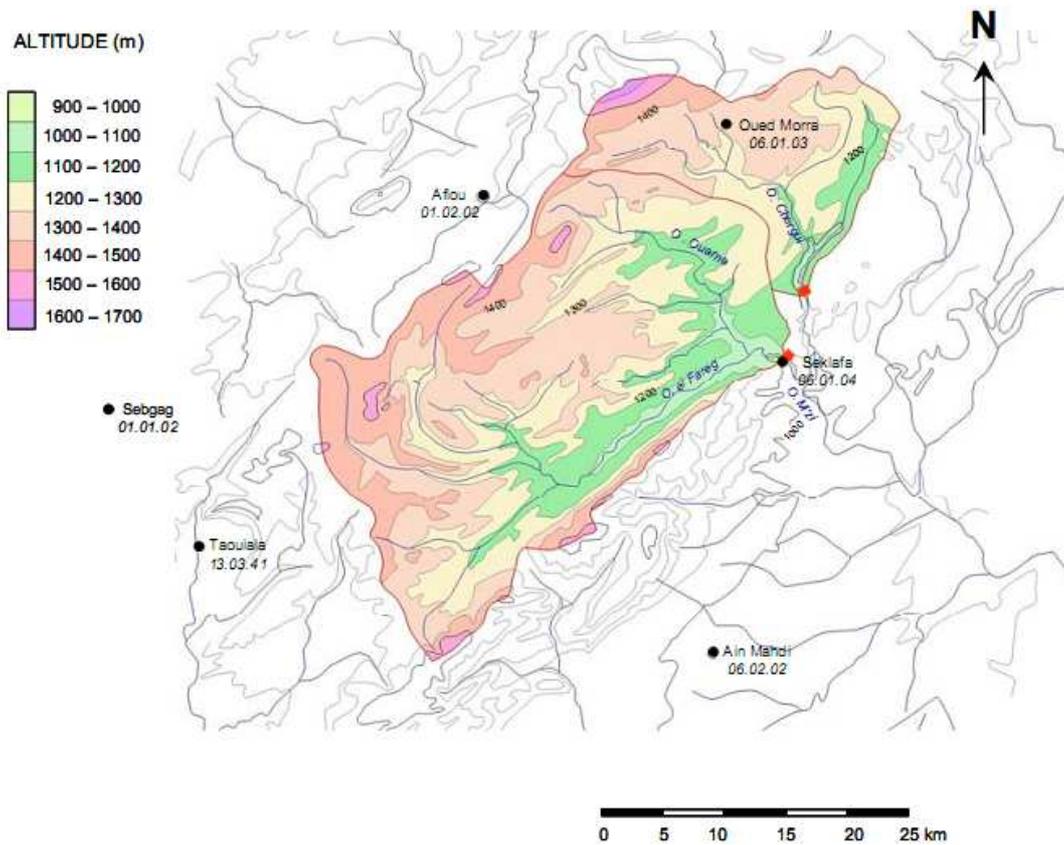


Figure II.1 : Topographie des bassins versants de Seklafa et de Chergui.

Tableau II.1 : Répartition des surfaces du bassin versant :

Altitude (m)	$H_{i+1}-H_i$	Surfaces partielles km ²	Surfaces partielles %	Surfaces cumulées %
1600 – 1500	100	20,56	2,56	2,56
1500 – 1400	100	119,38	14,89	17,45
1400 – 1300	100	256,96	32,04	49,49
1300 – 1200	100	240,30	29,96	79,45
1200 – 1100	100	129,61	16,16	95,61
1100 – 1000	100	34,51	4,30	99,91
1000 – 994	6	0,68	0,09	100,00

II.3. Caractéristique topographique de la retenue :

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

$$\Delta V = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * \Delta h$$

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

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

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

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

Tableau II.2 : Caractéristiques topographiques de la retenue

Cote(m)	H(m)	S (Km ²)	Smoy(Km ²)	ΔH (m)	$\Delta V(Mm^3)$	V(Mm^3)
994	0	0				
			0,0275	6	0,165	0,165
1000	6	0,055				
			0,103	5	0,515	0,680
1005	11	0,151				
			0,2635	5	1,3175	1,998
1010	16	0,376				
			0,601	5	3,005	5,003
1015	21	0,826				
			1,147	5	5,735	10,738
1020	26	1,468				
			1,9795	5	9,8975	20,635
1025	31	2,491				
			3,1225	5	15,6125	36,248
1030	36	3,754				
			4,5035	5	22,5175	58,765
1035	41	5,253				
			6,2425	5	31,2125	89,978
1040	46	7,232				

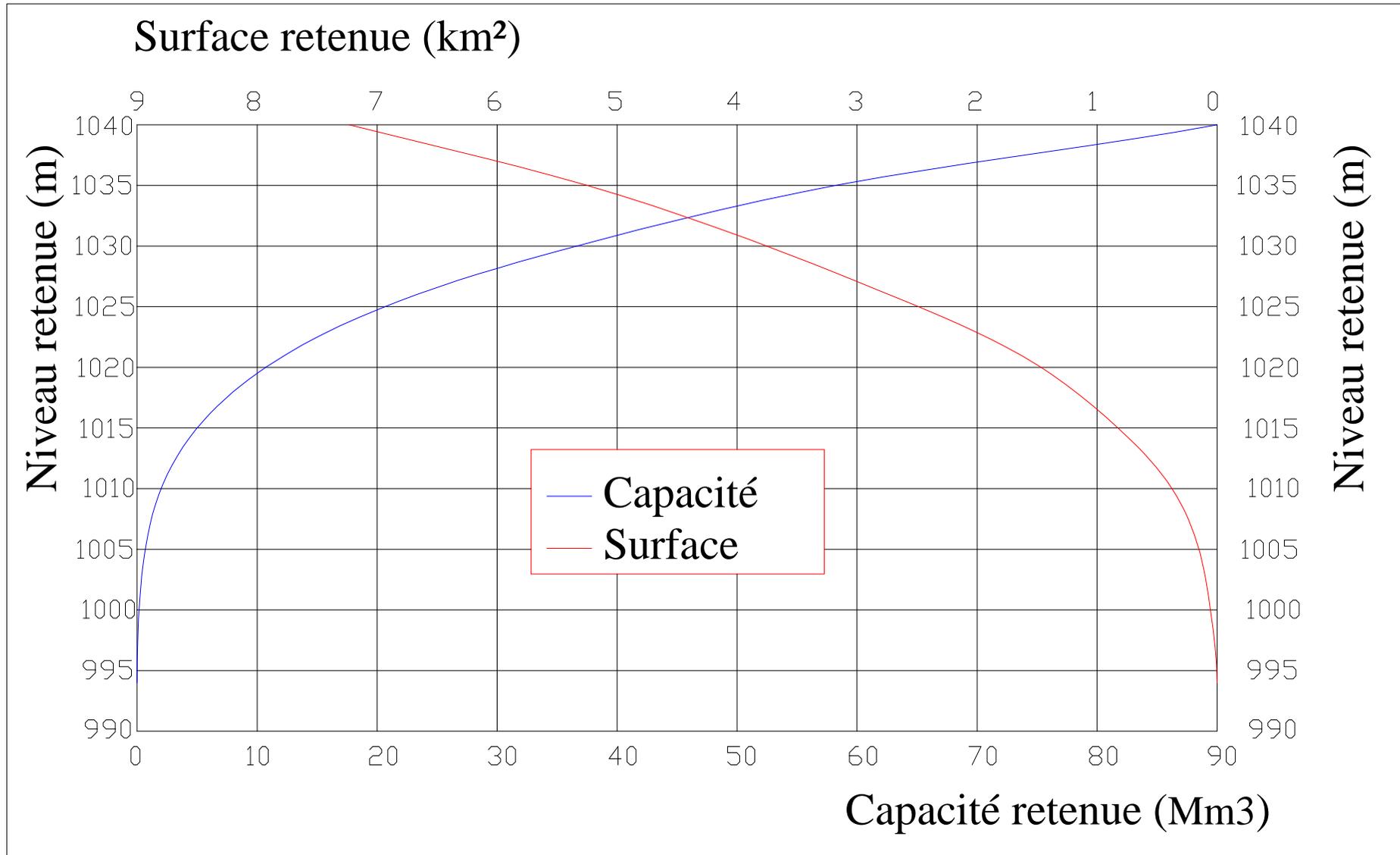


Figure II.02 : répartition de la courbe « capacité – Surface – Hauteur ».

Conclusion :

Dans ce chapitre on a pu déterminer les caractéristiques physiques du bassin versant ainsi que la répartition de ces surfaces, et enfin la construction de la courbe capacité-surface-hauteur qui est une pièce maitresse pour chaque ouvrage de retenue.

Chapitre III :
Etudes géologique et
géotechniques.

III.1. Etude géologique :

III.1.1. Objectif :

L'établissement d'un projet nécessite absolument la procédure de s'assurer sur certain nombre de critère d'ordre géotechnique et géologique à raison de justifier notre choix de site.

L'étude géologique a pour but d'étudier la géologie du barrage et de définir les caractéristiques géologiques principales, ainsi que la perméabilité et la stabilité de fondation de la digue et de la cuvette.

III.1.2. Localisation:

Le site du barrage de Seklafa est situé au cœur du massif de l'Atlas Saharien, à 80 km au NW de la ville de Laghouat et à 26 km au SE de la ville d'Aflou, limité :

- Au Nord par le domaine des Chotts (Zahrez Chergui et Gharbi) qui se prolonge vers les Hauts plateaux plus au Nord ;
- A l'Est par la terminaison occidentale des monts Ouled Nails,
- A l'Ouest, par la terminaison orientale des monts des Ksour et d'El Bayadh,
- Au Sud par la plate forme saharienne dont il est séparé par l'accident sud atlasique.

La figure ci-dessous montre la localisation du site du barrage :

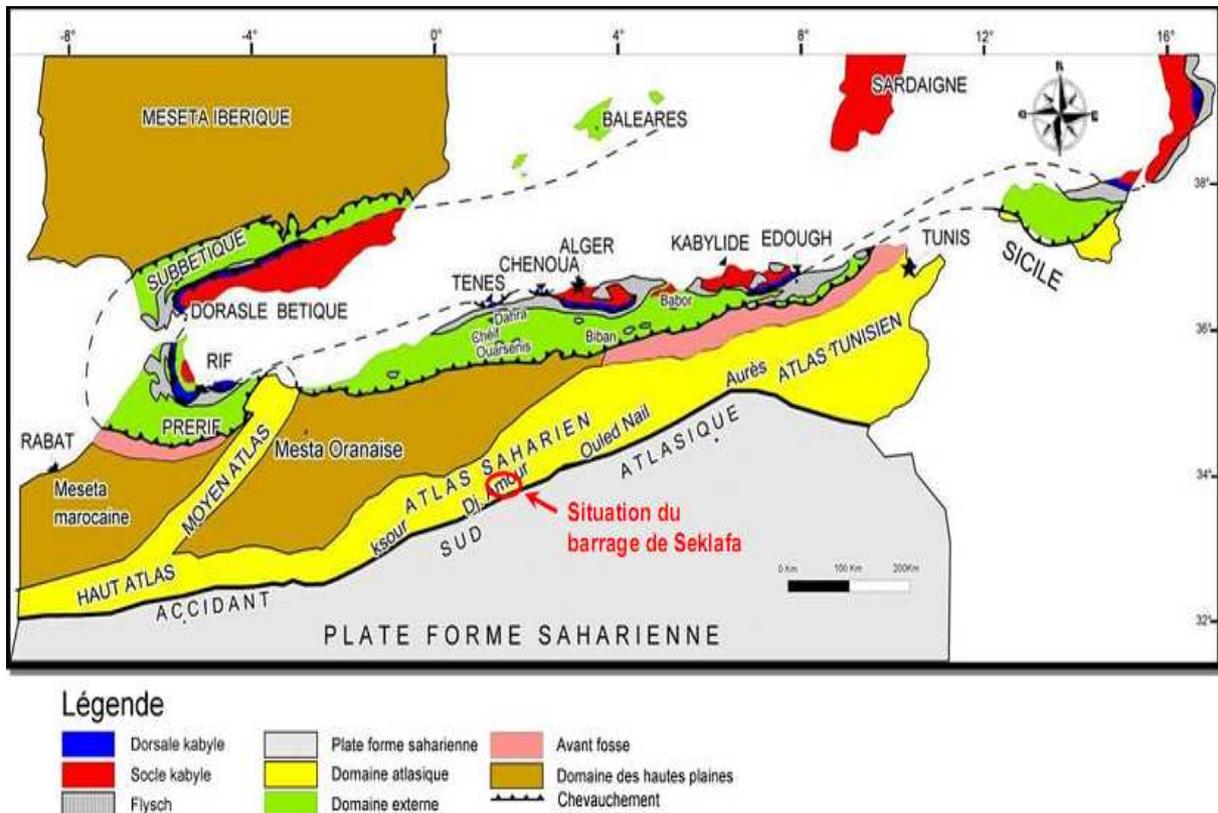


Figure III.1: Extrait de la carte géologique.

III.1.3. Situation Géologique régionale :

Les formations géologiques rencontrées dans la région de projet sont en général d'âge Kimméridgien matérialisé par une série lithologique constituée de l'aval vers l'amont d'argile silteuse et grés quartzitique, marno-calcaire (400m d'épaisseur) et de calcaire noir. Le quaternaire est représenté par des colluvions limono-sableux dans la partie ouest de la cuvette et les alluvions graveleuses au niveau des terrasses actuelles des oueds de Fareg et Ouarene.

III.1.4. Géologie de l'axe de barrage :

– Lit de l'oued : au niveau du lit d'oued affleure les pélites et les grés-quartzitiques d'âge Kimméridgien, juste en aval et en amont de l'axe les alluvions graveleux tapissent le fond de l'oued.

– Rive gauche : affleure la séquence grés pélitique, les barres gréseuses de 6 à 10m d'épaisseur soulignent des corniches dans la rive, le pendage est de 40° vers le nord ouest. Présence de colluvions en surface dont l'épaisseur peut atteindre 4m.

– Rive droite: affleure la séquence grés pélitique, les barres gréseuses de 6 à 10m d'épaisseur soulignent des corniches. En cette rive l'épaisseur des colluvions est plus réduite de 1-2 m.

En général la lithologie au niveau du site de barrage est comme suit :

- les alluvions d'oued graveleux et sableux.
- Les éboulis de pentes composés de marne, grés et galets cimenté par un ciment sableux.
- Kimméridgien gréseux constitué de grés à passées pélitique, grés massifs beige, grés massifs beiges à grés verdâtre avec des intercalations de pélites vertes.

Les problèmes d'instabilité du terrain lors de sa mise en eau ne se posent plus à cause de la nature du terrain et le sens de pendage des couches.

III.1.5. Géologie de la cuvette :

Les gorges de Seklafa s'ouvrent en un méandre qui reçoit deux oueds simultanément. L'un vers le Nord Est l'autre plus important vers le Nord Ouest (oued Fareg). Ces deux oueds sont adossés au flanc nord du djebel et coulent dans des combes faciles à éroder en gorges étroites, aux berges relativement abruptes. Un autre oued, l'oued Ouarene, vient s'ajouter à l'oued Fareg en perpendiculaire en traversant en travers bancs toutes les couches géologiques érodées sur son passage. Les roches sont de couleurs rouges à violacées, et vertes. Les petits plateaux qui subsistent en amont de ces oueds sont tapissés par des limons blancs sableux. Une série de corniches qui sont de plus en plus élevées viennent ensuite se détacher dans le paysage, rectilignes d'est en ouest pour arriver à une barrière qui ferme le paysage et qui porte le nom célèbre d'El Gada au delà de laquelle d'autres reliefs prennent le relais en dehors de la cuvette.

La cuvette est essentiellement couverte par les séries géologiques suivantes :

1- Formation argilo-silteuses et grés-quartzitiques:

Fait suite aux barres de grès des gorges de Seklafa qui représentent déjà une partie de la cuvette.

b- La barre calcaire:

Présente une puissance de 100m, localisé au Djebel gourou et djebel Sidi Okba.

c- Formation marno-calcaire:

Dont la puissance est de 400 m rassemble deux unités distinctes de hauts en bas :

- Une unité calcaréo-dolomitique et marneuse comportant des cargneules et des argiles gypseuses.
- Une couche riche en passées calcaires à Ostréidés.

d- Formation calcaréo-gréseuse:

Peut-être subdivisée en trois unités successives bien différenciées, de haut en bas :

- Les grès intermédiaires qui correspondent à un complexe argilo-gréseux
- Les marno-calcaires bleutés
- Le calcaire repère massif qui forme un ressaut topographique marqué

e- Formation marnes gypseuses :

Elle peut être subdivisée en trois unités :

- Marno-dolomitique au toit
- Evaporitiques dans la partie centrale
- Marneuse verdâtre localement gréseuse à la base

f- Formation De grès à dragées:

Cette formation des grès à dragées de quartz inférieurs est souvent mal définie dans les zones synclinales. On peut y voir les faciès suivants:

- argiles, marnes de couleur variée verte, rouge, violacée
- argiles silteuses rouges ou verdâtres
- cargneules plus ou moins associées à des niveaux gypseux
- Silts, grès fins à "ripples", laminae, micro stratifications obliques.
- Grès à strates obliques.

g- Le Mio-Pliocène:

C'est une couverture de conglomérats épaisse de 1 à 3 m qui repose en discordance sur les formations du Jurassique. On rencontre ces dépôts mio-pliocène très réduits le long de l'Oued M'zi et de Oued Fareg dans la cuvette.

h- Le Quaternaire:

Les formations quaternaires sont de plusieurs types :

- Des limons sableux d'épaisseur variant de 1 m à 5m dans la partie ouest de cuvette le long des oueds Fareg et oued Ouarène.
- Des colluvions fines et parfois caillouteuses
- Des alluvions graveleuses représentant les terrasses actuelles des oueds Fareg et Quarene. Les épaisseurs de ces alluvions sont variables de 1 à 3m.

III.1.6. La tectonique :

La zone étudiée fait partie de l'Atlas Saharien qui a subi au cours du temps une tectonique assez intense, caractérisée par un plissement très particuliers. L'orientation générale des plis est N40° à N80° et oblique à la direction générale de la chaîne qui est de direction N60°. Ainsi, la région a muni d'un réseau de fracturation de différentes orientations composé par deux types de failles :

- Les failles syn-sédimentaires dont les directions des fractures sont souvent confondues avec la direction des plans axiaux des plis ;
- Les failles post-sédimentaires sont soit transverses et décalent les structures, compatibles avec leurs mode de genèse.

III.1.7. La sismicité :

En Algérie, l'analyse des différents catalogues de sismicités réalisés durant ces dernières décennies a montré que la sismicité sur le territoire nationale n'est pas partout identifiée et que nous pouvons considérer actuellement quatre zones d'activité sismique différentes qui sont :

1. la bordure tellienne est la région où la sismicité est la plus fréquente et où d'importants séismes ont lieu. Cette importance sismique s'explique par le fait que cette région est directement impliquée dans l'affrontement des plaques européennes et africaines.
2. la région des hauts plateaux se caractérise par une sismicité pratiquement nulle.
3. la région de l'Atlas saharien présente une sismicité réduite. Quelques séismes ont pu être observés dans les monts des Ksour, Babors, Bibans et autre.
4. la région saharienne qui correspond à la plate forme africaine stable, sismicité quasiment nulle.

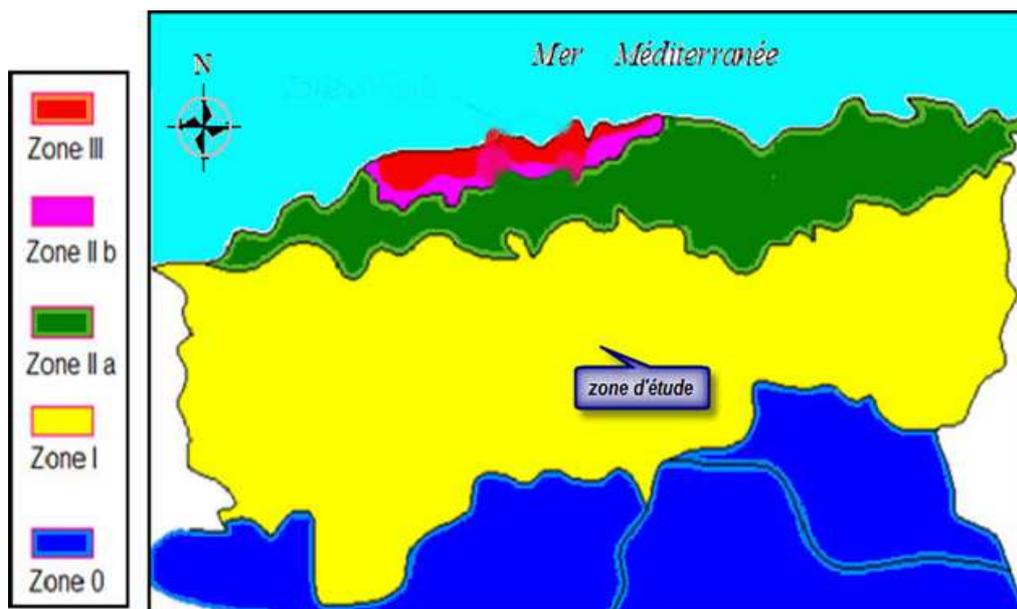


Figure III.2 : Carte des zones sismiques

Notre site se trouve sur la bordure de l'atlas saharien, caractérisé par un séisme de faible amplitude et une accélération de 0.15g à 0.25g.

Tableau III.1 : Caractéristiques des séismes de projet

SEISME	ACCELERATION (cm/s ²)
SMD	150
SMP	250

Source : [A.N.B.T]

III.2. Etude géotechnique :

III.2.1. Introduction :

L'étude géotechnique basée essentiellement sur l'ensemble des reconnaissances effectuées in-situ et au laboratoire, durant lesquelles établi un programme des travaux de terrain (exécution des puits, tranchées et sondages) suivi des prélèvements des échantillons de sol de différentes zones d'emprunt afin d'évaluer la quantité et la qualité des matériaux de construction et l'état géo-mécanique de la fondation par ces essais.

Les opérations de reconnaissances géotechniques se déroulent généralement en trois phases :

- 1) Reconnaissances géotechniques in situ : tranchées, forages carottés, essais géophysiques et essais géotechniques.
- 2) Essais géotechniques au laboratoire se divisent en deux grandes catégories :
 - ✓ Essais d'identification : teneur en eau, granulométrie et limites d'Atterberg.
 - ✓ Essais mécaniques : essais de compressibilité, essais Proctor essais au cisaillement et au triaxial.

III.2.2. Synthèse des essais géotechniques :

III.2.2.1. Essais in situ :

a) Essais géophysiques (Profils sismique) :

Leur objectif est l'identification des horizons sismiques, et pour cela le bureau d'étude a exécuté 12 de ces profils d'une longueur de 50 à 60m lors du programme d'investigation géophysique de cette étape, les résultats sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau III.2 : Analyse des résultats obtenus et identification des horizons sismiques

Horizon sismique	V _L (m/s)	Profondeur (m)	Localisation	Observation
HS4	<900	< 0,5–3,5	Rives	Associés aux sols alluvionnaires, colluvionnaires et sols résiduels.
		<1	Vallée	
HS3	900 – 1700	0,5–10	Rives	Associés aux matériaux plus altérés.
		0,4–1,7	Vallée	
HS2	1800 – 2300	3,5 –15	Rive gauche	Associés aux matériaux moyennement altérés.
HS1	2300 – 4000	>5–13	Rives	Associés aux matériaux rocheux non altérés.
		>0,4–0,7	Fond de la vallée	

Source : [A.N.B.T]

b) Essais de perméabilité de la fondation (Essais Lugeon) :

Les essais Lugeon sont réalisés sur des sondages carottés, et dans cette étude il ya eu 19 essais qui ont été fait sur 22 sondages, les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : Synthèse des résultats obtenus aux essais Lugeon

Profondeur (m)	Localisation					
	Rive Gauche		Lit de l'oued M'ZI		Rive Droite	
	Etendue des valeurs (UL)	Valeur moyenne (UL)	Etendue des valeurs (UL)	Valeur moyenne (UL)	Etendue des valeurs (UL)	Valeur moyenne (UL)
0 – 25	11,4 – 275	69,5	22,8–195,7	60,2	20,3 – 250	85,8
25 – 40	2 – 115	20,3	0,8 – 22,6	8,7	0,2 – 16	4
40 – 60	0,8 – 37	5,9	0 – 12	2,2	0 – 50,3	15,2
60 – 75			–	–		
> 75	0,2 – 16	5,3	–	–	0 – 14,4	5,3

Source : [A.N.B.T]

Interprétation :

Basé de l'analyse des résultats de ces essais, l'étude considère que, en général, la perméabilité des roches-mères est très élevée surtout dans les zones superficielles très altérées; jusqu'à la profondeur de 15-25 m, puis elle diminue en profondeur.

Néanmoins, une exception est à signaler sur la rive droite, où la perméabilité est assez élevée dans la tranche de 55 à 65 m (selon les anciens sondages), à cause de la présence des fissures ouvertes dans les roches gréseuses.

c) Essais d'injection de ciment :

Réalisés sur le site du Barrage de Seklafa.

Tableau III.4 : Synthèse des résultats des essais d'injection de ciment

Profondeur (m)	Localisation					
	Rive Gauche		Lit de l'oued M'ZI		Rive Droite	
	Etendue des valeurs (kg/m)	Valeur moyenne (kg/m)	Etendue des valeurs (kg/m)	Valeur moyenne (kg/m)	Etendue des valeurs (kg/m)	Valeur moyenne (kg/m)
0 – 25	16 – 33	25	20–120	60	17 – 33	22
25 – 40	16 – 167	73	40 – 60	53	17 – 33	29
40 – 60	16 – 66	42	20 – 100	50	91 – 93	33
60 – 75			–	–		
> 75	8 – 16	11	–	–	33	33

Source : [A.N.B.T]

d) Zonages géotechniques :

Le massif de fondation du barrage de Seklafa a été divisé en 3 zones géotechniques :

- ✓ zone géotechnique supérieure ZGsup
- ✓ zone géotechnique intermédiaire ZGint
- ✓ zone géotechnique inférieure ZGinf

Tableau : Zonage Géotechnique du site du barrage Seklafa.

Zone géotechnique	Pourcentage de récupération (%)	Pourcentage de RQD (%)	Unités Lugeon (UL)	Description
ZG _{sup}	20 – 100	–	48 – 86	Zone géotechnique supérieure composée de matériaux de surface broyés et décomposés.
ZG _{int}	60 – 100	Variable (fréquent, 20 – 60%)	10 – 50	Zone géotechnique intermédiaire qui présente de bonnes conditions de fondation (résistance et déformabilité) pour le barrage avec valeurs importantes de perméabilité dues à la présence de grès fracturé.
ZG _{inf}	80 – 100	Variable (fréquent, 40 – 100%)	< 4	Zone géotechnique inférieure pélitique et gréseuse, imperméable, constituant le massif d'ancrage du voile d'injection.

Source : [A.N.B.T]

III.2.2.2. Essais au laboratoire :

a) Caractéristique mécanique de la fondation :

Une application de la méthode de Hoek-Brown aux grès et aux pélites de la fondation du barrage permet estimer les caractéristiques de résistance et de déformabilité. Les résultats obtenus des calculs effectués sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.5 : Caractéristiques mécaniques de la fondation

Fondation	Résistance à la compression	RQD	Caractéristiques mécaniques	
	Valeur (Mpa)	Valeur	C (Kpa)	ϕ (°)
Grés	32 – 60	60 – 90	1600	38
Pélites	14 – 44	20 – 40	500	29

Source : [A.N.B.T]

On peut considérer que la fondation est constituée par des matériaux rocheux généralement de résistance moyenne à élevée. Les pélites grises présentent des valeurs plus variables, enregistrant une résistance faible.

En général, les matériaux rocheux de la fondation ne présentent pas une sensibilité importante à l'eau.

b) Essais de compression simple :

Les essais donnent une classification de roche peu altérée avec une résistance mécanique élevée.

Tableau III.6 : Résultats des essais de compression simple

Roche	Bloc	Densité	Résistance à la compression (Mpa)	classe	Observation pour les résistances
1	1	2,94	52,7	RC3	Elevé
	2	3,11	50,6	RC3	Elevé
2	1	3	33,8	RC4	Moyenne
	2	3,15	33,8	RC4	Moyenne
Rive Gauche	1	–	21,4	RC5	faible, (Micro-fissures)
	2	–	50	RC4	moyenne, (fissures horizontales)
	3	–	75	RC3	Elevé
Rive Droite	1	–	42,9	RC4	Moyenne, (Fissures verticales)
	2	–	53,6	RC3	Elevé
	3	–	107,2	RC2	Très élevé

Source : [A.N.B.T]

c) Essais d'abrasion (Los-Angeles) :

C'est un essai qui permet la mesure de caractéristique de comportement, qui est la résistance au choc.

Les valeurs des deux essais Los Angeles sont : 22,2 et 24,1 %

d) Essais réalisés pour la zone d'emprunt :

Tableau III.7 : synthèse des essais réalisés sur la zone d'emprunt :

Essais	Granulométrie (%)			Classification	Limite d'Atterberg			Teneur en eau (%)	Proctor		Degré de saturation
	gravier	sable	limon Argile		Wl	Wp	Ip		W _{opt}	□ _d	
									%	g/cm ³	
VS1	0,93	68,15	30,92	Sable limoneux				1,9	12,4	1,89	–
VS2	2,7	54,6	42,7	Sable argilo-limoneuse	19	12	7	7,3	9,6	2,05	–
VS3	0	37,14	62,86	Argile limono-sableuse	20	15	5	8,5	–	–	–
VS4 ₁	28	31,7	40,7	Sable limoneux	34	26	8	13,1	22,1	1,73	74,1
VS4 ₂	3,17	34,45	62,39	Limon sableux	38	31	7	14,1	22,1	1,64	–
PS1	0	16,59	83,51	Argile peu plastique sableuse	28	17	11	9,7	–	–	–
PS2	0,33	39,56	60,11	Argile limono-sableuse	24	17	7	9,5	17,6	1,81	72
PS3	0,05	60	39,94	Argile limono-sableuse				5,7	–	–	–
PS4	3,39	73,1	23,51	Sable limoneux				5,2	–	–	–
PS5	0	27,15	72,85	Limon légèrement sableux				6,8	–	–	–
PS6	31,76	22,07	46,18	Gravier argileux avec du sable et des galets	25	17	8	5,5	–	–	–
PS7	0,52	77,72	21,76	Sable limoneux				4,8	–	–	–
PS8	3,49	64,33	32,18	Sable limoneux	35	20	15	13,3	–	–	–
PS9	9,62	17,75	72,63	Argile peu plastique sableuse	36	23	13	8,9	–	–	–
PS10	6,48	86,05	7,47	Sable fin légèrement argileux	34	20	14	8,8	16,1	1,79	–
PS11	10,69	62,25	27,06	Argile sableuse	32	16	16	9,2	–	–	–
PS12	2,07	10,58	87,34	Argile peu plastique	38	24	14	17,1	–	–	–
PS13	13,61	24,46	61,93	Argile peu plastique sableuse	33	23	10	9,5	18,1	1,71	70,3
PS14	0	38,85	61,15	Argile limono-sableuse	21	16	5	10,6	–	–	–
PS15	0,24	87,97	11,78	Sable légèrement fin				1,3	–	–	–
PS16	0	53,04	46,96	Argile limoneuse				8,5	–	–	–
PS17	0,07	42,69	57,24	Limon sableux				3,9	–	–	–
PS18	1,2	93,83	4,97	Sable légèrement fin				1,4	–	–	–
PS20	3,89	26,99	69,11	Argile peu plastique sableuse	33	17	16	8,9	–	–	58,1
PS22	8,99	24,42	66,59	Argile peu plastique sableuse	34	23	11	9,6	17,1	1,76	–

Source : [A.N.B.T]

Conclusion :

Après l'analyse de toutes les données géologique et géotechnique de terrain et de laboratoire, effectuées sur les différents faciès évoqués ci-dessus, on peut faire les conclusions et les recommandations suivantes :

L'étanchéité de l'assise du barrage est assurée par une roche pratiquement imperméable.

La couche alluvionnaire perméable (sable, graviers, cailloux) du fond de la vallée nous obligent à asseoir la fondation de la digue jusqu'au substratum sain et imperméable (une clé d'ancrage de 3m).

On peut donc conclure que toutes les conditions géotechniques sont favorables pour la réalisation d'un barrage sur le site du barrage de SEKLAFa de la willaya de LAGHOUAT.

Chapitre IV :

Etude hydrologique.

Introduction :

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines. C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et a pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau. L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement que sur celui de l'exploitation des systèmes.

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

L'étude hydrologique faite dans la faisabilité se compose des points suivant :

- Les caractéristiques météorologiques et climatiques de la zone d'étude.
- Le bilan d'eau
- L'étude des crues
- Les caractéristiques hydrologiques du bassin versant.

Dans le présent chapitre, nous allons refaire les calculs hydrologiques en se basant sur une nouvelle série pluviométrique plus longue que celle utilisée dans l'étude de faisabilité.

IV.1. Caractéristiques générales du bassin versant :

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

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

- ✓ Caractéristiques géométriques ;
- ✓ Caractéristiques hydro-morphologiques ;
- ✓ Caractéristiques Hypsométrique du bassin versant ;
- ✓ Caractéristiques hydrographiques de bassin versant.

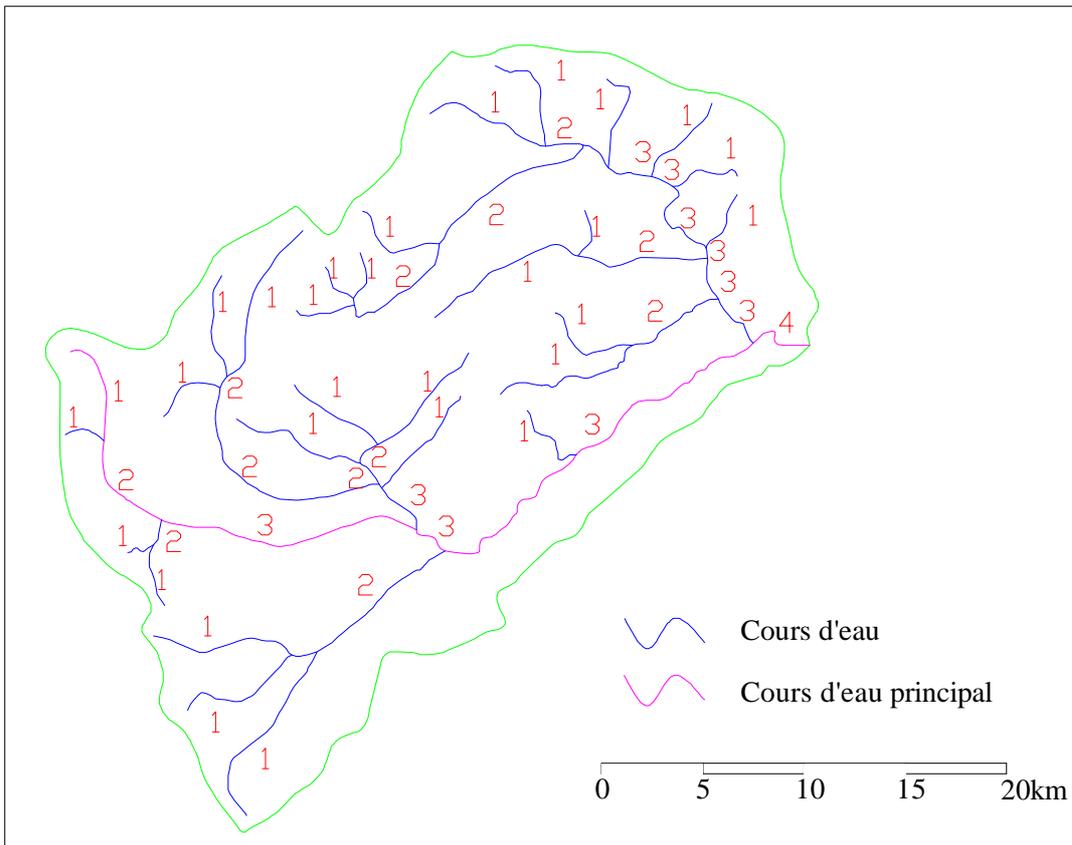


Figure IV.1: présentation du réseau hydrographique du bassin versant.

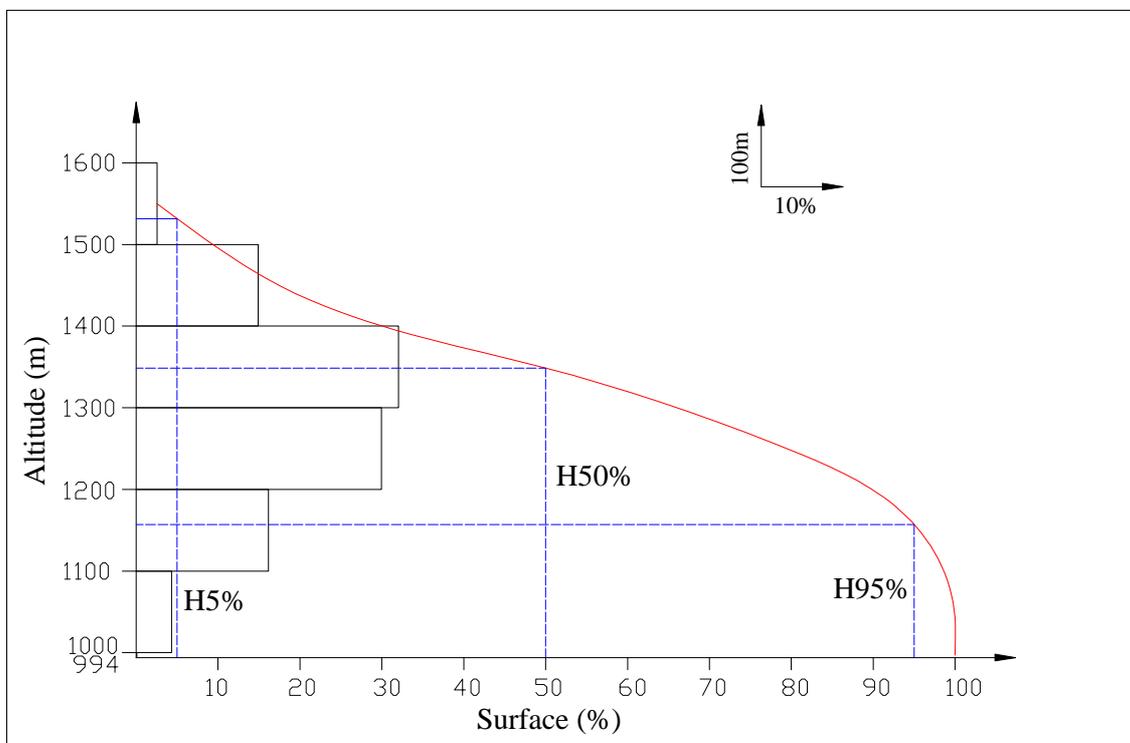


Figure IV.2 : présentation de la courbe hypsométrique.

Tableau IV.1. : Caractéristiques hydro-morpho-métriques du bassin versant

Caractéristiques géométriques				
		Symbole	Unité	B.V. principal
Surface		S	(km ²)	802
Périmètre		P	(Km)	128
Longueur du talweg principal		L	(Km)	49,26
Caractéristiques hydro-morphologiques				
Indice de forme		Kc	(km/km)	1,27
Coefficient d'allongement		Ca	/	3,03
Rectangle équivalent	Longueur	Lr	(km)	46,18
	Largeur	lr	(km)	17,37
Hypsométrie du bassin versant				
Altitude	maximale	Hmax	(m)	1600
	moyenne	Hmoy	(m)	1294,52
	médiane	Hmed	(m)	1349,07
	minimale	Hmin	(m)	994
Indice de pente de roche		Ip	%	1,06
Indice de pente globale		Ig	m/km	0,814
Indice de pente moyenne		Ipm	%	1,31
Caractéristiques hydrographiques de bassin versant				
Densité de drainage		Dd	Km/km ²	0,39
Coefficient de torrentialité		Ct	/	0,041
temps de concentration		Tc	H	13,5
vitesse de ruissellement		Vr	Km/h	3,65

Les formules du calcul sont représentées dans l'annexe IV.

IV.2. Etude des précipitations :

IV.2.1. Données pluviométriques :

Nous disposons de données d'observation directes disponibles aux alentours du bassin versant de l'oued M'ZI.

Les stations disponibles au voisinage du bassin et les plus proches du site sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Données disponibles des stations situées a proximité de la zone d'étude

Station	Code de la station	Coordonnées Lambert			Années de fonctionnement	Nombre d'années
		X(km)	Y(km)	Z(m)		
Ain Mahdi	06.02.02	463.7	355.1	980	1973-2004	32
Aflou	01.02.02	444.75	390.55	1410	1985-2007	28
Seklafa	06.02.02	467.5	378.5	995	1971-2007	37

Source : A.N.R.H

La station de SEKLAFa est la plus proche du site avec une période d'observation de 1971 – 2007 soit 37 ans (voir annexe IV).

Le tableau IV.3 reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année :

Tableau IV.3: Répartition mensuelle de la pluie annuelle

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	total
P (mm)	15,21	19,25	12,69	9,08	11,55	9,75	20,30	14,62	12,45	12,12	5,25	8,65	150,92
P %	10,08	12,75	8,41	6,01	7,65	6,46	13,45	9,69	8,25	8,03	3,48	5,73	100

Source : A.N.R.H

La répartition mensuelle de la précipitation est présentée en figure IV.3.

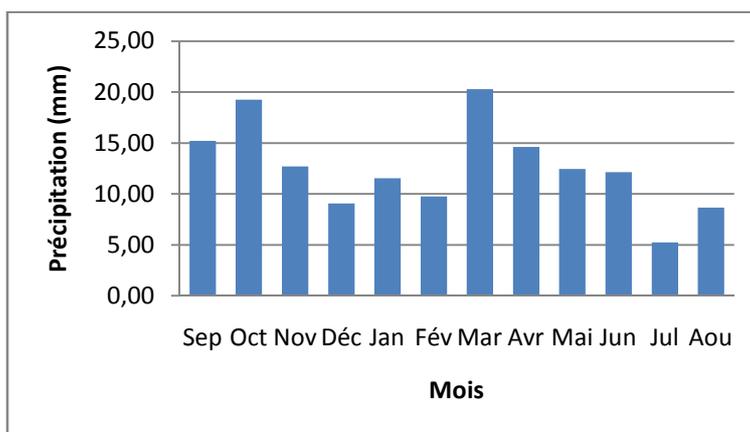


Figure IV.3 : Répartition mensuelle des précipitations.

IV.2.2.Homogénéisation des données :

Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées. L'information de base quant à sa qualité revêt une très grande importance. On ne peut espérer à des résultats concluants si la donnée de base n'est pas fiable. De ce fait, l'analyse hydrologique se base sur l'exploitation des données, présentées souvent sous forme de séries statistiques et la plus part des temps pleines d'erreurs qu'on appelle erreurs statistiques, qu'il convient de détecter et de corriger. Pour se faire on fait appel à l'homogénéisation des données. Les méthodes d'homogénéisation sont nombreuses et peuvent être graphiques ou analytiques.

Dans notre étude on va utiliser la méthode de double masses, cette méthode permet de déceler graphiquement l'hétérogénéité de la série a étudié. Elle consiste à :

- ✓ Sélectionner comme station de base dont les observations sont fiables ;
- ✓ Faire le cumul des données (annuelles, mensuelles, saisonnières). On procède au meme cumul pour la station à contrôler par rapport à la station de base ;
- ✓ Les valeurs correspondantes aux mêmes périodes sont portées en coordonnées rectangulaire. On obtient une courbe de double cumul. Si les données de la station contrôlée sont homogènes par rapport à celles de la station de base, la courbe des double cumuls avoisine une droite. Si elle possède une cassure à partir d'un point 'M' les observations à partir de ce point sont hétérogènes ;

- ✓ Dans le cas où l'hétérogénéité serait détectée, la correction s'effectue par modification de la pente de la droite de double cumul des données antérieures ou postérieures à la date de la cassure. Seul le but visé par l'étude en cours peut indiquer quelle partie de la série est à corriger ;
- ✓ On corrige les données observées en multipliant le rapport de la pente $\frac{m_1}{m_2}$ ou $\frac{m_2}{m_1}$ par la valeur erronée respectivement selon que l'on soit après la cassure ou avant la cassure.

IV.2.3. Les précipitations maximales journalières :

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour. Et pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- ✓ Classer la série des précipitations par ordre croissant ou décroissant selon qu'on travaille à la fréquence au dépassement ou au non dépassement.
- ✓ Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées ;
- ✓ Calcul de la fréquence expérimentale ;
- ✓ Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée ;
- ✓ Reporter les points sur papier à probabilité approprié à chaque loi ;
- ✓ Tracer la droite ou la courbe théorique appropriée ;
- ✓ Calculer les quantiles et leur intervalle de confiance.

Les caractéristiques empiriques de la série sont représentées dans le tableau ci-après.

Tableau IV.4 : Caractéristiques empiriques de la série avec N=37ans

Caractéristiques	Formules	valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=37} Xi$	1011,7 mm
La moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=37} Xi}{N}$	27,3 mm
L'écart type « σ_x » ; Pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{37} (X_i - \bar{X})^2}{N-1}} \right]$	15,8 mm
Coefficient de variation « Cv »	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,578
Coefficient d'asymétrie « Cs »	$C_s = \frac{\sum_{i=1}^{37} (X_i - \bar{X})^3}{(N-1)\sigma^3}$	1,83
L'exposant climatique	b=0,41	

L'exposant climatique pour notre région (b=0.41) est donné par l'ARNH.

Remarque : la série des précipitations maximales journalières est représenté dans l'annexe IV.

IV.2.3.1.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. Pour notre cas on utilise le logiciel HYFRAN.

Les lois d’ajustement choisies sont :

- 1) la loi de GAUSS ou loi Normal
- 2) la loi de GUMBEL.
- 3) la loi de GALTON (log-normal).

IV.2.3.2.Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GAUSS :

Une variable appartient à la distribution normale lorsque sa fonction de répartition est de la forme :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{Fréquence au non dépassement})$$

U : variable réduite de Gauss. Elle est donnée par : $u = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$

La transformation $x = \bar{x} + \sigma u$ est l’équation de la droite de Henry sur papier à probabilité gaussienne.

Les résultats de l’ajustement par la loi de « Gauss » sont résumés dans le tableau IV.5.

- Calcul des paramètres de l’ajustement de la loi de Gauss :

Paramètres : $\mu = 27,34$ et $\sigma = 15,8$

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

$$T = 1 / (1-q)$$

Tableau IV.5 : Ajustement à la loi de Gauss.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	P_{jmax}	Ecart type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	86.1	7.39	71.6 – 101
1000	0.9990	76.2	6.31	63.8 – 88.5
100	0.9900	64.1	5.05	54.2 – 74.0
50	0.9800	59.8	4.62	50.7 – 68.9
10	0.9000	47.6	3.53	40.7 – 54.5

- Test d’adéquation du Khi-carré :

H_0 : L’échantillon provient d’une loi Normale

H_1 : L’échantillon ne provient pas d’une loi Normale

Tableau IV.6 : Résultats du calcul de l’adéquation.

X^2	p-value	Degrés de liberté	Nombre de classe
7,76	0.1702	5	8

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %

• Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon Station de Seklafa:

La comparaison entre les caractéristiques de la loi de Gauss et celles de l'échantillon station de SEKLafa est résumée dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	6.50
Maximum	Aucun	84.0
Moyenne	27.3	27.3
Ecart-type	15.8	15.8
Médiane	27.3	23.5
Coefficient de variation (Cv)	0.578	0.578
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.00	1.83

Le tracé de la droite de Gauss est représenté sur papier normal comme le montre la figure suivante :

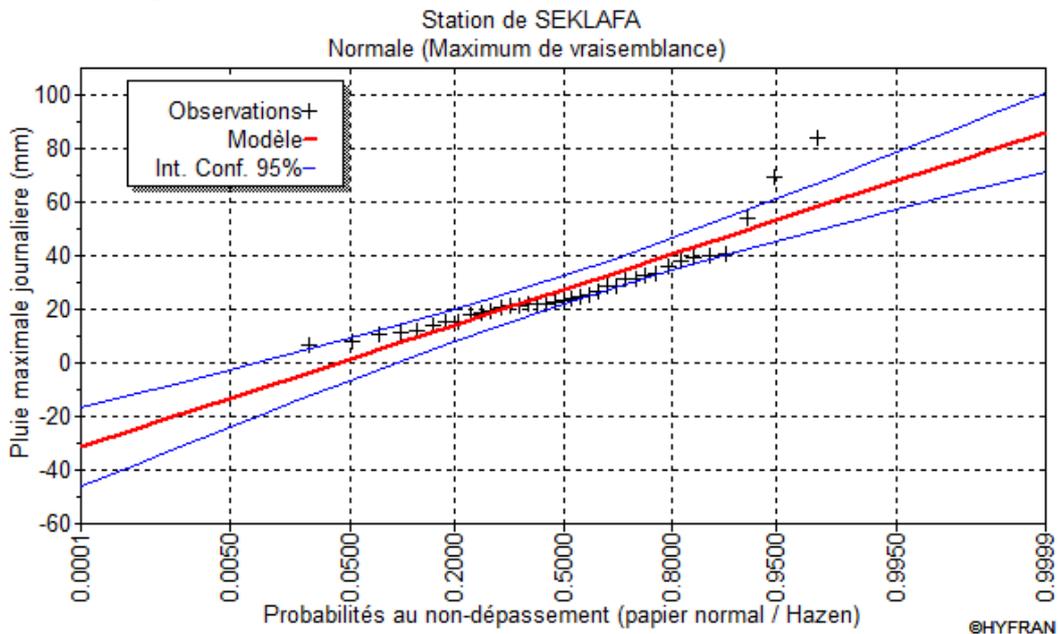


Figure IV.4 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gauss.

IV.2.3.3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel:

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

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}}$$

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

y : variable réduite de Gumbel.

1/α : la pente de la droite 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.

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n}$$

Avec : m : rang de précipitation

n : nombre d'observations (37)

- ✓ 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 :

$$x = \frac{1}{\alpha} y + x_0$$

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

Les résultats de l'ajustement par la loi de « Gumbel » sont résumés dans le tableau IV.8.

Paramètres : $U = 20.76$ et $\alpha = 10.77$

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

$$T = 1 / (1-q)$$

Tableau IV.8 : Ajustement à la loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	P_{jmax}	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	120	13.7	93.2 – 147
1000	0.9990	95.2	10.5	74.7 – 116
100	0.9900	70.3	7.27	56.1 – 84.6
50	0.9800	62.8	6.32	50.4 – 75.2
10	0.9000	45.0	4.13	36.9 – 53.1

- Test d'adéquation du Khi carré :

Hypothèses : H_0 : L'échantillon provient d'une loi Normale

H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Normale

Tableau IV.9 : Résultats du calcul de l'adéquation.

X^2	p-value	Degrés de liberté	Nombre de classe
3,86	0.569	5	8

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %

- Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon Station SEKLAFa:

La comparaison entre les caractéristiques de la loi de Gumbel et celles de l'échantillon station de Seklafa est résumée dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	6.50
Maximum	Aucun	84.0
Moyenne	27.0	27.3
Ecart-type	13.8	15.8
Médiane	24.7	23.5
Coefficient de variation (Cv)	0.512	0.578
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	1.83

Le tracé de la droite de Gumbel est représenté sur papier Gumbel comme le montre la figure suivante :

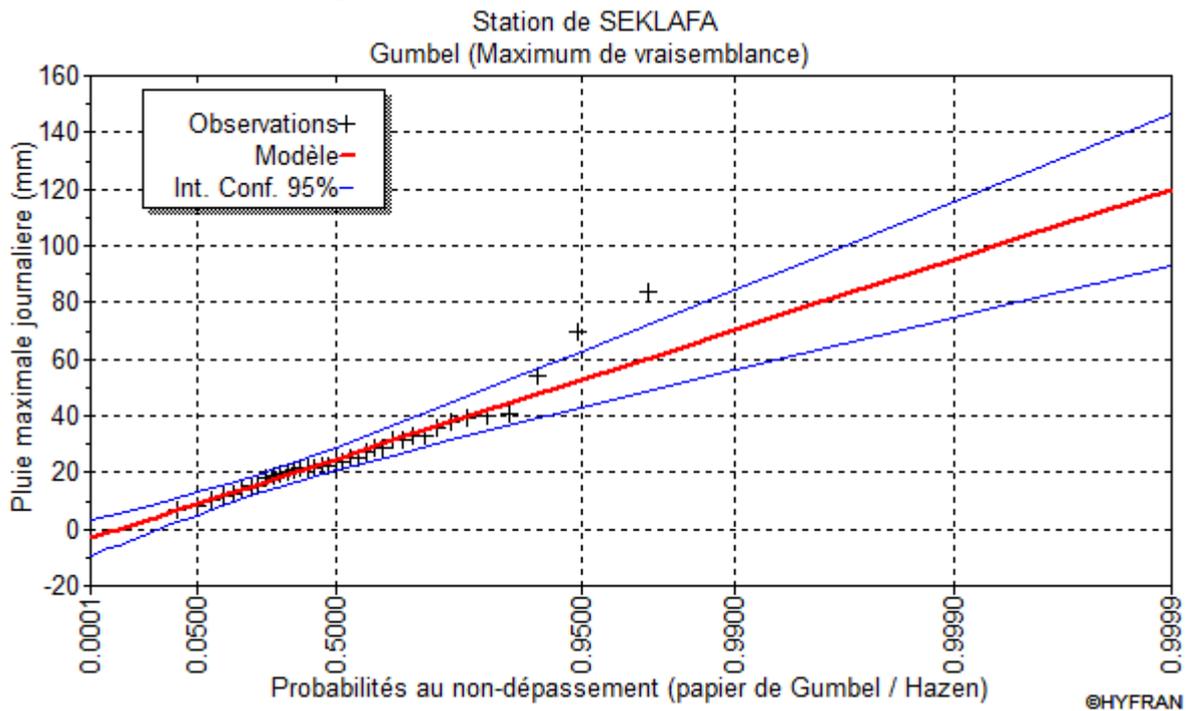


Figure IV.5 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel.

IV.2.3.4. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log-normale) :

Ce procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier normal, comme le montre la figure IV.6.

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

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

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

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

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

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{37} \text{Log } X_i}{N}$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumés dans le tableau IV.11.

Paramètres : $\mu = 3,168$ et $\sigma = 0,5388$

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

$$T = 1 / (1 - q)$$

Tableau IV.11 : Ajustement à la loi de Galton (Log-normale).

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Pjmax	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	176	44.5	89.1 263
1000	0.9990	126	27.1	72.6 179
100	0.9900	83.3	14.3	55.1 111
50	0.9800	71.9	11.3	49.7 94.1
10	0.9000	47.4	5.70	36.2 58.6

- Test d'adéquation du Khi carré :

Hypothèses : - H_0 : L'échantillon provient d'une loi Normale

- H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Normale

Tableau IV.12 : Résultats du calcul de l'adéquation.

X ²	p-value	Degrés de liberté	Nombre de classe
4,73	0.45	5	8

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %

- Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon Station de Seklafa:

La comparaison entre les caractéristiques de la loi de Gumbel et celles de l'échantillon station de Seklafa est résumée dans le tableau suivant :

Tableau IV.13 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0,00	6.5
Maximum	Aucun	84.0
Moyenne	27.5	27.3
Ecart-type	15.9	15.8
Médiane	23.8	23.5
Coefficient de variation (Cv)	0.580	0.578
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.94	1.83

Le tracé de la droite de Galton est représenté sur papier normal comme le montrent la figure suivante :

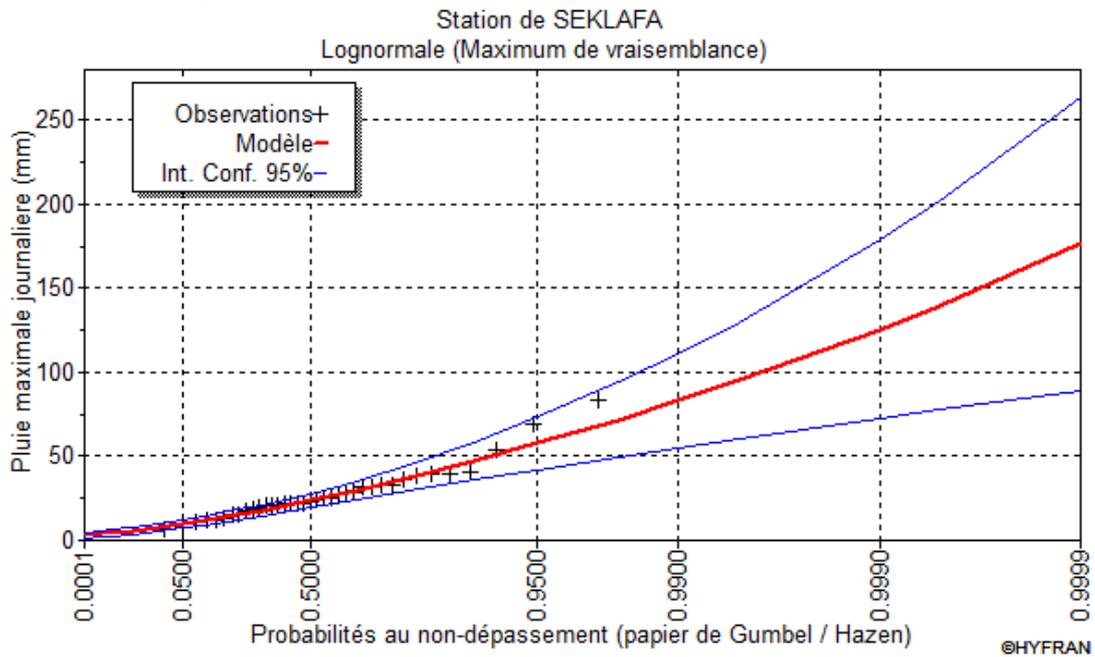


Figure IV.6: représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton.

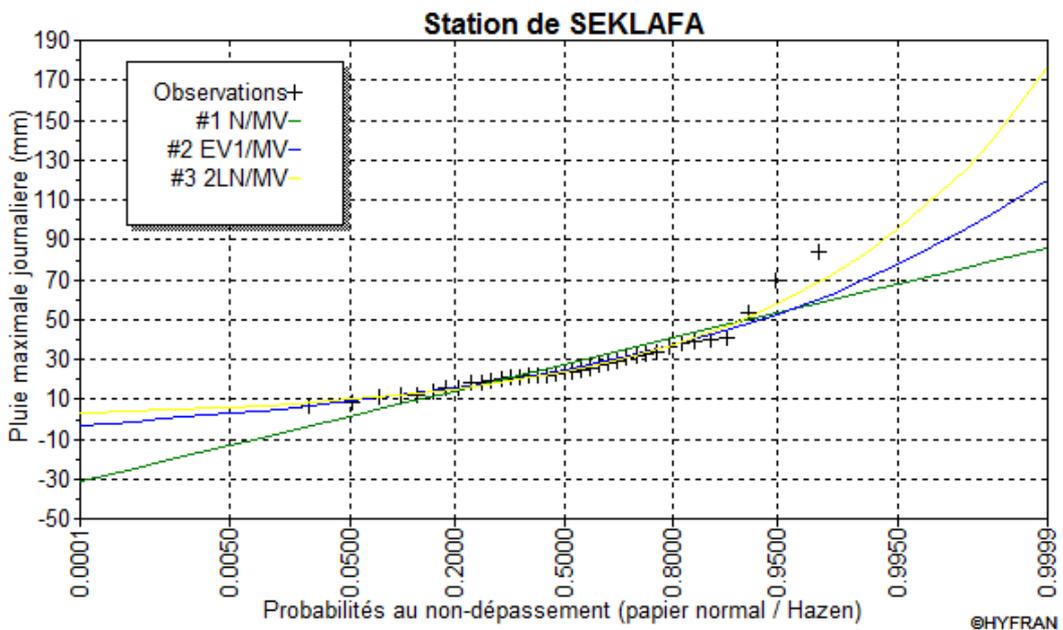


Figure IV.7 : la comparaison graphique entre les trois lois (Galton, Gauss et Gumbel)

Conclusion :

D'après les schémas ; on trouve que la série des pluies maximales journalières suit la loi log normale « GALTON » les résultats de GALTON sont à considérer pour la suite de notre travail.

IV.2.4. La pluie de courte durée de différentes fréquences et leurs intensités : [1]

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la formule de Montanari

$$P_{max.t.p\%} = P_{max.j.p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^b$$

Avec : $P_{max.t.p\%}$: Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{max.j.p\%}$ (mm).

$P_{max.j.p\%}$: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).

t : Temps [heure].

b : Exposant climatique, pour notre région $b = 0,41$.

L'intensité : $I_0 = P_{max,t.p\%} / t$.

Les résultats de calcul de $P_{max,t.p\%}$ et I_0 sont donnés dans le Tableau suivant :

Tableau IV.14: Pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.

periode de retour	10000		1000		100		50		10	
Fréquence	0,01		0,1		1		2		10	
P _{maxj,p} (%)	176		126		83,3		71,9		47,4	
Temps	Pmaxt, p% (mm)	I ₀ (mm/h)								
0,5	35,99	71,98	25,77	51,53	17,03	34,07	14,70	29,41	9,69	19,39
1	47,82	47,82	34,24	34,24	22,63	22,63	19,54	19,54	12,88	12,88
2	63,54	31,77	45,49	22,74	30,07	15,04	25,96	12,98	17,11	8,56
3	75,03	25,01	53,72	17,91	35,51	11,84	30,65	10,22	20,21	6,74
4	84,42	21,11	60,44	15,11	39,96	9,99	34,49	8,62	22,74	5,68
5	92,51	18,50	66,23	13,25	43,79	8,76	37,79	7,56	24,92	4,98
6	99,69	16,62	71,37	11,90	47,18	7,86	40,73	6,79	26,85	4,47
7	106,20	15,17	76,03	10,86	50,26	7,18	43,38	6,20	28,60	4,09
8	112,17	14,02	80,31	10,04	53,09	6,64	45,83	5,73	30,21	3,78
9	117,72	13,08	84,28	9,36	55,72	6,19	48,09	5,34	31,71	3,52
10	122,92	12,29	88,00	8,80	58,18	5,82	50,22	5,02	33,10	3,31
11	127,82	11,62	91,51	8,32	60,50	5,50	52,22	4,75	34,42	3,13
12	132,46	11,04	94,83	7,90	62,69	5,22	54,11	4,51	35,67	2,97
13	136,88	10,53	97,99	7,54	64,79	4,98	55,92	4,30	36,86	2,84
13,5	139,02	10,30	99,52	7,37	65,80	4,87	56,79	4,21	37,44	2,77
14	141,10	10,08	101,02	7,22	66,78	4,77	57,64	4,12	38,00	2,71
15	145,15	9,68	103,92	6,93	68,70	4,58	59,30	3,95	39,09	2,61
16	149,04	9,32	106,70	6,67	70,54	4,41	60,89	3,81	40,14	2,51
17	152,80	8,99	109,39	6,43	72,32	4,25	62,42	3,67	41,15	2,42
18	156,42	8,69	111,98	6,22	74,03	4,11	63,90	3,55	42,13	2,34
19	159,92	8,42	114,49	6,03	75,69	3,98	65,33	3,44	43,07	2,27
20	163,32	8,17	116,92	5,85	77,30	3,87	66,72	3,34	43,99	2,20
21	166,62	7,93	119,29	5,68	78,86	3,76	68,07	3,24	44,87	2,14
22	169,83	7,72	121,58	5,53	80,38	3,65	69,38	3,15	45,74	2,08
23	172,96	7,52	123,82	5,38	81,86	3,56	70,66	3,07	46,58	2,03
24	176,00	7,33	126,00	5,25	83,30	3,47	71,90	3,00	47,40	1,98

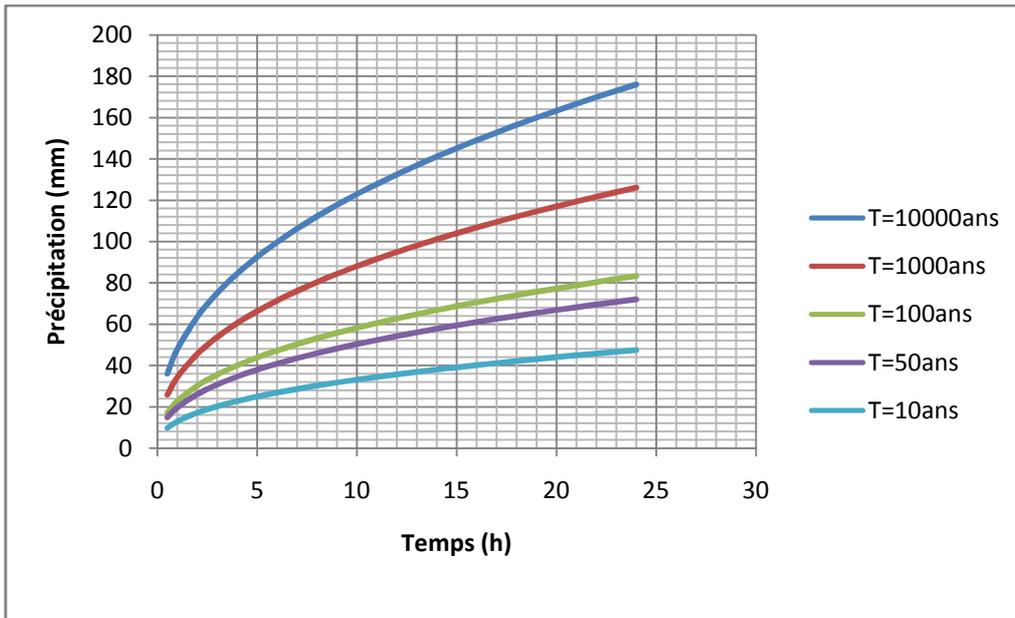


Figure IV.8 : Pluies de Courtes durées

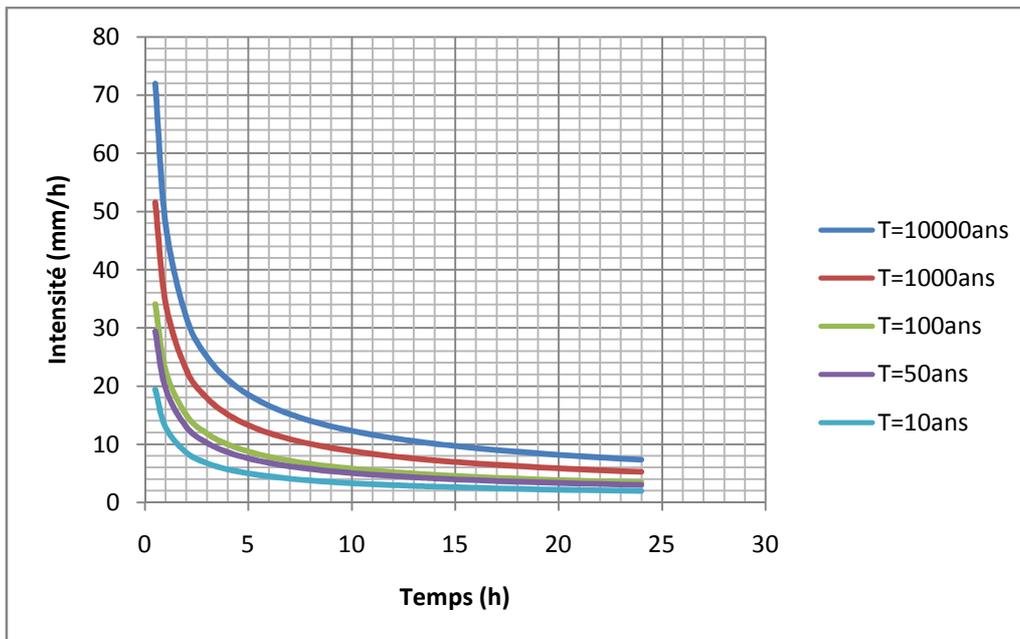


Figure IV.9 : Courbes « Intensité – Durée – Fréquence »

IV-3 Etudes des apports

La détermination de ces apports est orientée de préférence aux observations hydrométriques, quand elles existent sur le bassin versant propre du site étudié ou par analogie avec un bassin voisin. A défaut de ces dernières, des modèles et des formules empiriques basés sur la pluviométrie devront être appliqués, ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit.

IV-3-1 Apports liquides

IV-3-1-1 Apports moyens interannuels (A_0): [2]

Tableau IV.15 : Résultats des calculs

	Formules	Apport moyen Annuel (Mm^3)
SAMIE	$A = S * P^2 (293 - 2.2\sqrt{S})$	4.21
MEDINGER	$A = S * 1.024 (P - 0.26)^2$	9.77
ANRH	$A = 0.915 \cdot \bar{P}^{-2.684} \cdot S^{0.842}$	1.6
TURC	$A = S * P - \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{L^2}}}$	6.55
Apport moyen annuel naturel (1975-1985)		14.41

Remarque : les apports moyens annuels sont représentés dans l'annexe IV.

Compte tenu des résultats obtenus, nous suggérons de prendre en compte l'apport moyen naturel de l'oued M'Zi $A_0=14.14 Mm^3$

IV.3.1.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen

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

Cette technique d'adoption de la répartition mensuelle de la pluie a été considérée en raison de l'absence d'informations hydrométriques au niveau de l'oued concerné.

Tableau IV.16 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.

mois	Sep	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avr	mai	juin	juil	aout
Apport mensuel (Mm^3)	1,43	1,80	1,19	0,85	1,08	0,91	1,90	1,37	1,17	1,14	0,49	0,81
Apport mensuel (%)	10,08	12,75	8,41	6,01	7,65	6,46	13,45	9,69	8,25	8,03	3,48	5,73

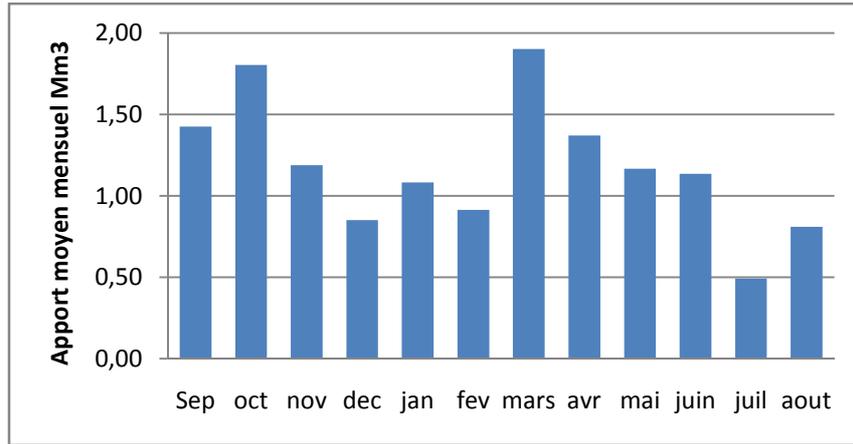


Figure IV.10 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.

IV-3-1.3. Caractéristiques de l'écoulement

Tableau IV.17 : Caractéristiques de l'écoulement.

	Formules	Unités	Valeurs
Module de l'écoulement	$M_e = A_0 / T$	l/s	448,38
Module de l'écoulement relatif (spécifique)	$M_0 = M_e / S$	l/s/km ²	0,56
Lame d'eau écoulée	$L_e = A_0 / S$	mm	17,63
Coefficient de l'écoulement	$C_e = L_e / P_{\text{moy}}$	–	0,12

IV-3.1.4 Apports fréquentiels

La distribution des apports fréquentiels sera régie par l'équation:

$$A_{(\%)} = \frac{A}{\sqrt{(C_v^2 + 1)}} * e^{U \sqrt{\log(C_v + 1)}}$$

$A_{\%}$: Apport de fréquence donnée.

U : Variable réduite de Gauss.

C_v : Coefficient de variation

Le calcul du coefficient de variation est effectué à partir des formules empiriques, représenté dans le tableau suivant :

Tableau IV.18 : Résultats du calcul de coefficient de variation.

formules	C_v
SOKOLOVSKY	0,67
ANTONOV	0,34
KRISTEKLY MENKEL	0,65
OURKGUIPROVODKHOZ	0,75
moyenne	0,60

Conclusion :

On opte pour la formule KRISTEKLY MENKEL, car elle nous donne une valeur de coefficient de variation plus proche de la moyenne, c'est-à-dire que $C_v = 0,65$.

Les résultats de calcul pour les différentes fréquences sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.19 : Les apports de différentes fréquences.

Période de retour	5	100	50	100	1000
Fréquences P(%)	80	10	2	1	0,1
Variable de Gauss	-0,8428	1,282	2,0571	2,328	3,1
Apport (Mm ³)	8,53	19,58	26,51	29,48	39,87

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : $A_{80\%} = 8.53Mm^3$

Tableau IV.20 répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Apport 80%(Mm ³)	0,86	1,09	0,72	0,51	0,65	0,55	1,15	0,83	0,70	0,68	0,30	0,49
Apport 80%(%)	10,08	12,75	8,41	6,01	7,65	6,46	13,45	9,69	8,25	8,03	3,48	5,73

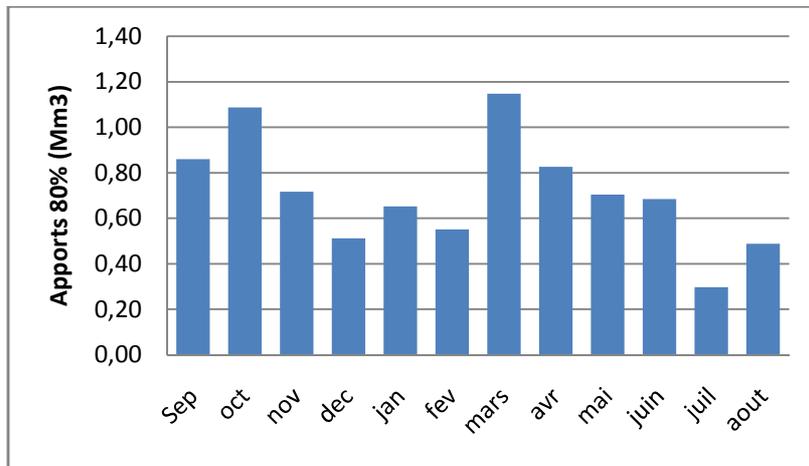


Figure IV.11 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

IV-3-2 Les apports solides: [2]

L'évaluation de l'envasement est indispensable dans de tels cas pour que le dimensionnement du barrage soit plus fiable vis-à-vis sa durée de vie.

Le volume mort est évalué par plusieurs formules, et dans notre étude on optera pour la formule de TIXERONT.

Cette formule a été établie à partir de 32 bassins versants Algériens et 09 bassins tunisiens pour des durées comprises entre 02 et 22 ans, elle tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité.

$$T_s = \alpha \cdot L_e^{0.15}$$

Avec T_s : Transport solide en (t/Km²/ans).

L_e : Lamé d'eau écoulée.

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, $\alpha=350$.

$$T_s = 538.28 \text{ t/Km}^2/\text{ans}$$

Le volume mort est estimé à : (m³)

$$V_m = (1,05 - 1,1) * \frac{Q_s * T}{\delta_s} \text{ (m}^3\text{)}$$

Avec : Q_s : Le débit solide (t/an)

$$Q_s = T_s * S$$

δ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\delta_s = 1.3 \text{ t/m}^3$)

S : Superficie du bassin versant.

T : Délai de service ($T = 30 \text{ ans}$).

$$\text{AN: } Q_s = 431698.22 \text{ t/an}$$

$$V_m = 10.46 \text{ Mm}^3$$

IV.4. Etude des crues : [1]

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

IV.4.1. Etude des débits maximaux probables :

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

a). Formule de GIANDOTTI :

$$Q_{max,p\%} = \frac{C * S * H_{tc,p\%} * \sqrt{h_{moy} - h_{min}}}{4\sqrt{S} + 1,5L_p}$$

Avec : S : Surface du bassin versant [Km²].

L_p : longueur du talweg principal [Km].

H_{moy} : Altitude moyenne [m].

H_{min} : Altitude minimale [m].

$H_{tc,p\%}$: Lamé d'eau précipitée pour une probabilité et d'une durée égale au temps de concentration des eaux.

C : Coefficient topographique variant entre 66 et 166. On prend $C = 116$.

Tableau.IV.21 : Résultats du calcul de la formule de GIANDOTTI :

Periode de retour	10	50	100	1000	10000
-------------------	----	----	-----	------	-------

Htcp%	37,44	56,79	65,8	99,52	139,02
Qmaxp%(m3/s)	461,66	700,26	811,36	1227,15	1714,21

b). Formule de Mallet-Gauthier:

$$Q_{\max p\%} = 2K \log(1+20.P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1+4 \log T - \log S}$$

Avec : P_{moy} : Pluie moyenne interannuelle (m).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

L : Longueur du talweg principal (Km).

K : Constante dépendant des caractéristiques géographiques et climatiques du bassin :

1 < K < 3 On prend K = 2.

T : Période de retour (an).

Tableau.IV.22 : Résultats du calcul de la formule de Mallet-Gauthier

Periode de retour	10	50	100	1000	10000
Qmaxp%(m3/s)	398,25	608,43	679,2	874,08	995,51

c). Formule de POSSENTI

$$Q_{\max p\%} = \frac{\mu P_{\max j\%} S}{L_p}$$

P_{max p%} : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée [mm].

μ : Coefficient compris entre 700 et 800 [μ = 750]

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

Tableau.IV.23 : Résultats du calcul de la formule de POSSENTI :

Per de retour	10	50	100	1000	10000
Ptcp%	47,4	71,9	83,3	126	176
Qmaxp%(m3/s)	578,7880633	877,9506699	1017,152862	1538,550548	2149,08648

d). Formule de TURRAZA

Cette formule utilise l'intensité moyenne maximale des précipitations déterminée sur un intervalle de référence égale au temps de concentration du bassin versant.

$$Q_{\max.p\%} = \frac{C * i_{tc} * S}{3,6}$$

Avec : A : surface de bassin versant.

I_{tc} : intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration en mm/h.

C : coefficient de ruissèlement de la crue considérée pour une probabilité P%.

Tableau.IV.24 : Résultats du calcul de la formule de TURRAZA :

I _{tc}	2,77	4,21	4,78	7,37	10,3
C	0,6	0,65	0,7	0,8	0,9
Qmaxp%(m3/s)	370,2566667	609,6313889	745,4144444	1313,497778	2065,15

Tableau IV.25 récapitulatif des résultats de débit de crue.

Per de retour	10	50	100	1000	10000
MALLET-GAUTHIER	398,25	608,43	679,20	874,08	995,51
POSSENTI	578,79	877,95	1017,15	1538,55	2149,09
TURRAZA	370,26	609,63	745,41	1313,50	2065,15
GIANDOTTI	461,66	700,26	811,36	1227,15	1714,21
moyenne	452,24	699,07	813,28	1238,32	1730,99

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

IV.4.2. Hydrogramme de crue: [1]

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

- ✓ Volume de la crue;
- ✓ Durée de la crue;
- ✓ Débit maximum de la crue (débit de pointe).

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

✓ Pour le temps de montée : $Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{t}{t_m} \right)^2$

✓ Pour la décrue : $Q_{\text{déc}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^3$

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

Q_i : Débit instantané au moment (t).

t_m, t_d : Temps de montée et de décrue.

Temps de base: $t_b = t_m + t_d$

On considère généralement que: $t_d = 2t_m$, et $t_m = t_c$.

$t_m = t_c = 13,5\text{h}$

$t_d = 2 t_m = 27\text{h}$

$$t_b = t_m + t_d = 40.5h$$

Tableau IV.26 récapitulatif des résultats de calcul pour tracé l'Hydrogramme de crue

Temps (h)	Débits de crues des périodes de retour				
	10	50	100	1000	10000
	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)
0	0	0	0	0	0
1	2,53	3,84	4,45	6,73	9,41
2	10,13	15,37	17,81	26,93	37,62
3	22,80	34,58	40,07	60,60	84,65
4	40,53	61,48	71,23	107,73	150,49
5	63,33	96,06	111,30	168,33	235,15
6	91,19	138,32	160,27	242,40	338,61
7	124,12	188,27	218,14	329,93	460,88
8	162,12	245,91	284,92	430,93	601,97
9	205,18	311,23	360,60	545,40	761,87
10	253,31	384,23	445,19	673,33	940,58
11	306,51	464,92	538,68	814,73	1138,10
12	364,77	553,29	641,07	969,60	1354,44
13	428,10	649,35	752,37	1137,93	1589,58
13,5	461,66	700,26	811,36	1227,15	1714,21
14	436,48	662,07	767,11	1160,23	1620,73
15	388,91	589,91	683,51	1033,78	1444,09
16	344,93	523,20	606,21	916,86	1280,77
17	304,39	461,71	534,97	809,11	1130,25
18	267,16	405,24	469,54	710,16	992,02
19	233,10	353,58	409,67	619,61	865,54
20	202,07	306,50	355,13	537,12	750,30
21	173,91	263,80	305,65	462,29	645,77
22	148,51	225,26	261,00	394,75	551,43
23	125,70	190,67	220,92	334,13	466,75
24	105,36	159,82	185,17	280,06	391,22

25	87,34	132,48	153,50	232,17	324,32
26	71,50	108,46	125,67	190,07	265,51
27	57,71	87,53	101,42	153,39	214,28
28	45,81	69,49	80,51	121,77	170,10
29	35,67	54,11	62,69	94,82	132,45
30	27,15	41,18	47,72	72,17	100,82
31	20,11	30,50	35,34	53,45	74,67
32	14,40	21,85	25,32	38,29	53,48
33	9,89	15,01	17,39	26,30	36,74
34	6,44	9,77	11,32	17,12	23,92
35	3,90	5,92	6,86	10,37	14,49
36	2,14	3,24	3,76	5,68	7,94
37	1,01	1,53	1,77	2,67	3,73
38	0,37	0,56	0,64	0,97	1,36
39	0,08	0,12	0,14	0,21	0,29
40	0,003	0,004	0,005	0,008	0,011
40,5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

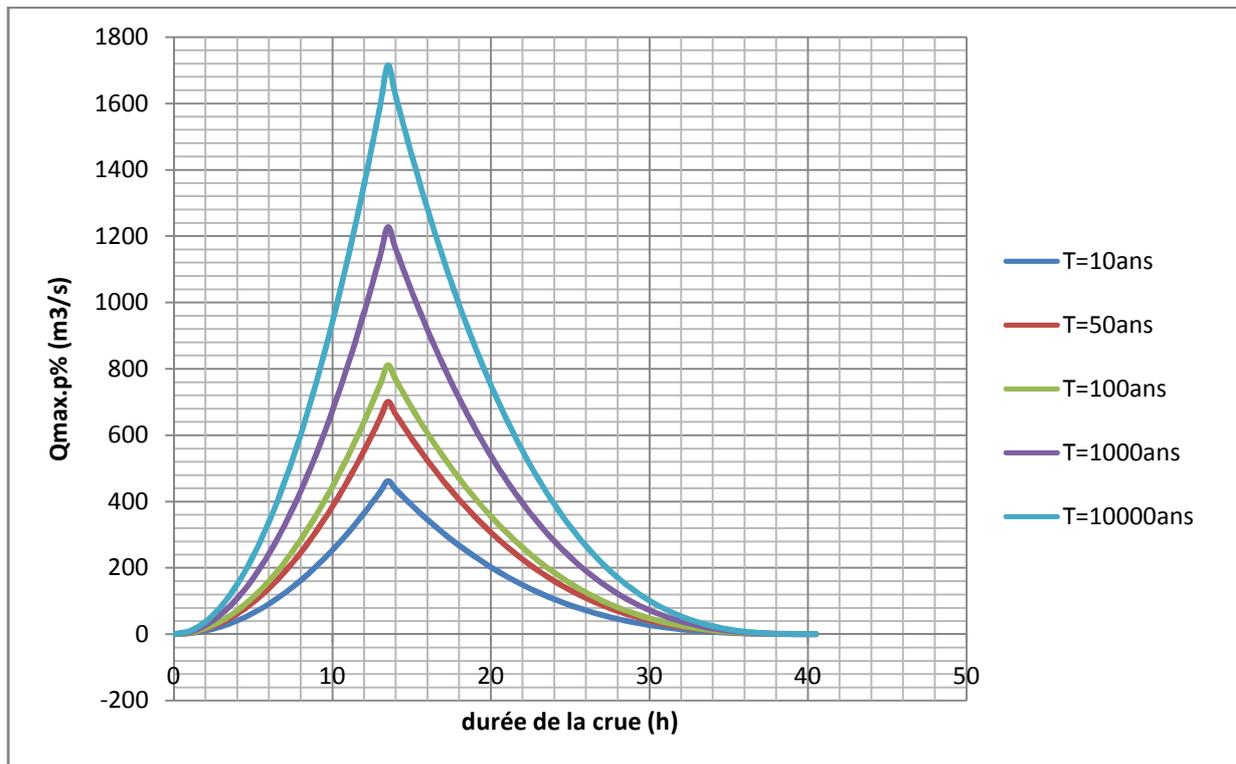


Figure IV.12 : Les Hydrogrammes des crues probables en fonction de temps (SOKOLOVSKY)

IV.4.3. Choix de la crue de projet : [3]

La crue de projet est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer sans dommages graves à l'aval.

Pour cela il faut déterminer cette crue en prenant en compte l'effet de laminage par la retenue, elle est calculée sur la base d'un débit de pointe évalué à partir de l'étude du régime des crues.

Dans ce contexte on est amené à faire un choix car il est évident qu'on ne pourra jamais protéger un ouvrage contre toutes les crues pouvant survenir, on choisit donc une période de retour de crue, ce qui revient à accepter un certain risque qui devra être en rapport avec l'intérêt économique de l'ouvrage et les impératifs de sécurité.

Tableau.IV.27: Crue de projet recommandée

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

Dans notre cas, nous allons opter pour la crue 1000 ans voyant le risque potentiel et les dommages que causera la rupture du barrage qui sont très importants selon la classification du comité national australien des grands barrages (CNAGB), (les difficultés géologiques et géotechniques sont compliquées, et que le risque en aval est élevé) et vue l'importance du présent ouvrage, ainsi que la crue 1000 ans est la plus recommandée dans de cas pareils.

$$Q_{0.1\%} = 1227,15 \text{ m}^3/\text{s}.$$

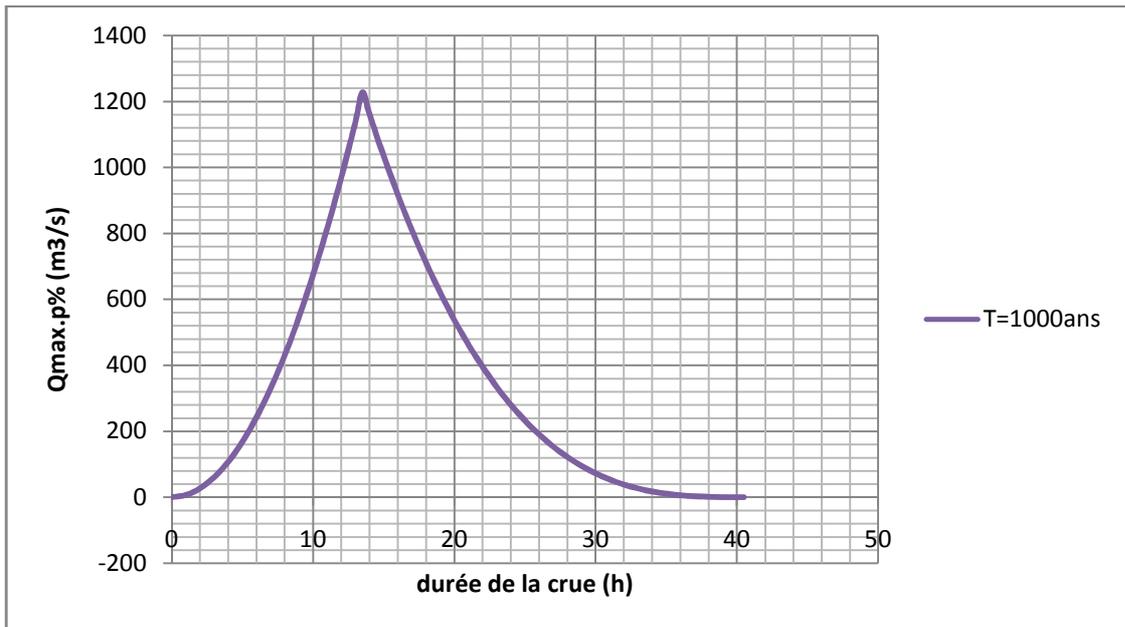


Figure IV.13 : L'Hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour 1000 ans.

IV.4.4. Choix de la crue de chantier : [3]

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

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

En cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation ; sur le coût de l'ouvrage de dérivation, sur la durée d'exécution de l'aménagement et sur sa durée de vie.

Une sous-évaluation du débit maximal entraîne la destruction de l'ouvrage de dérivation, une surévaluation entraîne un coût de réalisation élevé de l'ouvrage. La fréquence du débit maximal attribué 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 lors de la construction sont souvent protégés contre les crues ciquantennales ou même centennales, mais dans notre pays, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans. Et d'une autre part lorsque le batardeau est incluse dans la digue on peut lui attribué une petite sur élévation car il va être un ouvrage permanent par la suite, par contre si le batardeau est indépendant de la digue la il faut chercher la solution la plus économique puisque le batardeau est provisoire.

Vu toutes ces exigences on va choisir la crue (50 ans) pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau. D'où: $Q = Q_{\max, 2\%} = 700,26 \text{ m}^3/\text{s}$.

La figure ci-après représente l'hydrogramme de crue de chantier pour une période de retour de 50 ans.

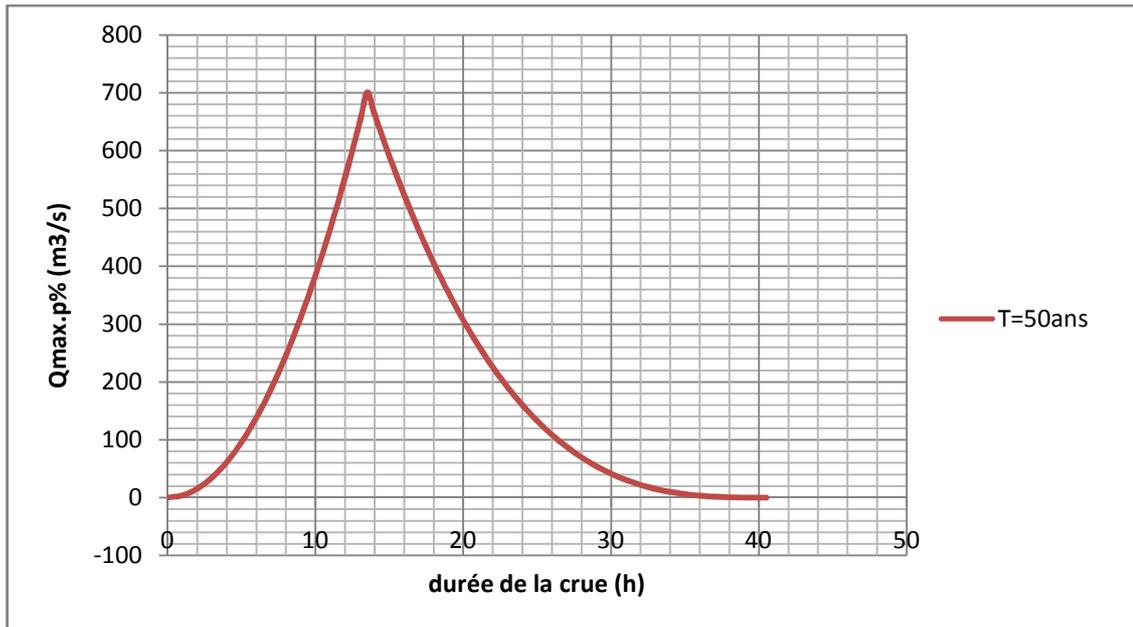


Figure IV.14 : L'Hydrogramme de la crue de chantier pour une période de retour 50 ans.

Conclusion :

Les caractéristiques hydro-morpho-métriques du bassin versant, les précipitations, les apports solides et liquides sont des paramètres étudiés au cours ce chapitre en plus des différents hydrogrammes de crues pour les différentes périodes de retour.

Chapitre V :
Hydrologie des
ouvrages.

V.1. Régularisation : [2]

La régularisation a pour objectif la détermination de la capacité optimum de la retenue ainsi que le niveau correspondant qui permettent de rendre réguliers les débits de l'oued M'ZI afin de satisfaire les besoins d'A.E.P et d'irrigation avec le moindre risque de défaillance possible.

Il existe deux types de régularisation qui sont utilisées:

- ✓ La régularisation saisonnière.
- ✓ La régularisation interannuelle.

Pour notre étude, ces deux types seront étudiés.

Les paramètres indispensables au calcul de la régularisation sont :

- ✓ La répartition mensuelle de l'apport (A 80%).
- ✓ La répartition mensuelle de la demande en eau.
- ✓ La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporation.
- ✓ Les courbes caractéristiques de la retenue.

V.1.1. Répartition mensuelle de l'apport A80%

Le débit régularisé sera utilisé pour l'irrigation de la vallée en aval et aussi pour l'AEP des villages avoisinants.

Les apports propre du oued M'Zi au site de Seklafa seront renforcées par un volume d'eau de 4,92 Mm³ par année dérivée à partir du barrage chergui.

Tableau V.01 : répartition mensuelle de l'apport annuel 80%

mois	Sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	juin	juil	aout	total
A _{80%} Oued M'ZI	0,86	1,09	0,72	0,51	0,65	0,55	1,15	0,83	0,70	0,68	0,30	0,49	8,53
A _{80%} transfère	0,50	0,63	0,41	0,30	0,38	0,32	0,66	0,48	0,41	0,40	0,17	0,28	4,92
A _{80%} total, SEKLAFa	1,36	1,71	1,13	0,81	1,03	0,87	1,81	1,30	1,11	1,08	0,47	0,77	13,45

V.1.2 Répartition des besoins

Tableau V.02 Répartitions saisonnières des demandes

Mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	juin	juil	aout	total
Besoin %	8,09	5,27	4,55	2,91	3	4,09	8	9,55	11,72	15,64	17,64	9,54	100
besoin Mm3	0,89	0,58	0,5	0,32	0,33	0,45	0,88	1,05	1,29	1,72	1,94	1,05	11

Source [ANBT]

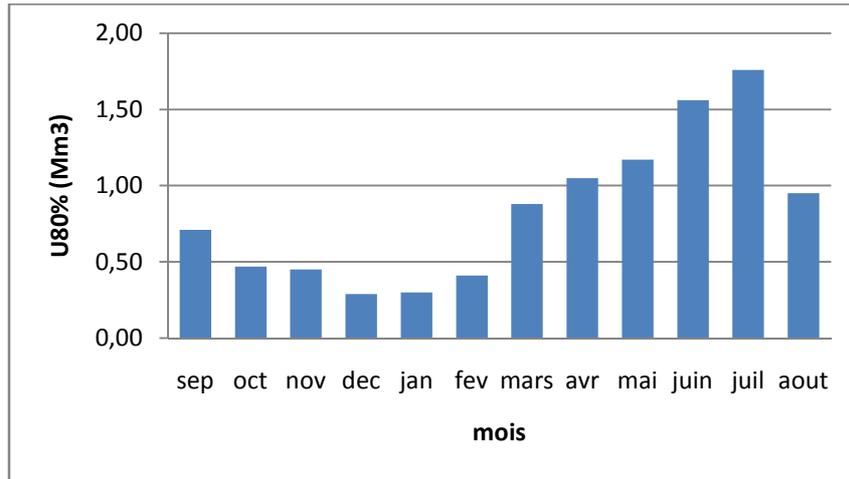


Figure V.01 : Repartitions mensuelle des besoins

V.1.3 Calcul du volume utile : [2]

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

- **Procédé de calcul**

- ✓ Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique
- ✓ Calcul des volumes excédentaires et déficitaires 'Vs' et 'Vd'
- ✓ Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile

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

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

V_{ri} : Volume de remplissage initial.

S : Volume excédentaire à évacuer.

V.1. 3.1.Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes : [2]

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normale d'exploitation c'est-à-dire la cote au niveau normale de la retenue NNR.

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

- **1^{ère} Consigne d'exploitation**

Elle consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normale de la retenue (NNR) lors des crues et à le restituer après. L'excédent d'eau est déversé par l'évacuateur de surface.

On fixe le niveau de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'en doit pas dépasser.

- **2^{ème} Consigne d'exploitation**

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de fond. Remplir et ensuite restituer au consommateur.

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

Tableau V.03 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.

Mois	A _{80%}	U _{80%}	A _{80%} - U _{80%}	1ère consigne			2eme consigne		
				V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
Sep	1,36	0,89	0,47		10,46	-	-	10,46	-
Oct	1,71	0,58	1,13	10,93	10,93	-	10,93	10,46	0,47
Nov	1,13	0,5	0,63	12,06	12,06	-	11,59	10,46	1,13
Déc	0,81	0,32	0,49	12,69	12,69	-	11,09	10,46	0,63
Jan	1,03	0,33	0,7	13,18	13,03	0,15	10,95	10,73	0,22
Fév	0,87	0,45	0,42	13,73	13,03	0,7	11,43	11,43	-
Mar	1,81	0,88	0,93	13,45	13,03	0,42	11,85	11,85	-
Avr	1,3	1,05	0,25	13,96	13,03	0,93	12,78	12,78	-
Mai	1,11	1,29	-0,18	13,28	13,03	0,25	13,03	13,03	-
Juin	1,08	1,72	-0,64	12,85	12,85	-	12,85	12,85	-
Juil	0,47	1,94	-1,47	12,21	12,21	-	12,21	12,21	-
Aou	0,77	1,05	-0,28	10,74	10,74	-	10,74	10,74	-
				10,46	10,46	-	10,46	10,46	-
				S		2,45			2,45

D'après le tableau ci-avant on a les résultats suivants :

$V_s=5.02 \text{ Mm}^3$ et $V_d= 2.47 \text{ Mm}^3$; $V_s > V_d$ donc la retenue fonctionne à un seul temps.

Alors : $V_u=V_d = 2.47 \text{ Mm}^3$

$V_u= 2.47 \text{ Mm}^3$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 2.47 + 10.46 = 13.03 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\text{NNR}} = 13,03 \text{ Mm}^3 \quad \text{NNR} = 1016.71 \text{ m NGA.}$$

V.1.3.2 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes : [2]

Les pertes dans la retenue sont de deux sortes :

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

a) Pertes par évaporation : [2]

$$V_{\text{ep}} = E_s \cdot S_{\text{moy}}$$

V_{ep} : Volume perdu par évaporation.

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

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

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

b) Pertes par infiltration : [2]

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta \cdot V_{\text{moy}}}{100}$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette

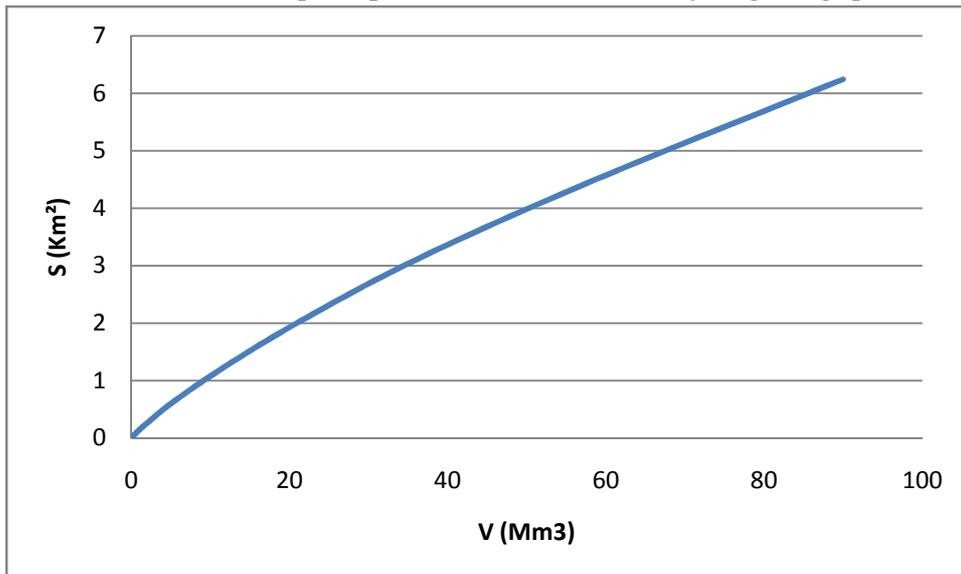


Figure V.02 : courbe volumétrique ($S=f(V)$).

Tableau V.04 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques

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

$\delta = 0,5$

Tableau V.05 : Les volumes des pertes dans la retenue.

Mois	V_{moy} (Mm ³)	S_{moy} (Km ²)	Es (m)	V_{evap} (Mm ³)	V_{inf} (Mm ³)	$\pi = V_{\text{evap}} + V_{\text{inf}}$ (Mm ³)
Sep	10,70	1,46	0,155	0,226	0,054	0,280
Oct	10,50	1,44	0,107	0,154	0,053	0,207
Nov	12,38	1,64	0,055	0,090	0,062	0,152
Dec	12,94	1,70	0,037	0,063	0,065	0,128
Jan	13,03	1,71	0,036	0,062	0,065	0,127
Fev	13,03	1,71	0,031	0,053	0,065	0,118
mars	13,03	1,71	0,078	0,133	0,065	0,199
avril	13,03	1,71	0,107	0,183	0,065	0,248
mai	13,03	1,71	0,188	0,321	0,065	0,387
Juin	12,53	1,66	0,214	0,355	0,063	0,418
Juil	11,48	1,54	0,259	0,399	0,057	0,456
aout	10,60	1,45	0,233	0,338	0,053	0,391

Tableau V.06 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.

Mois	$A_{80\%}$ (Mm ³)	$U_{80\%}$ (Mm ³)	π (Mm ³)	$A_{80\%} - (U_{80\%} + \pi)$
Septembre	1,36	0,89	0,280	0,190
Octobre	1,71	0,58	0,207	0,923
Novembre	1,13	0,5	0,152	0,478
Décembre	0,81	0,32	0,128	0,362
Janvier	1,03	0,33	0,127	0,573
Février	0,87	0,45	0,118	0,302
Mars	1,81	0,88	0,199	0,731
Avril	1,3	1,05	0,248	0,002
Mai	1,11	1,29	0,387	-0,567
Juin	1,08	1,72	0,418	-1,058
Juillet	0,47	1,94	0,456	-1,926
Aout	0,77	1,05	0,391	-0,671

D'après le tableau ci-avant on a les résultats suivants :

$$V_s = 3,562 \text{ Mm}^3 \text{ et } V_d = 4,222 \text{ Mm}^3$$

$V_s < V_d$ donc la retenue ne peu pas avoir une régularisation annuelle.

V.1.3.3 Régularisation Interannuelle : [4]

La régularisation interannuelle a pour but de satisfaire la consommation durant plusieurs années, il y a plusieurs méthodes de calcul, dans notre étude on va travaillé avec la méthode de KRISTLY-MENKEL.

Cette méthode est basée sur les caractéristiques de l'échantillon. Elle consiste à déterminer le déficit pendant les années sèches. Donc il faut disposer d'une série des débits moyens annuels exprimés en coefficient de débit $K_i = Q_i/Q_0$ et un coefficient de régularisation (α).

$$\text{On a : } \mathbf{V_{u_{int}}} = (\beta_s + \beta_{\text{plur}}) \mathbf{W_0} = \mathbf{V_s} + \mathbf{V_{int}}$$

Avec : W_0 : apport moyen interannuel.

β_s : composante saisonnière du volume utile.

β_{plur} : composante pluri-annuelle du volume utile.

✓ La composante saisonnière β_s : [4]

$$\beta_s = \alpha (T_{\text{ét}} - W_{\text{ét}})$$

$$T_{\text{ét}} = \frac{N_{\text{ét}}}{12}$$

Avec : α : Coefficient de régularisation.

$T_{\text{ét}}$: Période relative de l'étiage au cours de l'année.

$N_{\text{ét}}$: Nombre de mois où Q_i est inférieur à Q_0 .

$$W_{\text{ét}} = \frac{\sum_1^{N_{\text{ét}}} W_m}{\sum_1^{12} W_{pm}}$$

Avec : $W_{\text{ét}}$: volume relatif de l'écoulement pendant l'étiage au cours de l'année.

$\sum_1^{N_{\text{ét}}} W_m$: Apport pendant la période d'étiage.

$\sum_1^{12} W_{pm}$: Apport total pendant les 12 mois de l'année.

✓ La composante pluri-annuelle est : [4]

$$\beta_{\text{Plur}} = \max (D) = \max [(\alpha - K_{p\%}^{(n)}) \cdot n]$$

Avec : α : coefficient de régularisation.

$K_{p\%}^{(n)}$: Coefficient de l'hydraulicité pour l'année (n).

$$K_{p\%}^{(n)} = F_{p\%} C_v^{(n)} + 1$$

Avec : C_v : Coefficient de variation

$F_{p\%}$: la probabilité en fonction de $P_{\%}$ et C_s

$$C_v^{(n)} = \frac{C_v}{\sqrt{n}} ; C_s^{(n)} = \frac{C_s}{\sqrt{n}}$$

✓ **Pour la composante saisonnière :**

Tableau V.07 : Détermination de la période d'étiage.

mois	Sep	oct	nov	Dec	jan	fev	mar	avr	mai	juin	juil	aout
$A_{80\%}$ total, SEKLAFa	1,36	1,71	1,13	0,81	1,03	0,87	1,81	1,3	1,11	1,08	0,47	0,77
Q (Mm3)	0,525	0,638	0,436	0,302	0,385	0,360	0,676	0,502	0,414	0,417	0,175	0,287
Ki	1,232	1,499	1,023	0,710	0,903	0,844	1,586	1,177	0,973	0,978	0,412	0,675

D'après le tableau précédent : $N_{ét} = 7$ d'où : $T_{ét} = \frac{7}{12} = 0,583$

$$W_{ét} = \frac{6,14}{13,45} = 0,457 \qquad \qquad \qquad \mathbf{W_{ét} = 0,457 \text{ Mm}^3}$$

Pour un coefficient de régularisation $\alpha=0.9$ on aura :

$$\beta_s = 0.9 * (0,583 - 0,457) = 0.114 \qquad \qquad \qquad \mathbf{\beta_s = 0.114}$$

$$V_s = 0.114 * 13,45 = 1,53 \qquad \qquad \qquad \mathbf{V_s = 1,53 \text{ Mm}^3}$$

Pour la composante pluri-annuelle :

D'après le tableau de calcul dans l'annexe V, on trouve : $\mathbf{\beta_{plur} = 1.618}$

$$V_{plur} = \beta_{plur} * W_o = 1.618 * 13,45 = 21.76 \text{ Mm}^3 \qquad \qquad \qquad \mathbf{V_{plur} = 21.76 \text{ Mm}^3}$$

$$\text{Donc : } V_{u_{int}} = 1.53 + 21.76 = 23.29 \text{ Mm}^3 \qquad \qquad \qquad \mathbf{V_{u_{int}} = 23.29 \text{ Mm}^3}$$

$$V_{NNR} = V_m + V_{u_{int}} = 10.46 + 23.29 = 33.75 \text{ Mm}^3 \qquad \qquad \qquad \mathbf{V_{NNR} = 33.75 \text{ Mm}^3}$$

NNR=1028.56 m NGA

V.2. Laminage des crues : [2]

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 du barrage et le débit progressive de déversement en fonction de l'apport entrant de la crue, cette relation peut être formulée comme suit :

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh$$

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:

$$Q - q = S \cdot (dh / dt)$$

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

IL existe plusieurs procédés de calcul, on cite :

1. Méthode de Kotcherine.
2. Méthode Step by step.
4. Méthode d'Eier-Cieh.
5. Méthode de Hidenblat.

Dans notre étude on va utiliser la méthode de Kotcherine.

Cette méthode est un procédé grapho-analytique qui se base sur les principes suivants :

- ✓ l'Hydrogramme de crue est considéré comme un triangle.
- ✓ les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
- ✓ le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue (NNR).
- ✓ Les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

Dans notre cas, on a un hydrogramme de crue de forme triangulaire.

Le procédé de calcul consiste à :

- Donner différentes valeurs des lames d'eau hd (entre 0 et 7m avec un pas de 0,5m)
- Définir la cote $NPHE = NNR + hd$
- Déterminer le volume $VNPHE$ à l'aide de la courbe capacité-hauteur.
- Définir le volume en charge pour chaque lame tel que : $V_f = VPHE - VNNR$.
- Définir le volume de la crue pour l'hydrogramme de crue ayant une forme triangulaire.

V_c : volume de la crue.

$$V_c = 0,5 * Q_{max.P\%} * T$$

$$V_c = 89.46 \text{ Mm}^3$$

- Déterminer le débit de crues à évacuer correspondant à chaque lame hd.

$$q_{lam} = Q_{\%} * \left(1 - \frac{V_f}{V_c}\right)$$

- Construire le graphe $hd = f(q_{max,p\%})$.
- Définir les débits véhiculés à travers le déversoir pour chaque lame hd en se donnant différentes largeurs de déversoir b.
- Construire les courbes relation capacité d'évacuation du déversoir $q_{max} = q_{max}(b, hd)$.
- L'intersection de la courbe $q_{max} = q_{max}(hd)$ avec les courbes $q_{max} = q_{max}(b, hd)$, donne les valeurs inconnues suivantes : q_{max} et hd relatives à chaque largeur de déversoir b.

Le débit de crues transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors par la formule :

$$q_{max.P\%} = m * b * \sqrt{2g} * h_d^{3/2}$$

m: coefficient de débit dépend de la forme de déversoir.

$$m=0.49$$

g : accélération de la pesanteur.

$$g=9.81\text{m/s}^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau.V.2.et la mise en graphe est en figure.V.3 et figure.V.4.

Tableau.V.08. Calcul du débit déversant pour différentes valeurs de Hd (Méthode de KOTCHERINE)

Hd (m)	PHE (m)	VPHE (Mm ³)	Vf (Mm ³)	qmax,p %	qmax,p% = m.b√2g . hd ^(3/2) (m3/s)								
					b (m)								
					20	25	30	35	40	45	50	60	70
0	1029,06	33,75	0	1227,15	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,5	1029,56	35,6	1,85	1205,74	15,35	19,18	23,02	26,86	30,69	34,53	38,37	46,04	53,72
1	1030,06	37,48	3,73	1183,98	43,41	54,26	65,11	75,97	86,82	97,67	108,52	130,23	151,93
1,5	1030,56	39,4	5,65	1161,76	79,75	99,68	119,62	139,56	159,49	179,43	199,37	239,24	279,11
2	1031,06	41,35	7,6	1139,19	122,78	153,47	184,17	214,86	245,56	276,25	306,95	368,33	429,72
2,5	1031,56	43,34	9,59	1116,16	171,59	214,48	257,38	300,28	343,18	386,07	428,97	514,76	600,56
3	1032,06	45,38	11,63	1092,55	225,56	281,95	338,34	394,73	451,12	507,50	563,89	676,67	789,45
3,5	1032,56	47,48	13,73	1068,24	284,24	355,29	426,35	497,41	568,47	639,53	710,59	852,71	994,82
4	1033,06	49,66	15,91	1043,01	347,27	434,09	520,90	607,72	694,54	781,35	868,17	1041,81	1215,44
4,5	1033,56	51,92	18,17	1016,86	414,38	517,97	621,56	725,16	828,75	932,35	1035,94	1243,13	1450,32
5	1034,06	54,29	20,54	989,43	485,32	606,65	727,98	849,31	970,65	1091,98	1213,31	1455,97	1698,63
5,5	1034,56	56,79	23,04	960,49	559,91	699,89	839,87	979,86	1119,82	1259,80	1399,78	1679,74	1959,69
6	1035,06	59,47	25,72	929,48	637,97	797,47	956,96	1116,45	1275,95	1435,44	1594,93	1913,92	2232,91
6,5	1035,56	62,35	28,6	896,14	719,36	899,2	1079,04	1258,88	1438,72	1618,56	1798,4	2158,08	2517,76
7	1036,06	65,44	31,69	860,38	803,94	1004,92	1205,91	1406,89	1607,88	1808,86	2009,85	2411,81	2813,78

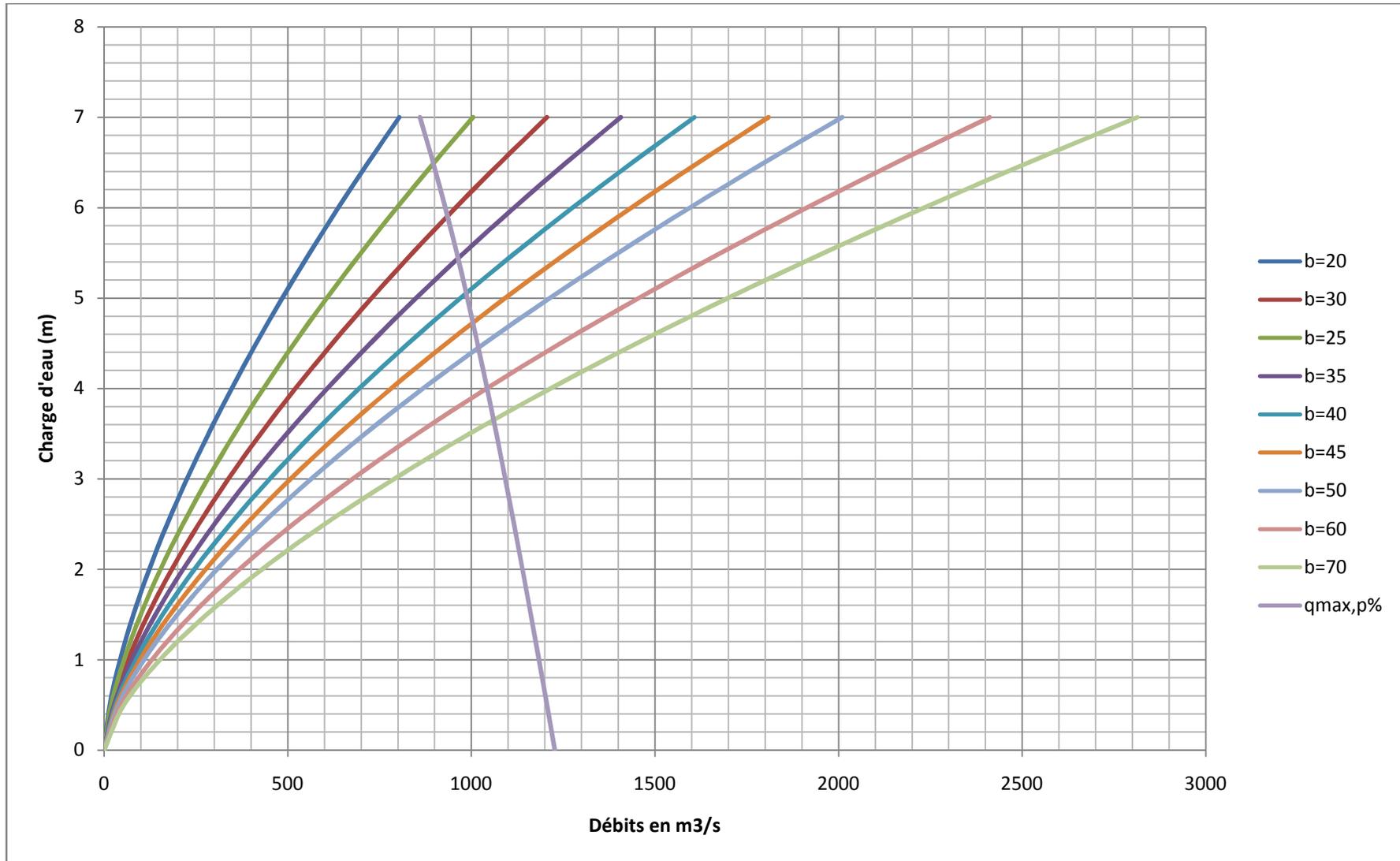


Figure V.03 : Courbes $H= f(Q,q)$

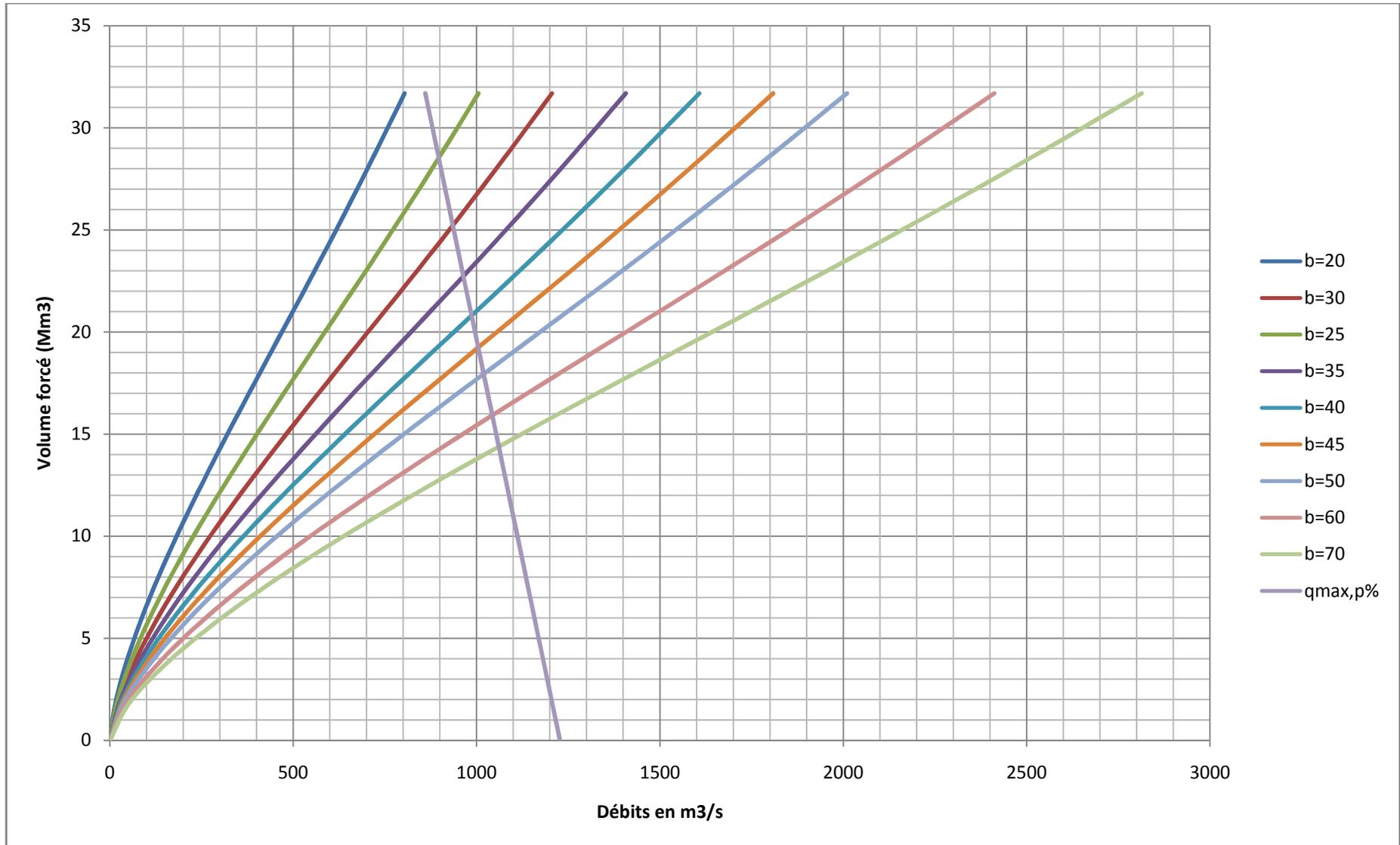


Figure V.04 : courbes $V_d=f(Q,q)$

V.3 Etude d'optimisation

L'étude d'optimisation a pour objectif 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 déversant correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

V.3.1 Calcul du coût approximatif de la digue :

En premier lieu on calcule le volume de la digue pour les différentes lames déversant afin de déterminer son coût, Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i$$

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

V_i : Volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

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

$$S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i$$

B_i : Largeur de base, donnée par :

$$B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b$$

m_1, m_2 : Fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

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

$$H_i = NNR - Cf + R + h_{dev}$$

R : Revanche en (m).

h_{dev} : Hauteur déversante (m).

V.3.2 Calcul du volume de la digue pour les différentes hauteurs : [5]

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversant, en utilisant les formules citées précédemment. Le volume et le coût des différentes digues sont donnés dans le tableau ci-après.

Tableau V.09 : volume et coût de la digue pour différentes largeurs déversant

Largeur déversant (m)	Volume de la digue (m ³)	Coût de la digue (M.DA)
20	88410,9702	495,101433
25	86425,9728	483,985448
30	85408,9938	478,290365
35	84688,8606	474,257619
40	84187,746	471,451378
45	83917,0134	469,935275
50	83532,945	467,784492
60	83263,7358	466,27692
70	82981,1484	464,694431

Remarque : Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 0 et 0.8 mètres, et pour Le prix du mètre cube du BCR est estimé à 5600 DA.

V.3.3. Calcul du coût de l'évacuateur de crues

V.3.3.1 Coût du déversoir

On va envisager le déversoir type « Creager » ce dernier s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement.

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

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

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dév}} = S \cdot b$$

S : Section transversale (m²).

b : Largeur déversant (m).

Tableau V.10 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs

Profil N°	b (m)	h _{dév} (m)	X	Y	S (m ²)	V (m ³)	Coûts M.DA
1	20	5,53	6	2,88	17,30	346,05	1,94
2	25	4,22	5,65	3,21	18,15	544,57	3,05
3	30	3,48	5,5	3,57	19,63	785,07	4,40
4	35	3,00	5,4	3,89	21,00	1050,00	5,88
5	40	2,66	5,3	4,14	21,96	1317,86	7,38
6	45	2,40	5,2	4,35	22,61	1582,55	8,86
7	50	2,19	4,8	4,04	19,40	1552,19	8,69
8	60	2,03	4,4	3,68	16,19	1457,37	8,16
9	70	1,89	4,2	3,58	15,04	1503,71	8,42

V.3.3.2 Coût du coursier

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

La longueur approximative du coursier est 35 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

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

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale à 0,5 mètres

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = (Q_{e, \text{max}})^{0,4}$$

Tableau V.11 : répartition des coûts du coursier pour chaque largeur.

largeur déversant (m)	q (m ³ /s)	b _c (m)	volume du béton (m ³)	Coût (Millions DA)
20	803,94	14,5241075	461,792419	2,5860375
25	899,2	15,1894665	476,7629954	2,6698728
30	949,37	15,522948	484,2663291	2,7118914
35	942,73	15,4794288	483,2871481	2,706408
40	970,65	15,661201	487,3770226	2,7293113
45	983,95	15,7466876	489,3004714	2,7400826
50	1012,13	15,9255529	493,3249403	2,7626197
60	1041,81	16,110737	497,491583	2,7859529
70	1098,44	16,4554793	505,2482836	2,8293904

Tableau V.12 : récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversant.

largeur déversant (m)	Digue (M.DA)	Déversoir (M.DA)	Coursier (M.DA)	Global
20	495,10	1,94	2,59	499,63
25	483,99	3,05	2,67	489,71
30	478,29	4,40	2,71	485,4
35	474,26	5,88	2,71	482,84
40	471,45	7,38	2,73	481,56
45	469,94	8,86	2,74	481,54
50	467,78	8,69	2,76	479,24
60	466,28	8,16	2,79	477,22
70	464,69	8,42	2,83	475,94

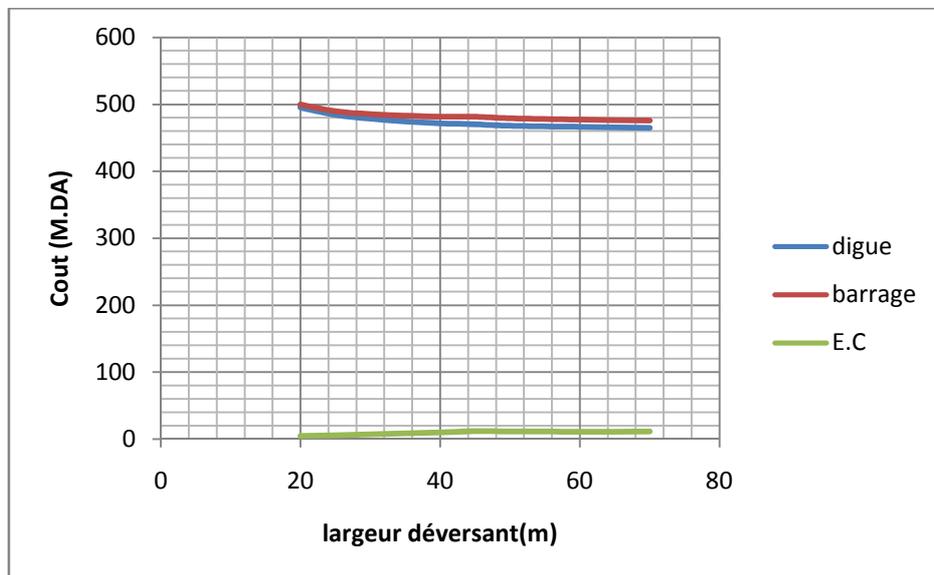


Figure V.05 : Courbe d'optimisation

Conclusion

Au vu de cette figure, notre choix a été basé sur le coût total Optimal. La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « **b = 70 m** » ce qui correspond à une hauteur déversée **h=3m** et un débit laminé **Q = 1098,44m³/s**.

Chapitre VI :

Etude des variantes.

Introduction :

Un barrage est un ouvrage artificiel ou naturel établi en travers du lit d'un cours d'eau, retenant ou pouvant retenir de l'eau. Les barrages artificiels doivent être placés dans des cuvettes géologiquement étanches. Ils sont composés d'un corps conçu de manière spécifique à chaque type d'ouvrage, reposant sur une fondation étanche ou rendue étanche en amont.

On distingue deux types de barrages selon les matériaux qui les composent :

- ✓ Les barrages rigides, en béton, qualifiés ainsi parce que leur capacité de déformation est relativement faible. Ils ne s'accommodent, sauf exception, que de fondations rocheuses peu déformables.
- ✓ Les barrages souples, en matériaux meubles ou semi-rigides, appelés barrages en remblai, capables de suivre sans trop de dommages des mouvements de leur substratum. Ils sont évidemment, radicalement différents, dans leur conception, des précédents. Ils s'accommodent de fondations de moins bonne qualité.

VI.1. Le choix du site du barrage : [5]

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

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

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

VI.2. Le choix du type de barrage : [5]

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

✓ La topographie du site:

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

✓ La morphologie de la vallée :

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

✓ **Les conditions géologiques et géotechniques :**

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

- Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.
- Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard), et les tassements différentiels.
- Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place.

✓ **Les risques sismiques :**

Les barrages situés dans des zones sismiques doivent être conçus avec des paramètres plus sévères, c'est à dire, avec des talus moins abrupts, des crêtes plus larges, des filtres et des drains plus importants.

Les plus résistants aux sollicitations dynamiques sont :

- Les barrages en enrochement à noyau central argileux, de part leur capacité à supporter de grandes déformations.
- Barrages poids: résistance aux sollicitations horizontales transversales est faible améliorée si les joints sont remplis de coulis de ciment et si ces joints présentent une surface supportant le cisaillement (joints avec des décrochements).
- Les barrages à contreforts: peu résistant pour les sollicitations transversales, mieux avec l'élargissement des âmes des contreforts à l'aval pour les rendre jointives.
- Les barrages en enrochement à masque: l'élément étanche est fragile.

✓ **Les matériaux de construction :**

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

✓ **Critères économiques :**

Dans plusieurs cas, les considérations précédentes auront permis de retenir plusieurs types de barrage. Par exemple, des fondations rocheuses, la présence de matériaux meubles proches du site, un débit de crue important, conduiront à mettre en balance un barrage en BCR et un barrage en terre équipé d'un évacuateur de crue coûteux.

Il convient alors de poursuivre les études pour les deux types d'ouvrages, en veillant à affiner les estimations de coût au fur et à mesure de la progression des études. Dès que l'un des types de barrages paraît significativement plus économique, il est préférable de ne pas s'entêter sur l'autre option.

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

IV-3 Variantes susceptibles à projeter sur le site :

Après avoir analysé et traité toutes les données et les résultats obtenus dans l'étude de faisabilité du barrage Seklafa de la wilaya de Laghouat, trois types de barrage sont disponible:

- ✓ barrage en enrochement à masque amont d'étanchéité en béton bitumineux.
- ✓ Barrage en enrochement à noyau argileux.
- ✓ Barrage poids en béton conventionnel.

a) Variante 1 : (digue en enrochement avec masque amont en béton bitumineux)

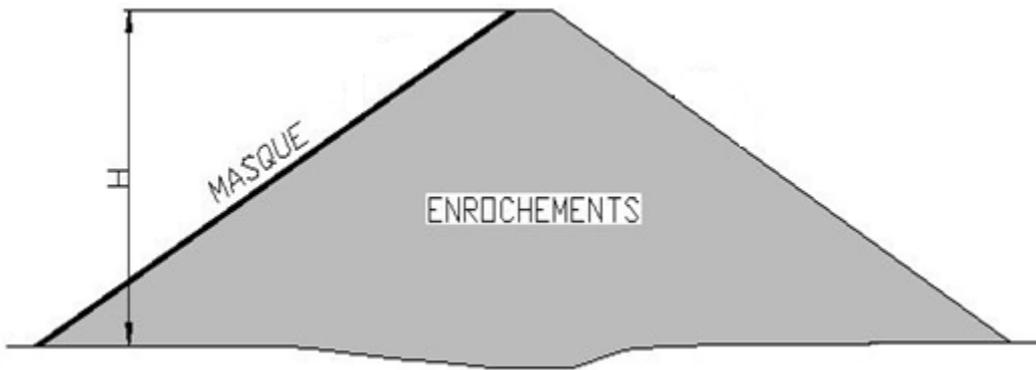


Figure VI-1 : Coupe type d'une digue en enrochement avec un masque

b) Variante 2 : (Digue en enrochement avec un noyau argileux)

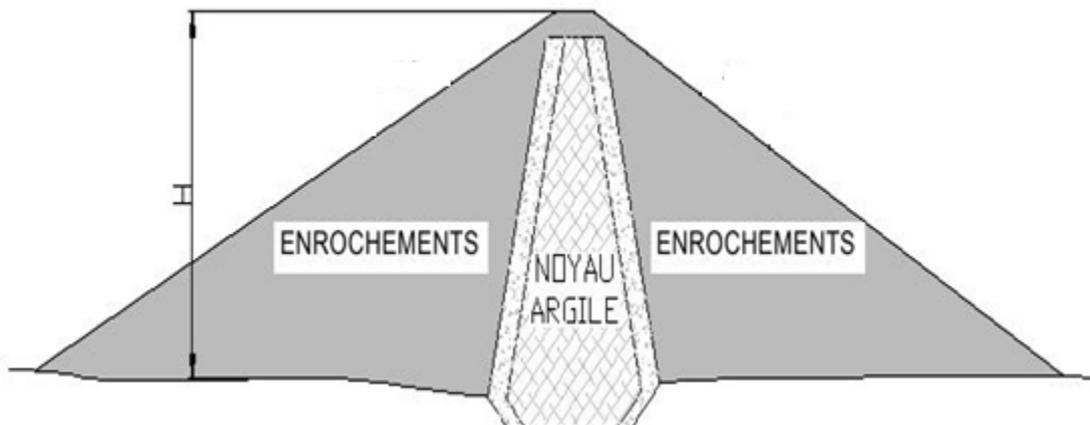


Figure VI-2 : Coupe type d'une digue à recherche en enrochement avec un noyau centrale

c) Variante 3 : (barrage en BCR)

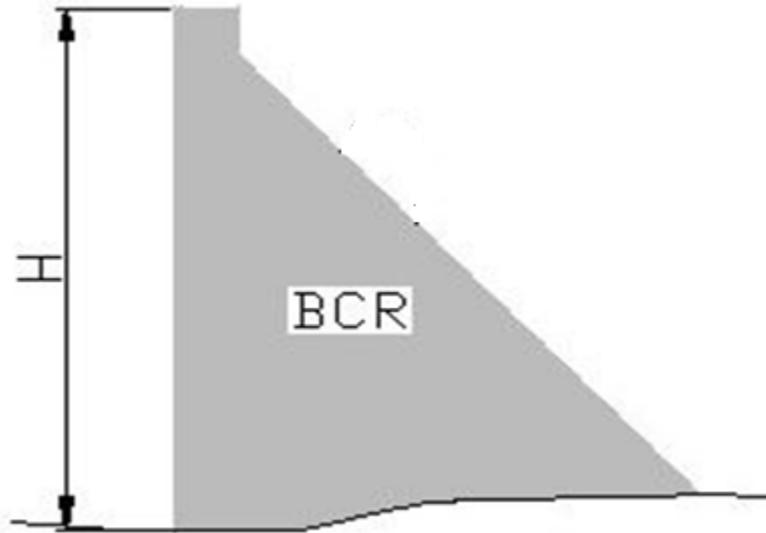


Figure VI-3 : Coupe type d'un barrage poids en BCR

VI.4. Définition du profil général du barrage :

VI.4.1. Hauteur du barrage :

La hauteur du barrage est calculé par la formule suivante :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R$$

✓ **calcul de la revanche (R) : [5]**

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. Elle est donnée par la formule suivante :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g}$$

Avec : H : hauteur des vagues (m).

V : vitesse des vagues (m/s).

Pour la hauteur des vagues il existe plusieurs formules :

a) Formule de Stevenson :

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

Avec : F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch (F = 1,5 km).

b) Formule de Molitor :

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

Avec : U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U = 23 Km/h.

c) Formule de Mallet-paquant :

$$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5}$$

d) Formule simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F}$$

Le tableau ci-après récapitule les résultats obtenus par les différentes formules :

Tableau VI.01: les différents résultats de la revanche.

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson	0,879	3,258	1,2
Molitor	0,407	2,314	0,58
Mallet-paquant	0,904	3,308	1,24
Simplifiée	*	*	1,37

Pour raison de sécurité on prend la plus grande valeur de la revanche qui est $R=1,37m$.

On admet une valeur de $t = 0,5m$ pour le tassement du barrage.

Donc : $H_b = 1028,56 - 994 + 1,37 + 3 + 0,5 = 39,43m$

$H_b = 39,43m$

VI.4.2. La largeur en crête : [5]

La largeur en crête peut être calculée par les différentes formules suivantes :

a) **Formule de KNAPPEN :** $b_{cr} = 1,65 \sqrt{H_b}$

b) **Formule de F-PREECE :** $b_{cr} = (1,1\sqrt{H_b}) + 1$

c) **Formule simplifiée :** $b_{cr} = 3,60\sqrt[3]{H_b} - 3$

Avec : H_b : Hauteur du barrage (m).

Le tableau suivant nous donne les résultats :

Tableau VI.02 : les résultats de la largeur en crête.

Formule	b_{cr} (m)
KNAPPEN	10,36
PREECE	7,9
SIMPLIFIEE	9,25
Moyenne	9,17

Pour les deux variantes (1) et (2) on prendra une largeur en crête la plus proche de la moyenne qui est $b_{cr} = 9,25m$.

Pour la variante (3) on prendra la largeur la plus petite qui est $b_{cr} = 7,9m$.

VI.4.3. La longueur en crête :

La longueur en crête est tirée à partir du plan de l'aménagement elle est égale à :

$$L=225m$$

VI.4.4. Pentés des talus : [5]

La pente des talus doit assurer la stabilité statique de ces talus. C'est-à-dire que les fruits de talus sont fixés par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. En ce qui concerne le massif, pour déterminer la pente des parements on se donne en général des pentes qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux, et on vérifie par la suite par calcul de stabilité. On prend le fruit de talus selon le type et la hauteur du barrage comme le montre le tableau ci-après :

Tableau VI.03 : valeurs indicatives des fruits de talus.

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

D'après le tableau qui donne les pentes des talus pour les barrages en remblai (cas des deux premières variantes) en fonction de la hauteur et de type de barrage. On choisit pour les calculs les pentes:

- Parement amont $m_1 = 3$.
- Parement aval $m_2 = 2,5$.

Pour la troisième variante le fruit de talus amont est nul et celui de l'aval est pris entre 0,75 et 0,85 et dans notre étude on prendra $m=0,8$.

Ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité.

VI.4.5. Les bermes :

Souvent on prévoit des bermes pour les barrages en remblai, qui auront un rôle dans l'optimisation des fruits de talus et d'autres objectifs tels que l'accès pour la réparation des talus et l'augmentation de stabilité. Les bermes sont de 2 à 4 m de largeur en cas de construction de route jusqu'à 6 m. elles ont des rigoles latérales dans le but de capture et d'évacuation des eaux des précipitations, et dans notre cas on prend une largeur de 3m pour chaque berme.

On utilise pas de bermes pour les barrages en béton.

VI.4.5.1. Talus amont :

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposé quatre bermes de largeur 3m chacune pour les 2 Variantes (1) et (2) aux côtes 1004m NGA, 1014m NGA et 1024m NGA.

VI.4.5.2. Talus aval :

Les bermes au talus aval servent à l'évacuation des eaux de ruissellement, donc nous avons proposé quatre bermes de largeur 4 m aux mêmes côtes successivement.

VI.4.6. Revêtement de la crête et des talus de la digue :

VI.4.6.1. La crête :

Pour assurer une bonne stabilité, conserver contre la dégradation et permettre la bonne circulation des engins on doit réaliser un bon revêtement de la crête ; en utilisant une couche de produits asphaltiques épaisse de 30 cm sous jacée de deux couches épaisses de 20 cm chacune pour les 2 premières variantes, la première en gravier et la seconde en sable.

VI .4.6.2. Les talus :

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

VI.4.6.2.1. Talus amont :

Pour la 3^{ème} variante (BCR) on prévoit une couche de béton armé de 50cm.

Pour les 2 premières variantes le talus en amont sera protégé contre l'érosion causée par l'action des vagues en plaçant une couche de Rip-Rap à une épaisseur « e » donnée par les méthodes ci-après. Afin d'être conforme au critère de filtre, une couche de transition épaisse de 300 mm composée de 150 mm de gravier et 150 mm de sable respectivement doit être placée entre le Rip-Rap et le remblai tout-venant sous-jacent. Le matériau du riprap proviendra des excavations. Il sera, éventuellement, supplémenté par des matériaux venant de la carrière.

a) Première méthode : [6]

$$e = C * V^2$$

Avec : e : Epaisseur de l'enrochement en (m).

V : Vitesse de propagation des vagues déterminée par la formule de Gaillard (m/s).

C : Coefficient qui dépend du fruit de talus et du poids spécifique γ_p de l'engrochement utilisé. Le coefficient est donné par le tableau suivant :

Tableau VI.04 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de γ_p .

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\gamma_p = 2,50$	$\gamma_p = 2,65$	$\gamma_p = 2,80$
1/12	0,027	0,022	0,020
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Nous obtenons une épaisseur d'engrochement $e=0,29m$.

b) Deuxième méthode : [6]

Les ingénieurs d'US Army Corps of Engineers utilisent un tableau (tableau VI.05) qui donne l'épaisseur minimale de la couche d'engrochements et les dimensions minimales des blocs de roche en fonction de la hauteur de la vague déterminée à partir de l'abaque donné dans la figure suivante :

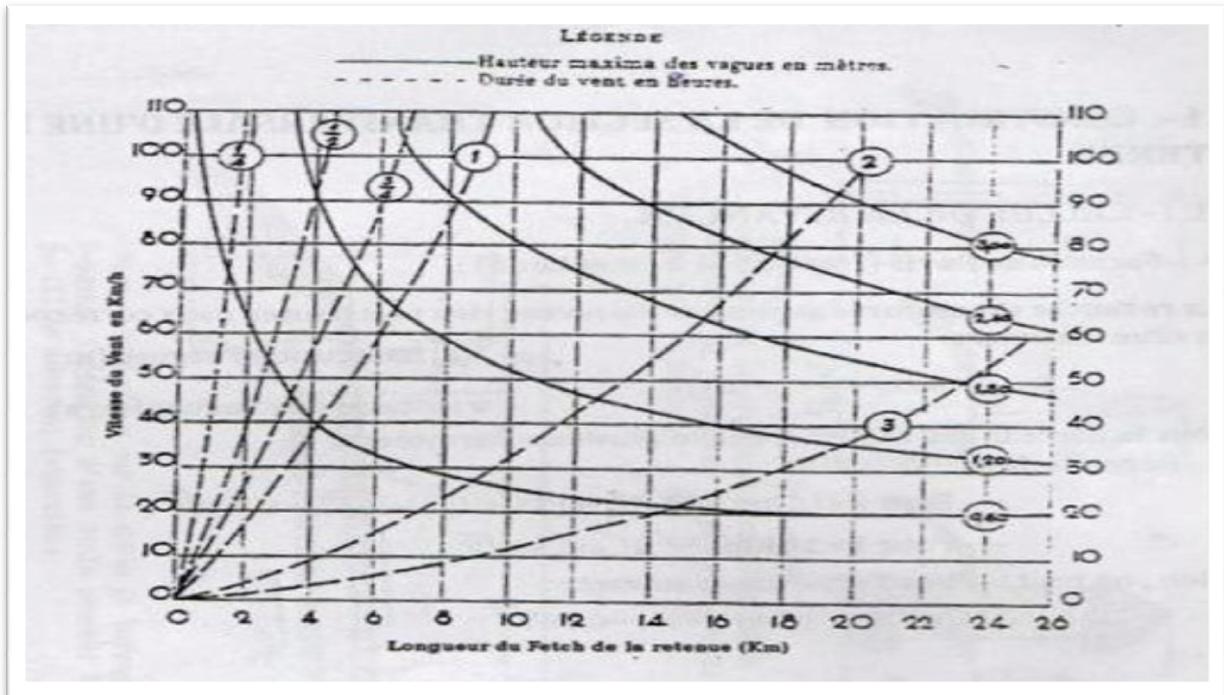


Tableau VI.05: Epaisseur de l'enrochement et D50 minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	D_{50}^{\min} (m)
0 – 0.30	0.30	0.20
0.30 – 0.62	0.40	0.25
0.62 – 1.20	0.45	0.30
1.20 – 1.80	0.55	0.40
1.80 – 2.40	0.70	0.45
2.40 – 3.00	0.80	0.55

D'après le tableau ci-dessus : $e = 0.40$ m et $D_{50}^{\min} = 0.25$ m

VI.4.6.2.2. Talus aval:

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

En ce qui concerne le talus aval il n'y a pas de méthodologies bien établies, étant d'ailleurs le choix de la solution une question de jugement du Consultant tenant compte de l'importance de l'ouvrage, du régime des pluies et des conditions locales.

Normalement on utilise l'une des deux solutions suivantes pour la protection du parement aval pour les barrages en remblai : protection avec une couche de Rip-Rap ou protection végétale, cette deuxième solution exigeant une manutention adéquate qui est difficile de garantir dans un climat comme celui de l'Algérie. Pour sa protection, on utilise l'enrochement de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,3m).

III.5.7. Etanchéité du barrage : [5]

III.5.7.1. Dimensionnement du masque en béton :

L'épaisseur de béton est calculée par la formule suivant :

$$e = 0,3 + 0,001 * H$$

Avec : H : hauteur de barrage égale 39,34 m

$$A.N : e = 0,3 + 0,001 * 39,34$$

Pour la sécurité on prend l'épaisseur de béton est $e = 0,5$ m

III.5.7.2. Dimensionnement du noyau :

- **La hauteur :**

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1$$

Avec : H_b : hauteur du barrage (m).

H_n : hauteur du noyau (m).

AN : $H_n = 39,34 - 1 = 38,34\text{m}$

$H_n = 38,34\text{m}$

- **La largeur en crête du noyau :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$L_{n,s} = \frac{1}{6} \cdot H_b$$

Donc on aura : $L_{n,s} = \frac{1}{6} * 39,34 = 6,56$

$L_{n,s} = 6,56\text{m}$

- **Les fruits des talus du noyau :**

Ils doivent être d'une telle sorte à vérifier la condition suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm}$$

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

b_{moy} : largeur moyenne du noyau

$$b_m = \frac{L_{n,s} + L_b}{2}$$

Avec : $L_{n,s}$: largeur en crête du noyau.

L_b : largeur en base du noyau.

ΔH : la charge d'eau.

$$\Delta H = H_1 - H_2$$

Avec : H_1 : Hauteur d'eau à l'amont correspond au NPHE, ($H_1 = 38,06$ m)

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval ($H_2 = 0\text{m}$).

Pour notre cas : **$I_{adm} = 1,5$**

On aura : $\frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \Leftrightarrow \frac{38,06}{b_{moy}} \leq 1,5 \Leftrightarrow b_{moy} > \frac{38,06}{1,5} = 25,37$

$b_{moy} = 25,4$ m

À partir de la formule de b_m on aura :

$$L_b = 2 * b_{moy} - L_{n,s}$$

AN : $L_b = 2 * 25,4 - 6,56 = 44,24\text{m}$

$L_b = 44,24\text{ m}$

De la formule ci-après on détermine les fruits de talus :

$$L_b = 2 * m * H_n + L_{n,s}$$

On aura : $m = \frac{L_b - L_{n,s}}{2 * H_n} = \frac{44,24 - 6,56}{2 * 38,34} = 0,491$

$m = 0,491$

- **La cote en crête du noyau :**

$NCN = C_{fond} + H_n = 994 + 38,34 = 1032,34\text{ m NGA}$

VI.5.7.3. Les drains : [6]

L'objectif fondamental de ses constructions est de contrôler l'évacuation du flux de filtration et réduire le volume des matériaux saturés du barrage, en augmentant ainsi la stabilité de l'ouvrage. Les conditions des drainages sont :

- ✓ Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté.
- ✓ Ne pas permettre l'effet de renard; c'est pourquoi, on doit avoir une ou plusieurs couches filtrantes.
- ✓ On doit contrôler son fonctionnement.

a) **Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme) :**

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation. Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued. Sa hauteur minimale est fonction du niveau d'eau dans le talus en aval et sa stabilité dépend des critères du concepteur. On peut calculer sa hauteur selon $(0.15 - 0.2) H$ où H est l'hauteur du barrage. La largeur du prisme dans sa partie supérieure (berme) doit être de 3 m pour qu'il puisse être placé et compacté avec les engins de compactage.

- **Hauteur :**

$$H_p = (0,15 \div 0,2) H_b$$

Avec : H_b : hauteur du barrage (39,34m).

On prend $H_p = 0.18 H_b$

$H_p = 7\text{m}$

- **Largeur en crête :**

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p$$

$$b_p = 7/3,5 = 2m$$

$$b_p = 2m$$

- **fruits de talus**

$$m_1 = (1 \div 1,75) \text{ on prend } m_1 = 1,5$$

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

b) Dimensionnement du drain tapis :

C'est le type de drainage le plus efficace pour la digue, car d'une part, on utilise moins de matériaux saturés, et d'autre part, il contrôle les filtrations de la retenue. Son inconvénient c'est qu'il existe une possibilité d'obstruction qui peut s'avérer très dangereuse. La sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur. Dans le dessin, on doit utiliser un facteur de sécurité plus élevé. Pour son dimensionnement on recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0.80$ m; par rapport aux matériaux à employer et du remblai on peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre. La longueur est déterminée par la formule suivante :

$$L_d = \frac{L_b}{3}$$

Avec : L_b : Longueur transversale du barrage ($L_b = 225$ m).

$$\text{Donc : } L_d = \frac{225}{3} = 75m$$

$$L_d = 75m$$

VI.5.7.4. Les filtres : [6]

La nécessité de placer des filtres entre des sols de granulométrie très différente est une pratique normale dans l'ingénierie. Les particules plus fines que le sol peuvent être entraînées par les forces de filtration et produire le phénomène de renard. Pour éviter ce phénomène, on protège le sol soumis au flux, dans ce cas, c'est la digue, avec des sols qui possèdent une granulométrie plus grossière pour éviter l'entraînement par les forces de filtration.

La conception des filtres, doit obéir aux conditions suivantes :

1. Ils doivent posséder une perméabilité plus élevée que le matériau à protéger, afin de servir de drain. Il est accepté dans la pratique que le matériau du filtre ait une perméabilité 100 fois plus élevée que celle du matériau à protéger.
2. Ils doivent être suffisamment fins pour éviter le phénomène de renard.
3. Le filtre ne doit pas être ni colmaté ni dégradé par entraînement de ses éléments.
4. Le matériau ne doit pas subir de modifications ou de dégradation dans le temps.

5. Ils ne doivent pas posséder plus de 5% de particules plus petites que le tamis 200 (0.074 mm) et ces dernières ne doivent pas être en plastique.

6. Pour éviter la dégradation du filtre, on accepte les particules de 5 cm (2 pouces) comme taille maximale.

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établis par BERTRAM (Université de Harvard), basés sur les conditions de TERZHAGHI, perfectionnés en suite par les travaux du Corps d'Ingénieurs de l'Armée et le Bureau de Réclamations des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984).

Les matériaux alluviaux (Tout Venant) peuvent être utilisés comme matériau pour le filtre dans les retenues collinaires et petit barrage avec la condition qu'ils remplissent la granulométrie du filtre proposé préalablement vérifié au moyen des calculs correspondants.

A partir des caractéristiques du Tout Venant avec des granulométries très variables et la granulométrie des filtres calculés, il est normal et nécessaire d'effectuer un processus de classification de ces matériaux avant de les utiliser comme filtres pour le barrage.

Critères de conception : [6]

$$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{85}^{sol}} \leq 4 \div 5 \text{ Condition de l'entraînement de particules fines par le phénomène de renard.}$$

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

$$\frac{D_{50}^{filtre}}{d_{50}^{sol}} < 25 \text{ Parallélisme des courbes granulométriques.}$$

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

Si on utilise un filtre de matériel naturel on peut atteindre un coefficient d'uniformité $\square 50$

Si le matériau à protéger est constitué, dans sa majeure partie, de graviers, les règles précédentes doivent être appliquées à la partie du matériau plus petite que la maille de 2.54 cm (1 pouce). La courbe granulométrique du filtre devra être proche de celle du matériau à protéger, pourvu que celle-ci ne soit pas très uniforme.

Dans le cas ou on emploie des tubes de drainage perforés, entourés de filtre, on doit remplir la

condition: $\frac{D_{85}^{filtre}}{D_{ouverture}} \geq 2$

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

$$K = 0,35 (D_{15})^2$$

Où: D_{15} , en mm

K obtenue en cm/s.

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont:

Couches horizontales de sables ----- 0,15 m

Couches horizontales de graviers ----- 0,30 m

Couches verticales ou inclinées ----- 1,00 m

Selon SHERARD (1984), les critères pour la conception de filtres en aval du noyau ou dans le drainage interne de la digue (filtres critiques) par rapport aux types de sols à protéger sont les suivants:

✓ **Limons sablonneux et argiles :**

Pour les limons sablonneux et les argiles avec une quantité significative du sable dont d_{85} soit entre 0.1 et 0,5 mm, le critère $D_{15} / d_{85} \leq 5$ s'avère conservateur et raisonnable. La plasticité du sol à protéger n'affecte pas les caractéristiques du filtre.

✓ **Argiles fines :**

Pour les argiles fines dont d_{85} soit entre 0.03 et 0.1 mm, un filtre en sable fin ou en sable grossier avec D_{15} moyen qui ne dépasse pas 0.5 mm, s'avère raisonnablement conservateur. La plasticité ou la dispersion de l'argile n'affecte pas la granulométrie requise.

✓ **Limons aux grains fins à faible cohésion :**

Pour les limons fins sans sable dont d_{85} soit entre 0.03 et 0,1 mm avec une faible plasticité (au dessus de la ligne A selon la classification de la SUCS) et avec une limite de liquidité inférieure à 30, il est nécessaire d'utiliser des filtres en sable grossier avec D_{15} moyen qui ne dépasse pas de 0,30 mm.

✓ **Sable grossier :**

Pour les sables grossiers proprement dits et avec une faible quantité de grains fines (non cohésifs), le critère $D_{15} / d_{85} \leq 5$ est acceptable.

VI.5. calcul du volume des différents matériaux :

Dans cette présente étude nous allons calculer le volume de différents matériaux pour la construction du barrage pour les différentes variantes proposées. Et en se basant sur ces volumes ainsi que les prix unitaires adoptés par l'agence nationale des barrages et des transferts, nous déterminerons les coûts des de chaque variante ce qui nous permettra de faire notre choix définitif.

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, on détermine la hauteur de la digue à l'aide de la formule suivante :

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

Avec : H_{bi} : hauteur du barrage à la coupe « i ».

N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

N_{pi} : Côte du pied du barrage dans la section « i ».

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

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} * H_{bi}$$

Avec : b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

B_{pi} : Largeur du pied du barrage au droit de la section « i »

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

Avec : m_1 et m_2 ; fruits de talus amont et aval respectivement.

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

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i$$

$$\text{Avec : } V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * d$$

Avec : V_i : volume de la digue à la coupe « i »

S_i : surface de la digue à la coupe « i »

S_{i+1} : surface de la digue à la coupe « i+1 »

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

VI.5.1. Barrage en enrochement avec masque en béton :

C'est un ouvrage intéressant et très stable car la résistance à la poussée de l'eau est assurée par le poids propre du massif, il supporte assez bien les tassements et sa fondation n'est soumise qu'à des pressions modérées; cependant c'est un ouvrage dont la réalisation est généralement coûteuse suite aux différentes opérations de désagrégation mécaniques des roches préexistantes ainsi que de leur mise en place pour le remblai.

VI.5.1.1. Les recharges :

Le tableau ci-dessous donne le volume des alluvions nécessaires à la réalisation de la digue.

Tableau VI.06 : volume des recharges (Alluvions).

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
A	0	502,68745	25	12567,18625
1	1005,3749			
2	3329,5335	3329,5335	25	83238,3375
3	4554,7097	4554,7097	25	113867,7425
4	5218,49	5218,49	25	130462,25
5	5218,49	5218,49	25	130462,25
6	4178,2487	4178,2487	25	104456,2175
7	3345,4905	3345,4905	25	83637,2625
8	1437,2296	1437,2296	25	35930,74
B	0	718,6148	25	17965,37
Volume Total (m ³)				712587,356

VI.5.1.2. Béton :

Le tableau suivant nous donne le volume du béton qui sera utilisé pour la réalisation du masque.

Tableau VI.07 : volume du béton.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
A	0	15,52475	25	388,11875
1	31,0495			
2	44,0825	44,0825	25	1102,0625
3	52,4395	52,4395	25	1310,9875
4	71,27	71,27	25	1781,75
5	71,27	71,27	25	1781,75
6	59,8271	59,8271	25	1495,6775
7	57,1519	57,1519	25	1428,7975
8	28,9057	28,9057	25	722,6425
B	0	14,45285	25	361,32125
Volume Total				10373,1075

VI.5.1.3. Produit asphaltique :

Le tableau ci-après récapitule les volumes du produit asphaltique.

Tableau VI.08 : volume du produit asphaltique.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
A	0	1,95	25	48,75
1	3,9			
2	5,7	5,7	25	142,5
		5,7	25	142,5
3	5,7	5,7	25	142,5
		5,7	25	142,5
4	5,7	5,7	25	142,5
		5,7	25	142,5
5	5,7	5,7	25	142,5
		5,7	25	142,5
6	5,7	4,8	25	120
		4,8	25	120
7	4,8	4,8	25	120
		4,8	25	120
8	4,8	2,4	25	60
		2,4	25	60
B	0			
Volume Total				1061,25

VI.5.1.4. : enrochement :

Le tableau ci-après récapitule les volumes d'enrochement.

Tableau VI.09 : volume du produit asphaltique.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
A	0	5,8122	25	145,305
1	11,6244			
2	30,5079	30,5079	25	762,6975
		35,0409	25	876,0225
3	35,0409	35,0481	25	876,2025
		35,0481	25	876,2025
4	35,0481	35,0481	25	876,2025
		28,6868	25	717,17
5	28,6868	23,194	25	579,85
		19,1993	25	479,9825
6	23,194	19,1993	25	479,9825
		9,59965	25	239,99125
7	19,1993	9,59965	25	239,99125
		9,59965	25	239,99125
8	9,59965	9,59965	25	239,99125
		9,59965	25	239,99125
B	0			
Volume Total				5553,42375

VI.5.2. Barrage zoné à noyau d'argile :

Le principal avantage de cette variante est que tous les matériaux nécessaires à sa confection sont disponibles à proximité du site du barrage ; cela permet d'une part de réduire significativement les dépenses liées aux engins de transport pour l'acheminement des matériaux, et d'autre part, la proximité de la zone d'emprunt permet de gagner énormément en temps en écourtant le délai de réalisation, on dira que la variante est très économique et pratique. Cependant la réalisation délicate des zones de transition et du filtre constitue une difficulté majeure dans la conception de l'ouvrage.

VI.5.2.1. Le Noyau :

Il est composé par une argile limoneuse protégé par un filtre des deux cotés. Le tableau suivant nous donne le volume de l'argile nécessaire pour sa réalisation.

Tableau VI.10 : volume du noyau.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
A	0			
		104,6894	25	2617,235
1	209,3788			
		668,3645	25	16709,1125
2	668,3645			
		1173,8154	25	29345,385
3	1173,8154			
		1173,8154	25	29345,385
4	1173,8154			
		901,7174	25	22542,935
5	901,7174			
		817,9241	25	20448,1025
6	817,9241			
		651,4153	25	16285,3825
7	651,4153			
		305,8259	25	7645,6475
8	305,8259			
		152,91295	25	3822,82375
B	0			
Volume Total				148762,009

Tableau VI.11 : volume du filtre du noyau.

N°	Si (m ²)	S _{mov} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
A	0			
		9,3598	25	233,995
1	18,7196			
		38,3807	25	959,5175
2	38,3807			
		47,85	25	1196,25
3	47,85			
		47,85	25	1196,25
4	47,85			
		45,7009	25	1142,5225
5	45,7009			
		43,1902	25	1079,755
6	43,1902			
		37,8115	25	945,2875
7	37,8115			
		23,8562	25	596,405
8	23,8562			
		11,9281	25	298,2025
B	0			
Volume Total				7648,185

VI.5.2.2. La recharge :

Elles sont constituées des tout-venants, récupérés après les excavations notamment celle de l'évacuateur de crues. Le tableau suivant montre le volume des recharges.

Tableau VI.12 : volumes des recharges.

N°	Si (m ²)	S _{mov} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
A	0			
		382,48735	25	9562,18375
1	764,9747			
		2656,3229	25	66408,0725
2	2656,3229			
		3462,8632	25	86571,58
3	3462,8632			
		3904,3531	25	97608,8275
4	3904,3531			
		3922,5773	25	98064,4325
5	3922,5773			
		3438,747	25	85968,675
6	3438,747			
		2763,5038	25	69087,595
7	2763,5038			
		1091,3171	25	27282,9275
8	1091,3171			
		545,65855	25	13641,46375
B	0			
Volume Total				554195,758

VI.5.2.3. protection en rip-rap :

Les tableaux suivants récapitulent les volumes des rip-rap nécessaire à la protection des talus.

Tableau VI.13 : volume de l'engrochement.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
A	0	16,87565	25	421,89125
1	33,7513			
2	58,5867	58,5867	25	1464,6675
		64,9612	25	1624,03
3	64,9612	70,2012	25	1755,03
		70,2012	25	1768,095
4	70,2012	70,7238	25	1721,6075
		68,8643	25	1585,0325
5	70,7238	63,4013	25	944,4425
		37,7777	25	472,22125
6	68,8643	18,88885	25	
7	63,4013			
8	37,7777			
B	0			
Volume Total				11757,0175

Tableau VI.14 : volume de gravier.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
A	0	8,8548	25	221,37
1	17,7096			
2	30,1319	30,1319	25	753,2975
		33,0555	25	826,3875
3	33,0555	35,2942	25	882,355
		35,2942	25	887,9075
4	35,2942	35,5163	25	873,4775
		34,9391	25	791,6225
5	35,5163	31,6649	25	500,7025
		20,0281	25	250,35125
6	34,9391	10,01405	25	
7	31,6649			
8	20,0281			
B	0			
Volume Total				5987,47125

Tableau VI.15 : volume de sable.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
A	0	8,8548	25	221,37
1	17,7096			
2	30,1319	30,1319	25	753,2975
3	33,0555	33,0555	25	826,3875
4	35,2942	35,2942	25	882,355
5	35,5163	35,5163	25	887,9075
6	34,9391	34,9391	25	873,4775
7	31,6649	31,6649	25	791,6225
8	20,0281	20,0281	25	500,7025
B	0	10,01405	25	250,35125
Volume Total				5987,47125

VI.5.2.4. Filtres et drains :

Les tableaux ci-après récapitulent les volumes des graviers et des sables utilisés pour les filtres, les drains et le tapis de drainage.

Tableau VI.16 : volume des graviers.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
A	0	0	25	0
1	0			
2	0	0	25	0
3	89,2299	89,2299	25	2230,7475
4	158,0437	158,0437	25	3951,0925
5	51,315	51,315	25	1282,875
6	0	0	25	0
7	0	0	25	0
8	0	0	25	0
B	0	0	25	0
Volume Total				7464,715

Tableau VI.17 : volume des sables.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
A	0			
1	0	0	25	0
2	0	0	25	0
3	161,1556	161,1556	25	4028,89
4	239,9656	239,9656	25	5999,14
5	65,7966	65,7966	25	1644,915
6	0	0	25	0
7	0	0	25	0
8	0	0	25	0
B	0	0	25	0
Volume Total				11672,945

VI.5.1.5. produit asphaltique :

Le tableau ci-après récapitule les volumes du produit asphaltique.

Tableau VI.18 : volume du produit asphaltique.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
A	0			
1	5,7	2,85	25	71,25
2	7,5	7,5	25	187,5
3	8,4	8,4	25	210
4	8,4	8,4	25	210
5	8,4	8,4	25	210
6	8,4	8,4	25	210
7	7,5	7,5	25	187,5
8	5,7	5,7	25	142,5
B	0	2,85	25	71,25
Volume Total				1500

VI.5.3. Barrage en béton (BCR):

VI.5.3.1. Béton :

Le tableau ci-après récapitule les volumes du béton.

Tableau VI.19 : volume de béton :

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
A	0	61,749	25	1543,725
1	123,498	501,8863	25	12547,1575
2	501,8863	721,9314	25	18048,285
3	721,9314	664,9314	25	16623,285
4	664,9314	601,0096	25	15025,24
5	601,0096	335,9875	25	8399,6875
6	335,9875	221,775	25	5544,375
7	221,775	76,5079	25	1912,6975
8	76,5079	38,25395	25	956,34875
B	0			
Volume Total				80600,8013

VI.5.3.2. Béton armé :

Le tableau ci-après récapitule le volume du béton armé.

Tableau VI.20 : volume de béton armé :

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
A	0	3,74815	25	93,70375
1	7,4963	16,5306	25	413,265
2	16,5306	19,4717	25	486,7925
3	19,4717	19,4717	25	486,7925
4	19,4717	17,4617	25	436,5425
5	17,4617	12,9646	25	324,115
6	12,9646	8,1761	25	204,4025
7	8,1761	4,1448	25	103,62
8	4,1448	2,0724	25	51,81
B	0			
Volume Total				2601,04375

VI.5.3.3. Produit asphaltique :

le volume du produit asphaltique est calculé directement en multipliant l'épaisseur de cette couche par sa largeur et la longueur en crete.

$$V=0,3*7,9*225=533,25 \text{ m}^3$$

VI.6. Estimation du coût des variantes :

Le tableau suivant donne le coût des différentes variantes étudiées.

Tableau VI.21 : les coûts des différentes variantes étudiées.

Variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût (DA)	Totale (million DA)
Masque	Recharge	712537,356	600	427522413,6	494,348989
	Enrochement (rip-rap)	5553,42375	1000	5553423,75	
	Béton	10373,1075	5600	58089402	
	Produit asphaltique	1061,25	3000	3183750	
Noyau	Noyau	148762,009	1000	148762009	532,69678
	Recharge (tout-venants)	554195,7575	600	332517454,5	
	Enrochement (rip-rap)	23731,96	1000	23731960	
	Filtres et drain	19321,13	1200	23185356	
	Produit asphaltique	1500	3000	4500000	
Beton	Béton	80600,30125	5600	451361687	468,647282
	Béton armé	2801,04375	14000	39214612	
	Produit asphaltique	533,25	3000	1599750	

Conclusion :

Parmi les trois solutions techniquement faisables (barrage poids en béton, digue en enrochement avec masque amont étanche et digue en enrochement avec noyau argileux) la solution du barrage à digue en enrochement avec un noyau central en argile a été écartée par manque de matériaux.

Le barrage poids en béton BCR a été retenu pour des raisons économiques.

Chapitre VII :
Conception détaillée
de la digue.

Introduction :

Après l'étude des variantes faite dans le chapitre précédent, nous avons opté pour la troisième variante à savoir barrage poids en béton (BCR).

Dans ce présent chapitre nous allons étudier la conception détaillées de la digue tout en mettant l'accent sur les recommandations de construction de BCR et l'étude de stabilité du corps de notre barrage.

VII.1.Recommandation de construction de la digue :

En fait le BCR est avant tout un béton destiné à constituer de grands massifs et mis en place à l'aide des engins des travaux publics généralement utilisés pour réaliser des remblais (barrages, fondations...).

VII.1.1.Définition du BCR

Le BCR est un matériau composé de granulats, d'eau et de liants hydraulique mis en place comme un remblai et compacté au rouleau.

Quelles que soient les caractéristiques du BCR il est mis en place par couches minces d'1,5 à 3m, superposées et les liaisons entre les couches jouent un rôle essentiel dans le comportement du massif.

VII.1.2.Les constituants du BCR : [7]

Le choix, puis la détermination des composants du BCR constituent une étape essentielle permettant d'obtenir des ouvrages de qualité. Les exigences du projet doivent tenir compte des possibilités offertes dans la région, à priorité à proximité immédiate.

VII.1.2.1.Les granulats :

Ces matériaux subissent des traitements pouvant aller d'un simple écrêtage jusqu'à une élaboration complète : classement, lavage, production d'éléments fins par broyage.

L'utilisation de matériaux roulés ou concassés de sources différentes, (sables, gravillons et cailloux, éléments fins...).

La taille de ces granulats varie entre 40 mm et 150 mm, cependant des granulats de diamètre inférieur à 5mm peuvent être utilisés pour remplir l'espace inter granulaire.

VII.1.2.2. Les liants

Il existe plusieurs types de liants :

- Ciment normalisé seul (du type de ceux utilisés pour les barrages en béton conventionnel) ;
- Ciment avec des additions par fois en quantité importantes (cendre volante, laitier moulu, pouzzolanes) ;
- Liant spécial BCR, fabriqué en usine à base de laitier, prêt à l'emploi.

VII.1.2.3. L'eau

L'analyse complète physico-chimique de l'eau qui sera utilisée pour le gâchage, doit être effectuée, suivant les normes en vigueur.

VII.1.2.4. Les adjuvants

On peut employer un retardateur de prise qui permet d'allonger le délai de maniabilité et donc d'assurer une meilleure liaison entre couches, il est recommandé de l'incorporer dans le liant.

VII.1.3. L'étanchéité du barrage : [7]

La préoccupation majeure en ce qui concerne les ouvrages constitués par des gros volumes de béton est la fissuration provoquée par la rétraction du béton due à la chaleur d'hydratation et le refroidissement postérieur.

Toutefois, pour empêcher l'écoulement d'eau à travers des joints, il faudra colloquer des joints « water-stops » tout le long de la section transversale du barrage.

Après le bétonnage et la cure du béton, les joints seront sellés par injection de coulis de ciment, ce qui apportera au barrage une stabilité à long terme concernant l'apparition de fissures induites par les joints non traités.

En cas de nécessité, des dents pourront être définis pour améliorer le comportement des joints en cas de mouvement relatif entre blocs.

VII.1.4. Les parements du barrage : [7]

Les parements d'un barrage en BCR ont pour principale fonction la protection du corps du barrage vis-à-vis des sollicitations extérieures. La pérennité de l'ouvrage dépend donc des qualités de leur conception et de leur réalisation.

VII.1.4.1. Le parement amont

Il constitue la surface de contact avec l'eau de la retenue. Pour remplir son rôle de protection, il doit être conçu pour résister aux actions agressives risque de contaminer, à moyen ou long terme le béton de masse du barrage.

Les barrages en BCR peuvent être classés en deux grandes catégories :

- ✓ Barrages pour les quels les fonctions étanchéité et stabilité sont toutes les deux assurées dans la masse du barrage ;
- ✓ Barrage avec écran étanche dans l'épaisseur du parement amont, pour lesquels les fonctions étanchéité et stabilité sont séparées.

Dans la première catégorie on peut classer les parements amont :

- En BCV mis en place en même temps que les couches de BCR du barrage ;
- Constitués d'éléments préfabriqués en BCV, sans joints étanches ;
- En BCR élaboré.

Dans la deuxième catégorie on peut les classer :

- En BCV de forte épaisseur, avec traitement aux joints de reprise ;
- D'une membrane d'étanchéité posée sur le parement amont, ou entre les éléments préfabriqués ;
- D'un mur amont en béton armé, avec joints water-stops, construits avant mise en place du BCR.

VII.1.4.2 Le parement aval

Le parement aval doit être conçu pour assurer la protection du béton de masse vis-à-vis des variations, souvent importantes, des conditions atmosphériques (vieillessement du béton en surface du aux cycles gel/dégel, à l'exposition au soleil, au vent, à la pluie, à la température,...) et du niveau du plan d'eau aval.

Les types de parements aval des barrages en BCR sont très variés, on peut citer :

- Parement aval en BCR brut, avec un surdosage en liant par rapport au BCR du corps du barrage ;
- Parement aval en BCV mis en place en même temps que les couches du BCR, avec coffrage provisoire ;
- Parements aval avec éléments en béton préfabriqués de divers types ;

Le choix entre un parement aval lisse ou en marche d'escalier se fait en fonction de plusieurs critères :

- ✓ Mode de construction ;
- ✓ Existence ou non d'un évacuateur de crue en marche d'escalier dans la zone déversant ;
- ✓ Modalité d'accès au parement.

VII.1.5.Mise en place : [7]

L'atelier classique de mise en place se compose d'un boteur servant au réglage, d'un compacteur lourd assurant le serrage final de la surface principale de la couche et d'un petit compacteur pour le serrage des bordures périmétrales. Une pelle équipée d'une lame spéciale est généralement utilisée lorsque les joints doivent être coupés. En fin un dispositif d'arrosage permet d'assurer la cure du matériau avant recouvrement par la couche suivante.

Conclusion

- A fin de minimiser la fissuration du béton par la chaleur d'hydratation, on devisera le corps du barrage en quinze blocs, avec une largeur de 15m chacun. Les blocs sont séparés par des joints transversaux, qui limitent le nombre et l'ouverture des fissures.
- Le mur amont sera en béton armé, avec joints water-stops, construits avant la mise en place du BCR.

VII.2.Actions

VII.2.1.Actions permanentes : [8]

- ✓ **Poids propre de la digue**

Le poids du barrage est représenté par une force verticale appliquée au centre de gravité. La densité du béton ou maçonnerie varie entre 2,2 et 2,4.

VII.2.2.Actions variables:[8]

a)Poussée de l'eau

Le barrage est soumis a la poussée de l'eau, c'est-à-dire a une pression variant linéairement avec la profondeur. La pression exerce une force perpendiculaire au parement amont, sa résultante comporte une stabilisatrice vers le bas quand le parement est incliné.

La densité d'une eau chargée en sédiment peut atteindre couramment 1.05 à 1.10 le niveau d'eau à prendre en compte est celui des plus hautes eaux lors de la crue de projet.

b) Sous pression sous la fondation

Il n'existe pas de matériaux totalement étanches, le corps du barrage et sa fondation sont sous l'effet de la différence de pression hydrostatique entre l'amont et l'aval soumis a des écoulements.

Pour un massif de fondation parfaitement homogène, la théorie montre que la sous-pression varie linéairement de l'amont vers l'aval.

c) Poussée des glaces

Cette action n'est à considérer sauf si l'environnement du barrage le justifie.

VII.2.3. Actions accidentelles : [8]

✓ Séisme

L'étude simple d'un effet sismique utilise un modèle pseudo-statique. Aux effets extérieurs habituels on ajoute :

- Une force horizontale vers l'aval appliquée au centre de gravité du barrage et proportionnelle au poids ;
- Une force verticale vers le haut proportionnelle au poids et correspondant aux accélérations verticales ;
- Un supplément de poussée hydrostatique ;

VII.2.4. Autres efforts : [8]

- Impact de corps flottants ;
- Précontraintes stabilisatrices ;
- Poids de l'eau déversant sur le parement aval, avec éventuellement une force centrifuge .

VII.3. Calcul de stabilité : [8]

Les méthodes utilisées pour les barrages –poids consistent à considérer un plot de barrage comme un bloc indéformable soumis à des combinaisons des actions décrites ci-dessus.

En analyse successivement la stabilité au glissement, la stabilité au renversement et la stabilité interne.

On utilise bien entendu la géométrie réelle du barrage pour calculer les différents coefficients de sécurité.

Les formules ci-après sont toutefois établies pour des hypothèses simplificatrices :

- Parement amont vertical ;
- Epaisseur en crête nulle ;
- Parement aval constant de fruit égal à 0,8

Trois cas de chargement sont considérés examinés :

- Conditions normales (retenue au niveau normale) ;
- Conditions exceptionnelles (avec une retenue au niveau des plus hautes eaux) ;
- Conditions extrêmes (séisme combiné avec une retenue normale).

Les calculs sont effectués sans pondérations des sollicitations.

Tableau VII-1 Coefficients de sécurité : [8]

	Conditions		
	Normales	exceptionnelles	extrêmes
Glissement	1.33	1.1	1.05
Renversement	1.5	1.25	1.1
Contrainte de compression	0.28 R _c	-	0.35 R _c

VII.4. Calcul des différentes charges : [8]

VII.4.1. Calcul des charges verticales

a) Poids propre du barrage

$$P_{pc} = \gamma_b S_{pc} b_p$$

Avec : P_{pc} : Poids propre du corps du barrage (tf)

γ_b : Poids volumique de béton (tf/m³)

S_{pc} : Aire du profil de déversoir (m²)

$$S_{pc} = (7,9 * 39,43) + (0,5 * 34,59^2 * 0,8) = 790,08 \text{ m}^2$$

$$P_{pc} = 2,4 * 790,08 * 1 = 1896,19$$

P_{pc} = 1896,19 tf

b) sous pression hydrostatique

• **Conditions normales**

Pour ce calcul on considère que l'épure des sous pressions est triangulaire c'est-à-dire que les sous pressions varient linéairement entre l'amont et l'aval.

$$SP_1 = \gamma_w S_{sp1} b_p$$

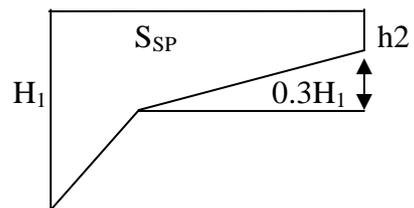
Avec :

γ_w : Poids volumique de l'eau (tf/m³) = [1tf/m³]

$$S_{sp1} = 350,64 \text{ m}^2$$

$$SP_1 = 1 * 350,64 * 1 = 350,64$$

SP₁ = 350,64 tf



- **Conditions exceptionnelles**

$$SP_2 = \gamma_w S_{sp2} b_P$$

Avec :

γ_w : Poids volumique de l'eau (tf/m³) = [1tf/m³]

$$S_{sp2} = 376,38 \text{ m}^2$$

$$SP_2 = 1 * 376,38 * 1 = 376,38$$

$$\mathbf{SP_2 = 376,38 \text{ tf}}$$

c) poids de la colonne d'eau aval

$$P_{ph}^{av} = \gamma_w S_h^{av} b_h = 1/2 \gamma_w h_{av}^2$$

Avec : h_{av} : Hauteur de la colonne d'eau aval = 1,5 m

$$P_{ph}^{av} = 1/2 * 1 * 1,5^2 = 1,125$$

$$\mathbf{P_{ph}^{av} = 1,125 \text{ tf}}$$

VII.4.2. Calcul des charges horizontales : [8]

a) Poussée hydrostatique à l'amont

- **Conditions normales**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$P_{h1}^{am} = 1/2 h_{NNR}^2 \gamma_w$$

$$P_{h1}^{am} = 1/2 * 35,06^2 * 1 = 614,6$$

$$\mathbf{P_{h1}^{am} = 614,6 \text{ tf}}$$

- **Conditions exceptionnelles**

$$P_{h2}^{am} = 1/2 h_{PHE}^2 \gamma_w$$

$$P_h^{am} = 1/2 * 37,56^2 * 1 = 724,28$$

$$\mathbf{P_{h2}^{am} = 724,28 \text{ tf}}$$

b) Poussée hydrostatique à l'aval

$$P_h^{av} = 1/2 h_{av}^2 \gamma_w$$

$$P_h^{av} = 1/2 * 1,5^2 * 1 = 1,125$$

$$\mathbf{P_h^{av} = 1,125 \text{ tf}}$$

c) Poussée des sédiments

$$P_s = 1/2 h_s^2 \gamma_s$$

Avec : h_s : hauteur des sédiments dans le barrage = NVM = 25.81 m

γ_s : poids volumique des sédiments = 0.7 tf

$$P_s = 1/2 * 25.81^2 * 0.7 = 233,15$$

$$\mathbf{P_s = 233,15 \text{ tf}}$$

VII.4.3. Calcul de la charge sismique : [8]

L'étude simple d'un effet sismique utilise un modèle pseudo-statique.

Aux effets extérieurs habituels, on ajoute :

a) Une force horizontale vers l'aval

Appliquée au centre de gravité du corps du barrage et proportionnelle au poids, le coefficient de proportionnalité \square varie de 0.1 à 0.2 selon la magnitude du séisme

Avec : F_h : Force horizontale provoquée par le séisme

$$F_h = \square P_{pc} = 0.15 * 1896,19 = 284,43$$

$$\mathbf{F_h = 284,43 \text{ tf}}$$

b) Une verticale vers le haut

Proportionnelle au poids du barrage et correspondant aux accélérations verticales.

$$F_v = \square P_{pc} = 0.15 * 1896,19 = 284,43$$

$$\mathbf{F_v = 284,43 \text{ tf}}$$

c) un supplément de poussée hydrostatique

L'effet de la mise en mouvement de l'eau de la retenue qui vient buter sur le barrage poids rigide a été étudié par plusieurs auteurs avec différentes hypothèses de géométrie, de déformabilité, la formule la plus simple est celle de Westergaad. Le supplément de poussée varie de façon parabolique depuis la surface de la retenue avec un coefficient de proportionnalité analogue a celui de la force horizontale.

$$\Delta P_{\text{eau}} = (7/8) \square_w \sqrt{h * (h - z)} * \square$$

Avec :

ΔP_{eau} : Supplément de poussée hydrostatique

h : Hauteur du barrage = 39,43 m

$$\Delta P_{\text{eau}} = 0.875 * 1 * 0.15 * \sqrt{34,56(34,56 - 23,54)} = 2,55$$

$$\Delta P_{\text{eau}} = 2,55 \text{ tf}$$

Tableau VII.2 Tableau récapitulatif des forces agissant sur le corps du barrage

Dénomination des forces	Désignation	Conditions normales	Conditions exceptionnelles
Sous pression hydrostatique	SP	350,64	376,38
Poids propre du corps	P _{PC}	1896,19	
Poids de la colonne d'eau aval	P _{ph} ^{av}	1,125	
Poussée hydrostatique à l'amont	P _h ^{am}	614,6	724,28
Poussée hydrostatique à l'aval	P _h ^{av}	1,125	
Poussée des sédiments	P _s	233,15	

Les différentes charges sont représentées sur la figure VII.1

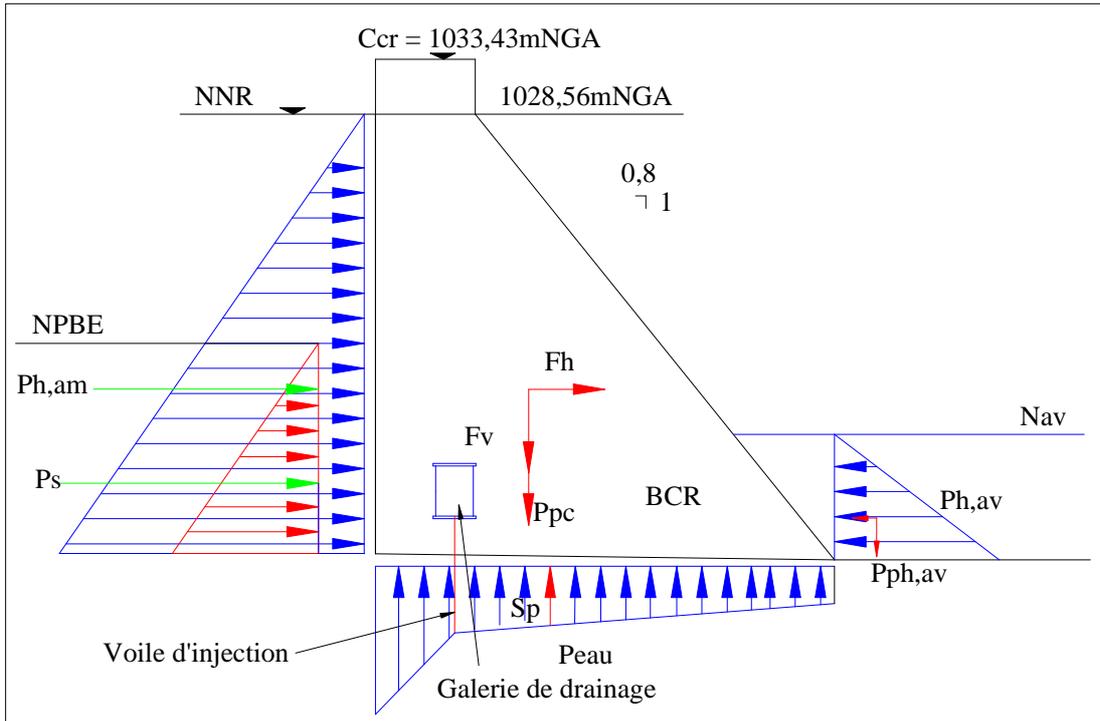


Figure VII.1 Différentes charges appliquées sur le barrage

VII.5. Stabilité au Glissement : [8]

Le phénomène à étudier correspond à un glissement du bloc supposé monolithique et indéformable sur la base [AB], sous l'action des forces verticales et horizontales, le bloc de hauteur h , de largeur unité voir la figure sur Auto Cad.

La stabilité au glissement est régie par la formule suivante :

$$\frac{\square F_v * \tan \alpha + C_s}{F_H} \geq K_{adm}$$

F_v : \square des charges verticales ;

F_H : \square des forces horizontales ;

\square : Angle de frottement pris généralement = 45° ;

K_{adm} : Coefficient de sécurité ;

C_s : Cohésion = 0.5 MPa

✓ Conditions normales

$$\square F_v = P_{PC} - SP + P_{ph}^{av}$$

$$\square F_v = 1896,19 - 350,64 + 1,125 = 1546,675$$

$$\square F_v = 1546,675 \text{ tf}$$

$$\square F_H = P_h^{am} + P_s - P_h^{av}$$

$$\square F_H = 614,6 + 233,15 - 1,125 = 846,625$$

$$\square F_H = \mathbf{846,625 \text{ tf}}$$

$$\rightarrow \frac{(1546,675*1)+0.5}{846,625} = 1,83 \geq K_{adm}=1.33$$

La Stabilité au glissement dans les conditions normales de la retenue est vérifiée.

✓ **Conditions exceptionnelles**

$$\square F_v = 1896,19 - 376,38 + 1,125 = 1520,935$$

$$\square F_v = \mathbf{1520,935 \text{ tf}}$$

$$\square F_H = 724,28 + 233,15 - 1,125 = 956,305$$

$$\square F_H = \mathbf{956,305 \text{ tf}}$$

$$\rightarrow \frac{(1520,935*1)+0.5}{956,305} = 1,56 \geq K_{adm}=1,1$$

La stabilité au glissement pour une retenue au niveau des plus hautes eaux est vérifiée.

✓ **Conditions extrêmes (cas d'un séisme)**

$$\square F_v = P_{PC} - SP + P_{ph}^{av} + F_v$$

$$\square F_v = 1896,19 - 350,64 + 1,125 + 284,43 = 1831,105$$

$$\square F_v = \mathbf{1831,105 \text{ tf}}$$

$$\square F_H = P_h^{am} + P_s - P_h^{av} + F_H + \Delta P_{eau}$$

$$\square F_H = 614,6 + 233,15 - 1,125 + 284,43 + 2,55 = 1132,605$$

$$\square F_H = \mathbf{1032,605 \text{ tf}}$$

$$\rightarrow \frac{(1831,105*1)+0.5}{1032,605} = 1,62 \geq K_{adm}=1,05$$

La stabilité au glissement dans des conditions extrêmes (présence d'un séisme) est vérifiée.

VII.6. Stabilité au renversement : [8]

On étudie la possibilité de basculement par Rapport au pied aval du barrage. Le coefficient de stabilité au renversement est défini comme le rapport du moment, par rapport au pied aval, des forces stabilisatrices MS sur le moment des forces motrices MR. Les moments sont exprimés en valeurs absolues.

$$\frac{MS}{MR} \geq K_{adm}$$

Avec : MS : moment des forces stabilisatrices

MR : moment des forces motrices ou renversantes

Les bras de levier sont calculés par rapport au point B au pied aval du barrage.

✓ **Conditions normales**

$$MS = P_{PC} * 2/3mh + P_h^{av} * 2/3 h_{av}/m$$

$$MS = (1896,19 * 21,03) + (1,125 * 12,5) = 39890,94$$

$$\mathbf{MS = 39890,94 \text{ tf m}}$$

$$MR = P_h^{am} * 1/3mh + SP * 2/3mh + P_s * 2/3 h_s$$

$$MR = (614,6 * 10,51) + (350,64 * 21,03) + (233,15 * 17,2) = 17843,59$$

$$\mathbf{MR = 17843,59 \text{ tf m}}$$

$$\rightarrow \frac{39890,94}{17843,59} = 2,24 \geq K_{adm} = 1,5$$

La Stabilité au renversement dans les conditions normales de la retenue est vérifiée.

✓ **Conditions exceptionnelles**

$$MS = P_{PC} * 2/3mh + P_h^{av} * 2/3 h_{av}/m$$

$$MS = (1896,19 * 21,03) + (1,125 * 12,5) = 39890,94$$

$$\mathbf{MS = 39890,94 \text{ tf m}}$$

$$MR = P_h^{am} * 1/3mh + SP * 2/3mh + P_s * 2/3 h_s$$

$$MR = (724,28 * 10,51) + (376,38 * 21,03) + (233,15 * 17,2) = 19537,63$$

$$\mathbf{MR = 19537,63 \text{ tf m}}$$

$$\rightarrow \frac{39890,94}{19537,63} = 2,04 \geq K_{adm} = 1,25$$

La stabilité au renversement pour une retenue au niveau des plus hautes eaux est vérifiée.

VII.6.3. Conditions extrêmes

$$MS = P_{PC} * 2/3mh + P_h^{av} * 2/3 h_{av}/m + F_v * 2/3mh$$

$$MS = (1896,19 * 21,03) + (1,125 * 12,5) + (284,43 * 21,03) = 45872,5$$

$$\mathbf{MS = 45872,5 \text{ tf m}}$$

$$MR = P_h^{am} * 1/3mh + (SP + \Delta P_{eau}) * 2/3mh + P_s * 2/3 h_s + F_H * 1/3mh$$

$$MR = (614,6 * 10,51) + ((350,64 + 2,55) * 21,03) + (233,15 * 17,2) + (284,43 * 10,51)$$

$$MR = 20886,57 \text{ tf m}$$

$$\rightarrow \frac{45872,5}{20889,57} = 2,2 \geq K_{adm}=1.1$$

La stabilité au renversement dans des conditions extrêmes (présence d'un séisme) est vérifiée.

Conclusion

D'après les calculs effectués ci-dessus, on constate que la stabilité du barrage au glissement et au renversement est assurée dans les différentes conditions.

VII.7.Calcul de Resistance : [8]

L'étude de contrainte régnant dans un barrage n'est envisageable qu'avec des méthodes numériques. Ce n'est qu'avec une géométrie simplifiée que les calculs sont partiellement faisables.

VII.7.1.Méthode de Pigeaud (1923) : [8]

La mécanique des milieux continus s'applique facilement à un profil de barrage triangulaire indéfini donc sans prise en compte des conditions aux limites près de la fondation.

Le massif n'est soumis qu'à l'action directe du poids du barrage représentant une force volumique $\gamma_b g$.

Les équations d'équilibre sont données par :

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} = 0$$

$$\frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = \gamma_b$$

Avec :

σ_y : Contrainte de cisaillement verticale (KPa)

σ_z : Contrainte de cisaillement horizontale (KPa)

τ_{yz} : Contrainte tangentielle (KPa)

γ_b : Poids volumique du béton

Les contraintes sont dans ce cas des fonctions linéaires en y et z

$$\sigma_y = a_1 y + b_1 z$$

$$\sigma_z = a_2 y + b_2 z$$

$$\tau_{yz} = (\gamma_b g - b_2) y - a_1 z$$

Les conditions aux limites sur les parements amont et aval sont :

- ✓ Contrainte tangentielle nulle ;
- ✓ Contrainte normale égale à la pression hydrostatique à l'amont et nulle à l'aval.

Ces conditions permettent de calculer les coefficients a_1 , a_2 , b_1 et b_2 , on obtient finalement :

$$\sigma_y = \gamma_b * g * z$$

$$\sigma_z = \left(\frac{2 * \gamma_w}{m^2} - \gamma_b \right) g y + \left(\gamma_b \frac{\gamma_w}{m^2} \right) g$$

$$\tau_{yz} = \frac{\delta g y}{m^2}$$

Avec : γ_b : Poids volumique du béton

γ_w : Poids volumique de l'eau

A.N : $\sigma_y = 2.4 * 9.81 * 35,06 = 825,45 \text{ KPa}$

$\sigma_y = 825,45 \text{ KPa}$

$$\sigma_z = \left(\frac{2 * 1}{0.8^2} - 2.4 \right) 9.81 * 36,35 + \left(2.4 \frac{1}{0.8^2} \right) 9.81 * 39,43 = 1709,06$$

$\sigma_z = 1709,06 \text{ KPa}$

$$\tau_{yz} = \frac{1 * 9.81 * 36,35}{0.8^2} = 531,03$$

$\tau_{yz} = 557,18 \text{ KPa}$

VII.7.2.Méthode de la résistance des matériaux : [8]

On considère une section horizontale du barrage. Cette section est soumise à un effort normal de compression **N** et un moment fléchissant **Mg** par rapport au milieu de la section. Le moment Mg est compté positivement s'il tend à comprimer le point aval de la section. Mg est lié au moment Ma exprime par rapport au point aval par la relation :

$$Mg = Ma + \frac{e * N}{2}$$

e : longueur amont-aval de la section

Cette formule suppose Ma positif dans le sens d'un basculement amont-aval.

En étudiant une tranche de 1 m, les formules classiques de la résistance des matériaux donnent pour les contraintes verticales :

$$\sigma_z \text{ (amont)} = \frac{N}{e} - \frac{6Mg}{e^2}$$

$$\sigma_z \text{ (aval)} = \frac{N}{e} + \frac{6Mg}{e^2}$$

Avec le profil triangulaire simple et une hauteur Z à partir de l'amont, on a :

$$e = mZ$$

$$N = \frac{\gamma b g Z^2}{2}$$

$$Mg = \frac{Ne}{6} + \frac{\gamma w g Z^3}{6}$$

$$\sigma_z \text{ (amont)} = \left(\gamma b - \frac{\delta}{m^2} \right) gZ$$

$$\sigma_z \text{ (aval)} = \frac{\gamma b g Z}{m^2}$$

A.N

$$e = 0.8 * 39,43 = 31,54$$

$$N = \frac{0.8 * 2.4 * 9.81 * 39,43^2}{2} = 14641,78$$

$$\mathbf{N = 14641,78 \text{ KN.}}$$

$$Mg = \frac{14641,78 * 31,54}{6} + \frac{1 * 9.81 * 39,43^3}{6} = 153933,92$$

$$\mathbf{Mg = 153933,92 \text{ KN.m}}$$

$$\sigma_z \text{ (amont)} = \left(2.4 - \frac{1}{0.8^2} \right) 9.81 * 39,43 = 323,95 \text{ KPa}$$

$$\mathbf{\sigma_z \text{ (amont)} = 323,95 \text{ KPa}}$$

$$\sigma_z \text{ (aval)} = \frac{2.4 * 9.81 * 39,43}{0.8^2} = 1450,53$$

$$\mathbf{\sigma_z \text{ (aval)} = 1450,53 \text{ KPa}}$$

VII.7.3. Vérification de la condition de Maurice Levy : [8]

A la suite de la rupture du barrage Bouzey (France), M. Levy s'intéressé aux conditions de propagation des fissures depuis le parement amont. Il fait remarquer que la condition $\sigma_z \text{ (amont)} \geq 0$ n'est pas suffisante. Dès l'apparition d'une fissure quelle qu'en soit l'origine (effet thermique, retrait), la pression hydrostatique s'applique sur ses deux

lèvres, ce qui diminue la valeur de σz Et permet à la fissure de se propager encore plus à l'aval.

Alors M. Levy propose le critère de stabilité suivant :

$$\sigma z \text{ (amont)} \geq \text{Pression hydrostatique amont}$$

Cette condition, assure que la fissure se referme pour un profil triangulaire, rempli jusqu'au sommet, elle s'écrit :

$$\left(\gamma b - \frac{\gamma_w}{m^2} \right) g Z \geq \gamma_w g z$$

Soit encore :

$$m \geq \sqrt{\frac{\gamma_w}{\gamma b - \gamma_w}} = 0.845$$

Avec cette forme, la condition de M. Levy est très pénalisante. Elle est de fait strictement respectée par très peu de barrage.

On se contente généralement de vérifier que le taux de satisfaction de la condition de M.

Levy n'est pas trop faible :

$$r = \frac{\sigma z}{\text{pression hydro amont}} = \frac{\gamma b}{\gamma_w} - \frac{1}{m^2}$$

A.N

$$r = \frac{2.4}{1} - \frac{1}{0.80^2} = 0.83$$

$$\mathbf{r = 0.83}$$

Conclusion :

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissibles avec et sans séisme.

Donc la stabilité de notre digue est assurée.

Chapitre VIII :

Organisation de

chantier.

Introduction

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir les travaux d'exécution dans des meilleures conditions que possible. Elle consiste aussi à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Une reconnaissance meilleure du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché. Donc une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne soit pas onéreux.

Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais pour se faire, et quelques que soient les problèmes rencontrés, il est impératif d'avoir une connaissance exacte de l'organisation de chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- ✓ Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement.
- ✓ Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée.
- ✓ Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopte une mécanisation de plus en plus poussée.
- ✓ Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient.
- ✓ Une économie : synchronisation et réduction des travaux.

Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions.

VIII.1. Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.1 : symboles des opérations et leurs durées.

Travaux	Opérations	Durée (mois)
Travaux routiers	A	3
Installation du chantier	B	2
Dérivation provisoire	C	9
Fondation du barrage	D	5
Construction des zones industrielles	E	3
Bétonnage du corps(BCR)	F	6
Vidange de fond et prise d'eau	G	4
Evacuateur de crue	H	7
Voiles d'étanchéité et de drainage	I	7
Travaux de Finition	J	3

VIII.2. Détermination du chemin critique

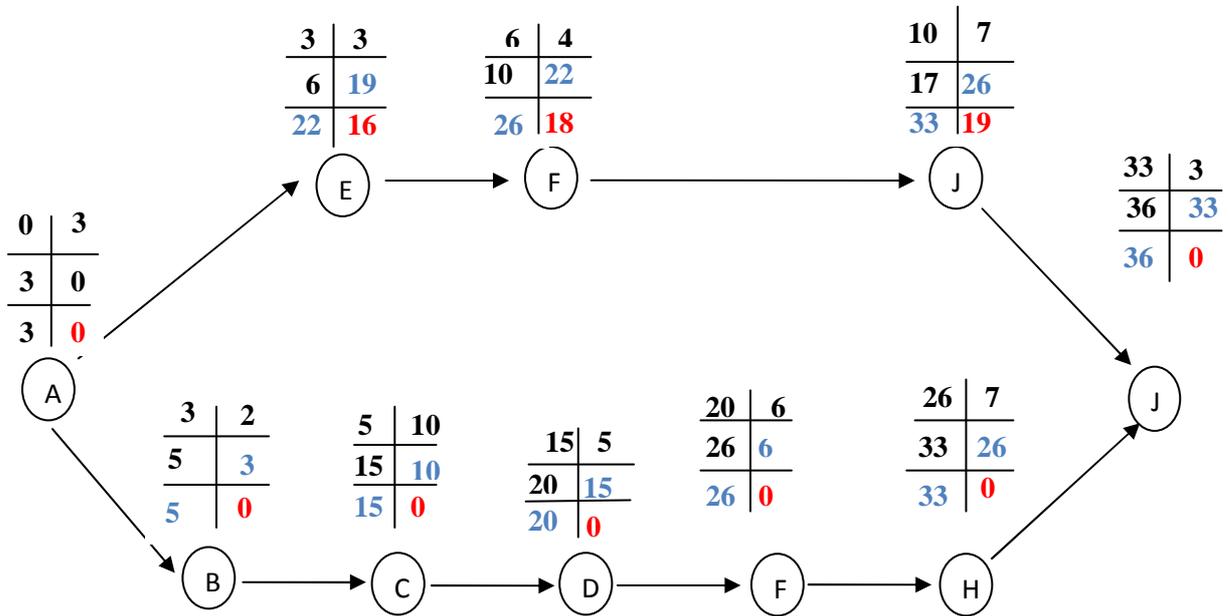
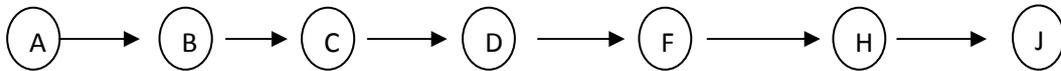


Figure VIII.1: Réseau à nœuds.

Le chemin critique est :



Le temps nécessaire pour la réalisation du barrage est environs 36 mois

Le chemin critique est : **A-B-C-D-E-F-H-J.**

CONCLUSION

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Chapitre IX :
Protection et sécurité
du travail.

Introduction :

Chaque année se produisent dans le monde des millions d'accidents du travail. Certains sont mortels, d'autres ont pour suite une incapacité permanente, totale ou partielle.

Tous les accidents sont cause de souffrances pour la victime; beaucoup plongent la famille de celle-ci dans l'angoisse; beaucoup, lorsqu'ils sont mortels ou qu'ils ont pour conséquence une incapacité permanente, peuvent avoir des effets catastrophiques sur la vie familiale.

Certes, des progrès ont été réalisés, mais la sécurité du travail reste aujourd'hui un très grand sujet de préoccupation.

L'objet sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier, il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes et de règlements dits « de sécurité », leur utilisation est incontestable.

La lutte contre les accidents est essentiellement une œuvre de solidarité humaine, réunissant tous ceux qui, du manœuvre au chef de l'entreprise, participent à la production. Convaincre, enseigner, exploiter intelligemment ce bon sens qui est la chose du monde la mieux protégée, voilà en fait tout le secret.

IX.1. Contrôle et entretien du matériel

Les engins ne peuvent être utilisés sur le site qu'avec le bon de mise en service qui sera émis à la suite du contrôle mécanique les engins utilisés doivent passer le contrôle journalier et son résultat sera enregistré dans le rapport journalier.

Les engins doivent être au contrôle périodique et son résultat sera enregistré dans le carnet d'entretien.

Les échafaudages, plate forme, passerelle, boisage, cintre, coffrage, soutènement, et toute autre installation. les gardes corps, rampes, filets, ceintures de sécurité et toute autre dispositif de sécurité, les chaînes câbles aux cordages, les échelles ainsi que matériel et engins de toute nature mis par les chefs d'établissement à la disposition des travailleurs sont des risques auxquels les travailleurs sont exposés et ils doivent faire attention.

Les installations, les dispositifs les matériels ou les engins utilisés doivent avoir notamment une résistance suffisante pour supporté les charges et les efforts auxquels ils sont soumis.

En outre, la stabilité des installations et des engins de toute nature mis en œuvres sur des chantiers doit être assuré d'une manière efficace.

IX.2. Principales fonctions du service de sécurité :

Les principales fonctions du service de sécurité sont résumées comme suit :

IX.2.1. Etudes :

- ✓ Participation au Comité d'hygiène et de sécurité.
- ✓ Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
- ✓ Suggestions du Personnel.
- ✓ Statistique : élaboration et commentaire.

IX.2.2. Exécution :

- ✓ Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
- ✓ Réalisations pratiques des suggestions et des études.

IX.2.3. Contrôle :

- ✓ Enquêtes à la suite des accidents.
- ✓ Inspections des installations.
- ✓ Visites périodiques effectuées par les organismes.
- ✓ Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

IX.2.4. Animation :

- ✓ Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
- ✓ Equipes de secours.
- ✓ Formation spéciale concernant certaines professions.

IX.2.5. fonctions humaines :

a) Sociale :

- ✓ Renseignements.
- ✓ Conseils.

b) Physiologique :

- ✓ Etude physiologique du travail.
- ✓ Affectation et mouvement de la main-d'œuvre suivant l'avis du médecin du travail et en collaboration avec le service du personnel.

c) Psychologique :

- ✓ Relations publiques intérieures de l'entreprise.
- ✓ Journal d'entreprise.
- ✓ Accueil des nouveaux embauchés.
- ✓ Développer l'esprit de sécurité.
- ✓ Causeries et expositions.

IX.3. Causes des accidents de travail :

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

IX.3.1. Causes humaines :

Ces facteurs concernent les actions dangereuses dans le travail dues au comportement de nature humaine qui nécessite dans certains cas l'intervention d'un médecin et d'un psychologue tel que :

- ✓ La négligence des travailleurs.

- ✓ La fatigue excessive.
- ✓ La distraction.
- ✓ Les gestes néfastes.
- ✓ Inaptitude mentale ou physique.
- ✓ Adoption de la solution de facilité.
- ✓ Manque de concentration.
- ✓ L'agitation.
- ✓ La nervosité.

IX.3.2.Causes techniques :

Les causes d'accidents d'origine matérielle évoluent généralement pendant l'exécution des travaux. Elles proviennent :

- ✓ Des mauvaises conditions de travail.
- ✓ De l'encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- ✓ Des outils et engins utilisés (implantation, entretien).
- ✓ Des conditions d'hygiène et de sécurité (ventilation, production).

IX.4.Causes des maladies professionnelles :

IX.4.1.Les poussières :

Par son inhalation, la poussière est l'un des facteurs qui cause le plus de maladies graves. Parmi ces maladies nous pouvons citer la silicose due aux poussières de silicium qui est l'une des plus graves et des plus fréquentes des maladies professionnelles, notons également l'asbestose due aux poussières d'amiante, ainsi que la sidérose due aux poussières d'oxyde de fer.

Ces maladies se traduisent par un certain nombre de symptômes tels que :

Dyspnée : au début difficulté de respirer, c'est une dyspnée d'effort, puis cela aboutit à une insuffisance respiratoire plus importante.

L'hémoptysie : expectoration sanglante avec risque de tuberculose.

IX.4.2.Le bruit :

Les surdités professionnelles surviennent par traumatismes sonores dues à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieur à une seconde et aigue, c'est une surdité de perception parce qu'elle se situe au niveau de l'oreille interne.

Nous pouvons citer comme exemple le marteau piqueur qui donne une surdité de perception avec une notion à clarifier : une durée minimale d'exposition de deux années, provoque déficit Audi-métrique bilatéral par lésions cochléaire irréversible, c'est-à-dire ne s'aggravant plus après cessation d'exposition aux risques, le marteau piqueur donne également des tendinites aux niveaux des coudes et des poignets par microtraumatismes dus aux vibrations.

IX.5.Actions dangereuses :

- ✓ Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- ✓ Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- ✓ Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- ✓ Neutraliser les dispositifs de sécurité.
- ✓ Imprudence durant le travail, surtout lors des opérations de stockage et manutention.
- ✓ Adopter une position peu sûre.
- ✓ Travailler dans une altitude inappropriée.
- ✓ Suivre un rythme de travail inadapté.
- ✓ Plaisanter et manque de concentration.
- ✓ Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin.
- ✓ Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.

Méthode et moyens de prévention :

- ✓ Demander l'autorisation d'agir et avertir.
- ✓ La protection individuelle est obligatoire.
- ✓ Développer l'esprit de sécurité et d'hygiène.
- ✓ L'intervention à une meilleure utilisation.
- ✓ Veiller à une meilleure utilisation.
- ✓ Eviter toute cadence de travail supérieure à la normale.
- ✓ Veiller à être toujours concentré lors du travail notamment lors de manipulation des engins dangereux.

IX.6.Conditions dangereuses dans le chantier :

- ✓ Installation non protégée ou mal protégée.
- ✓ Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- ✓ Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- ✓ Protection individuelle inexistante.
- ✓ Défauts dans la construction.
- ✓ Eclairage défectueux.
- ✓ Facteur d'ambiance impropre.
- ✓ Conditions climatiques défavorables.
- ✓ Mauvaise disposition des lieux.

Methode et moyens de prévention :

- ✓ La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés. En essayant d'assurer les points suivants :
- ✓ Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- ✓ Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- ✓ Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors danger.
- ✓ Les abris doivent être aérés et chauffés.
- ✓ Assurer une protection individuelle.
- ✓ Assurer un entretien continu.
- ✓ Assurer un stockage rationnel.

IX.7.moyens employés pour promouvoir la sécurité de travail :

On peut classer de la façon suivante les différents moyens généralement employés pour promouvoir la sécurité du travail:

➤ **L'action législative et réglementaire :**

C'est-à-dire l'adoption de dispositions obligatoires sur les conditions générales de travail, la construction, l'entretien, l'inspection, les essais et l'utilisation du matériel et de l'outillage industriels, les devoirs des employeurs et des travailleurs, la formation professionnelle, la surveillance médicale, les premiers soins, ... etc.

➤ **la normalisation :**

C'est-à-dire l'établissement de normes, officielles ou non, relatives à la construction du matériel et de l'outillage industriels, aux règles de sécurité et d'hygiène, aux moyens de protection individuelle, ... etc.

➤ **L'inspection :**

C'est-à-dire le contrôle de l'application des dispositions obligatoires.

➤ **La recherche technique :**

c'est-à-dire l'étude des dispositifs de protection des machines, des méthodes de prévention des explosions, des matériaux et des modèles les meilleurs pour l'équipement et l'outillage industriels, la recherche de substances de remplacement des substances nocives, ... etc.

➤ **La recherche médicale :**

C'est-à-dire l'étude des effets physiologiques et pathologiques du milieu et des techniques utilisées, des particularités constitutionnelles qui prédisposent l'individu aux accidents, ... etc.

➤ **La recherche psychologique :**

C'est-à-dire l'étude des particularités psychologiques qui prédisposent l'individu aux accidents.

➤ **La recherche statistique :**

Elle permet d'établir le nombre, la nature et les causes des accidents, les catégories de personnes qu'ils touchent, les opérations au cours desquelles ils surviennent, ... etc.

➤ **L'éducation :**

C'est-à-dire l'enseignement de la sécurité dans les écoles techniques et professionnelles, les cours pour apprentis, ... etc.

➤ **La formation :**

C'est-à-dire l'enseignement pratique de la sécurité aux travailleurs, et surtout aux travailleurs débutants.

➤ **La persuasion :**

C'est-à-dire l'emploi de diverses méthodes de propagande et d'appel aux intéressés, pour faire naître «l'esprit de sécurité».

➤ **Les avantages financiers accordés par les assurances pour promouvoir la prévention :**

Par exemple la réduction des primes pour les entreprises qui prennent de bonnes mesures de sécurité.

➤ **L'action de prévention dans l'entreprise :**

En dernière analyse, la valeur de ces divers moyens dépend dans une large mesure de l'efficacité des dispositions adoptées par l'entreprise. C'est dans l'entreprise, en effet, que se produisent les accidents: leur nombre et leur nature seront souvent en étroit rapport avec la conscience plus ou moins poussée qu'auront, de l'importance de la sécurité du travail, toutes les personnes qui y sont occupées.

Comme l'indique cette liste, la prévention des accidents exige la collaboration de toutes sortes de gens ; détenteurs du pouvoir législatif et réglementaire, fonctionnaires, ingénieurs et techniciens, médecins, psychologues, statisticiens, enseignants, et celle, bien entendu, des employeurs et des travailleurs eux-mêmes.

IX.8. le coût des accidents de travail :

Il convient de préciser ce que l'on entend par «coût global des accidents», car, si de nombreux éléments de ce coût peuvent être aisément chiffrés, d'autres sont beaucoup moins faciles à cerner. Certains auteurs distinguent les coûts directs et les coûts indirects, ou encore le coût «subjectif» (préjudice subi par la victime et sa famille considéré relativement à la valeur intangible de la vie humaine et de la santé) et le coût pour l'économie (frais médicaux, perte de production, dégâts matériels, frais administratifs, etc.).

En raison même de la multiplicité des éléments qui entrent en jeu, il semble qu'il n'y ait guère d'accord sur ce que sont exactement les coûts indirects des accidents. La liste ci-après

nous donne les principaux paramètres qui entrent en jeu dans le calcul du coût de l'accident de travail :

- Coût du temps perdu par la victime de l'accident.
- Coût du temps perdu par les autres salariés qui ont interrompu leur travail:
 - ✓ Par curiosité.
 - ✓ Par amitié pour la victime.
 - ✓ Pour porter secours à la victime.
 - ✓ Pour d'autres raisons.
- Coût du temps perdu par les agents de maîtrise, les chefs de service et autres cadres:
 - ✓ Pour venir en aide à la victime;
 - ✓ Pour rechercher les causes de l'accident;
 - ✓ Pour faire reprendre le travail de la victime par un autre salarié;
 - ✓ Pour trouver un autre salarié qui puisse remplacer la victime, le former ou le mettre au courant;
 - ✓ Pour établir le rapport d'accident ou répondre aux convocations des agents de l'autorité publique.
- Coût du temps des secouristes et du personnel des services hospitaliers, lorsque ce coût n'est pas pris en charge par une compagnie d'assurances.
- Dommages subis par les machines, l'outillage ou d'autres biens, perte de matières ou de fournitures.
- Coûts qu'entraîne la désorganisation de la production, les retards de livraison, la perte des bonus d'assurance, le paiement des dommages intérêts.
- Coût supporté par l'employeur au titre des régimes de prestations.
- Coût de la baisse de productivité de la victime à son retour au travail relativement au salaire (le salarié est payé intégralement même si les services qu'il peut fournir avant d'être complètement rétabli n'atteignent peut-être que la moitié de leur valeur normale)
- Manque à gagner sur la productivité de la victime et de l'équipement (moins bien utilisé).
- Coût dû à l'agitation causée par l'accident ou à rabatement qui peut lui succéder.
- Coût afférent aux frais généraux (les frais de loyer, de chauffage, d'éclairage, etc. continuent à courir alors que la victime n'est plus productive).

Conclusion :

La sécurité du travail est examinée clairement et simplement afin de palier aux difficultés qui entravent le bon fonctionnement des travaux, et afin d'assurer l'économie attendue d'une construction pareille.

Il est à noter que la protection et la sécurité de travail est la responsabilité de toute personne ayant un lien avec le chantier et le projet, du cadre jusqu'à l'ouvrier.

Conclusion générale :

La willaya de LAGHOUAT est une région dont la construction d'un barrage tels que SEKLAFa sur oued M'Zi viendra fortifier et favoriser le développement du secteur de l'agriculture et assurer l'approvisionnement en eau des populations, ce qui permettra de les maintenir en leur assurant des réelles possibilités de développement afin d'améliorer la production agricole.

Dans le cadre de notre projet intitulé étude d'avant projet détaillé de la digue du barrage de SEKLAFa, nous avons fait : une étude du site, une étude des caractéristiques topographiques, une étude géologique et géotechnique, une étude hydrologique du bassin versant et de la cuvette, une étude de choix de la variante de la digue tout en vérifiant sa stabilité et nous avons terminé par l'organisation de chantier et sécurité de travail.

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de notre étude nous ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- ❖ La construction du barrage de SEKLAFa est réalisable et n'implique aucune difficulté technique particulière. De plus, le choix d'un barrage du type "barrage poids en BCR" s'est avéré économique et permet l'utilisation exclusive de matériaux disponibles in situ, ce qui permettra un emploi intensif de main-d'œuvre locale.
- ❖ Grâce à la capacité de sa retenue, le barrage peut assurer la pérennité de l'alimentation en eau, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres, l'intensification et la diversification des cultures, l'amélioration de la production, et le développement des industries induites.
- ❖ En plus, le barrage peut satisfaire à long terme les besoins en eau de la population et de l'agriculture sur l'ensemble de la vallée. Il garantit dans le fleuve un débit minimum sanitaire nécessaire pour prélever de l'eau d'une qualité acceptable, sans contamination excessive par des eaux usées, améliorant ainsi la santé publique par la réduction de l'incidence des maladies hydriques notamment celles liées au manque d'eau et à son impureté.
- ❖ Le projet du barrage de SEKLAFa est considéré comme un investissement primordial pour le pays, puisqu'il permettrait d'assurer les ressources hydriques nécessaires pour la survie des communautés humaines et pour la protection des terres agricoles de la région de LAGHOUAT.

En fin, On peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude et l'exécution d'un barrage en BCR tout en se basant sur les théories acquises tout au long de notre cursus universitaire. Et on souhaite que ce travail représente vraiment les efforts qu'on a mis à disposition pour l'effectuer.

Références bibliographiques :

- [01] : B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004.
- [02] : B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI : introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.
- [03] : CIGB : Choix de la crue de projet ; méthodes actuelles. Bulletin 82. 1984.
- [04] : B. TOUAIBIA : Polycopie de cours de régularisation des débits ; les retenues. ENSH Blida. Janvier 2001.
- [05] : GERARD DEGOUTTE : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemagref. France. 1977.
- [06] : R.BERNARDO et L.SANTOS : manuel de conception et projet typiques des digues en terre ; procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages. A.N.B.T Alger. Avril 2004.
- [07] : PROJET NATIONAL BaCaRa 1988-1996 : Le béton compacté au rouleau, Les barrages en BCR, Presses de l'école nationale des ponts et chaussées. France 1996.
- [08] : PATRICK LE DELLIOU : Les barrages : conception et maintenance, nouvelle édition, ENTPE collection, Presses universitaire de LYON, France 2007

ANNEXE

I

Caractéristiques géométriques :

En utilisant le logiciel AUTO-CAD sur la carte d'état major de SEKLAFA, on la surface du bassin versant « S », le périmètre du bassin versant « P » et la longueur du talweg principal « L ».

Caractéristiques hydro-morphologiques :

- ✓ **Indice de forme « Gravilius »:** [1]

$$K_c = \frac{P}{2\Pi\sqrt{\frac{S}{\Pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\Pi S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

-si $K_c > 1.128 \Rightarrow$ bassin allongé

- ✓ **Coefficient d'allongement :** [1] $C_a = \frac{L^2}{S}$

- ✓ **Rectangle équivalent ou Rectangle de Gravelius :** [1]

$$L_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right]$$

$$l_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right]$$

Caractéristiques hypsométriques du bassin versant:[1]

- a) **Détermination des altitudes :** [1]

- ✓ **L'altitude moyenne :** $H_{moy} = \frac{\sum_i^n S_i H_i}{S}$ avec $H_i = \frac{H_{n-1} + H_n}{2}$

- ✓ **Altitude médiane :**

L'altitude médiane correspond à celle lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique.

- b) **Les indices :** [1]

- ✓ **Indices de pente de ROCHE I_p :** $I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_1^n \sqrt{S_i D_i}$

- ✓ **Indice de pente globale I_g :** $I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L}$

- ✓ **Pente moyenne du bassin versant I_m :** $I_m = \frac{\Delta H (0.5l_1 + l_2 + \dots + 0.5l_n)}{S}$

- ✓ **Indice de pente moyenne I_{pm} :** $I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L}$

- ✓ **Dénivelée spécifique :** $D_s = I_g \sqrt{S}$

Caractéristiques hydrographiques de bassin versant :

Densité de drainage : [1] $D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S}$

Densité du thalweg élémentaire: [1] $F_1 = \frac{N_1}{S}$

Coefficient de torrentialité : [1] $C_t = D_d * F_1$

La longueur moyenne des versants : [1] $L_i = \frac{L}{2D_d}$

La pente moyenne de cours d'eau principal : [1] $I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L}$

Temps de concentration du bassin versant t_c : [1]

Formule de GIANDOTTI (1937) : $t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$

Vitesse de ruissellement : [1] $V_r = \frac{L}{t_c}$

Tableau I.1 : Précipitations maximales journalières de la station de SEKLAFa.

année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avr	Mai	juin	juil	aoû	max
1971	0,0	4,0	36,0	6,5	5,4	8,6	29,1	5,0	5,1	7,4	7,8	2,5	36,0
1972	8,1	12,8	19,4	1,1	1,1	2,3	3,7	15,6	2,5	11,9	0,4	0,9	19,4
1973	6,1	0,7	10,9	12,2	0,5	7,3	23,8	12,2	4,8	22,5	4,2	0	23,8
1974	3,1	4,6	3,9	0,4	0,5	6	25,1	16,5	4,1	13,9	3,2	1,5	25,1
1975	0	3,6	6,6	5,1	1,9	5,7	22,5	3,5	10,8	23,5	15,7	11,5	23,5
1976	18	18	8,4	6,2	8,1	1,7	3,4	0,1	14,5	0	0	8,4	18
1977	5,6	1,8	27	0,4	3,6	0	0	8,8	4,3	8,6	0	0	27
1978	6,5	30,7	0	0,7	38	3	3,2	2	1,9	5,6	0	0	38
1979	33,2	5,2	0	3,6	5	16,2	25,1	7,9	2,6	0	0	0	33,2
1980	11,3	0	53,8	0	0	5,4	4,5	16,6	0	14	0	0	53,8
1981	0	8,1	16,6	3,9	6,4	5,5	2	39,3	3,5	0	0	0	39,3
1982	0	1,6	2,4	0	0	3,2	0	11,6	4,9	2,4	2,8	2,3	11,6
1983	0	7,6	3,1	1,2	5,9	5,3	5,7	7,4	8,1	2	2,2	0	8,1
1984	0	4,5	1,5	0,7	13,7	0	1,5	0	15,2	0	1	0,7	15,2
1985	0	1,7	19,0	5,5	14,9	7,2	84	1,1	7,5	0	0	7,5	84
1986	3,5	17,3	32,8	1,5	10,8	1,5	6,5	10,7	0	0	1,5	0,5	32,8
1987	0	0	8	4,2	1	0,8	0	7,3	5	18,6	0	2,2	18,6
1988	4,7	0	5	0	0	0	1	0	6,5	0	4,8	0	6,5
1989	0	0	2,4	9	11,2	0	1	10	13,7	0	0	2,1	13,7
1990	2,5	0	3,8	0	0	21,7	20,2	4,7	9	0	2,3	2,1	21,7
1991	10,9	22,2	2,3	7,2	8,7	6,3	11,7	1,7	7	0	3,6	0	22,2
1992	3,7	0	7,5	0,3	0,4	1,6	15,3	1,2	10,6	6,2	6,4	13,5	15,3
1993	4,1	0,3	1,8	0,5	9	0,8	20,4	0,2	0	4,8	0	6,5	20,4
1994	24,9	69,5	3,1	0,2	0,7	8,9	12,4	6,2	1,4	18,8	0,6	5,5	69,5
1995	9,7	31,3	0,6	8,2	6,8	6,6	28,3	5,4	21,3	30,9	2,7	6	31,3
1996	7,2	0	0	5,5	6	0,7	4,6	13,3	3,5	1,5	0,6	39,9	39,9
1997	31,4	6,4	18,3	8,9	4,5	9,1	2,4	14,5	4,5	4	0	14,6	31,4
1998	9,2	0	0	2,7	28,5	13,6	23,8	0,3	0,2	13,2	12,2	8,5	28,5
1999	12,6	2,9	3,6	40,4	0	0	0,7	0,7	4,6	6,3	3	0	40,4
2000	11,5	28,8	0,3	0,6	5,9	2,3	0,5	1,1	2,3	0,2	3,2	21,9	28,8
2001	21,4	9,1	1,4	7,8	8,1	0,6	0,4	8,4	12,5	0	0	12,4	21,4
2002	0,9	5,8	5	0,5	10,7	1,6	3,2	3,8	7,6	4,4	4,1	2,3	10,7
2003	1,2	24,6	11,6	8,7	0,2	10	24,9	24,4	16,5	6	14,5	14	24,9
2004	0,6	7,7	0,6	22	0	4,7	0,2	0,4	0,8	7,5	7,3	0,5	22
2005	22,4	9	4,2	8,5	8,7	5,5	0,9	9,4	20,4	2,9	5,3	2,4	22,4
2006	2,8	1,1	8,4	20,6	2,6	6,6	8,6	21,1	1,4	0	3,1	5,4	21,1
2007	9,2	11,9	4,4	1,7	0	12,2	2,4	0,7	9	3,é	1,4	0	12,2

Source : [A.N.R.H]

Tableau I.2 : Précipitations mensuelles de la station de SEKLafa.

année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1971	0	9,5	66,9	25,4	16	14,5	42,2	7,4	11	15,5	10,8	13,9	233,1
1972	15,3	40,5	20,3	3,6	4	7,2	16,3	17,8	3,4	18,3	0,4	2,9	150
1973	6,3	0,7	37,7	20,4	0,8	22,1	55,3	45,4	7,1	73,5	5,9	0	275,2
1974	5,9	13	4,8	0,4	0,8	27,3	49,1	51,4	5,3	45,9	3,2	1,5	208,6
1975	0	3,8	9	12,5	5,4	16,2	60	3,5	26,7	38,8	40,9	12,6	229,4
1976	54,8	26,1	9,6	6,2	18,9	1,7	3,4	0,1	25,9	0	0	20,1	166,8
1977	9,4	2,6	27	0,4	6,6	0	0	20,9	8,3	8,6	0	0	83,8
1978	6,5	30,7	0	0,7	44,8	12,8	4,6	4,6	4,8	15,6	0	0	125,1
1979	58,1	5,2	0	6,6	5	30,4	57,1	12,8	2,6	0	0	0	177,8
1980	21,6	0	59	0	0	14	4,5	16,6	0	19,7	0	0	135,4
1981	0	13,2	23,4	7,6	10,2	11,8	2	69,3	3,5	0	0	0	141
1982	0	1,6	2,4	0	0	3,2	0	22,7	8,8	22	5	3,7	69,4
1983	0	12	3,1	1,2	11,8	12,9	25,1	10,7	14,6	4,4	2,2	0	98
1984	0	11,8	2,1	0,7	21,4	0	2,3	0	32,2	0	1	1,9	73,4
1985	0	2,7	22,1	11	14,9	7,7	90,4	1,1	13,5	0	0	7,5	170,9
1986	3,5	47,6	40,7	2,5	19,4	1,5	6,5	10,7	0	0	1,5	1	134,9
1987	0	0	9,4	5,2	1	0,8	0	7,3	11,5	26,6	0	3,9	65,7
1988	8,8	0	6,4	0	0	0	1	0	6,5	0	4,8	0	27,5
1989	0	0	2,4	0	40,2	0	2,6	16,1	47	0	0	0	108,3
1990	4	0	3,8	0	0	29,5	47,2	8,5	9	0	7	14,9	123,9
1991	27,2	57,7	4,3	29,1	12,8	6,3	31,6	4,4	23,3	0	9,2	0	205,9
1992	4,2	0	23,4	0,3	0,4	1,6	17,3	1,2	17,2	10,5	12,4	13,5	102
1993	4,1	0,3	3,3	0,5	17,7	0,8	23,3	0,2	0	9,3	0	11,2	70,7
1994	49,8	115,9	4,9	0,2	1,4	10,9	25,2	8,6	2,2	26,1	0,6	17,2	263
1995	21,5	79,2	0,6	13,1	23,5	16,4	83,2	8,7	21,6	40	3,3	6,8	317,9
1996	10	0	0	12	13,9	0,7	5,1	55,4	5	1,5	1	54,5	159,1
1997	68	21,2	18,7	8,9	6,5	11,8	4,4	14,5	13,6	7,6	0	18,1	193,3
1998	23	0	0	2,7	65,9	27,1	36,7	0,3	0,2	14,6	19,3	8,5	198,3
1999	29,2	6,3	11,1	50,2	0	0	0,7	0,7	6,2	10,3	5	0	119,7
2000	15,6	30,8	0,5	0,6	10,6	3,5	0,9	1,1	3,8	0,2	3,2	35,6	106,4
2001	26,6	17,2	2,7	12	8,1	0,6	0,6	22,7	12,9	0	0	35	138,4
2002	1,5	7,3	10,2	0,5	17,1	2,1	3,7	4,1	11,8	9,5	9,3	3,9	81
2003	2,6	73,1	15,8	13,9	0,2	16	26,1	36,8	30,4	13,5	21,7	16,7	266,8
2004	1,3	18,5	0,6	42,8	0	12	0,2	0,4	0,8	10,5	10,2	0,8	98,1
2005	57,6	33,4	5,4	9,4	23	6,7	0,9	15,8	56,6	2,9	9,4	2,4	223,5
2006	9	2	13,5	31,9	5	7,7	19,3	38,5	2,8	0	5,4	11,8	146,9
2007	17,5	28,2	4,4	3,3	0	23,1	2,4	0,7	10,5	3,2	1,4	0	94,7

Source : [A.N.R.H]

Tableau I.3 : Série des apports naturels.

1975	1,91	0,37	0,42	0,45	0,5	0,48	0,58	0,57	1,68	1,7	3,37	0,46	12,49
1976	3,33	7,09	0,45	0,47	0,68	0,34	0,35	0,35	2,14	0,4	0,29	0,32	16,21
1977	0,45	0,41	0,46	0,46	0,52	0,44	0,52	0,49	0,52	1,4	0,4	0,36	6,43
1978	0,41	0,51	0,41	0,47	5,72	0,5	0,47	0,39	0,37	1,84	0,42	0,45	11,96
1979	15,57	0,43	0,4	0,41	0,44	0,5	1,99	0,51	0,55	0,39	0,38	0,4	21,97
1980	3,37	0,53	3,61	0,58	0,64	11,84	0,52	0,37	0,45	0,47	0,42	0,37	23,17
1984	0,48	3,71	0,31	0,31	0,32	0,31	0,35	0,29	0,41	0,25	0,26	0,26	7,26
1985	0,25	0,25	7,75	0,26	0,31	0,29	3,3	0,26	0,23	0,24	0,25	0,25	13,64

Source : [A.N.R.H]

ANNEXE

II

Calcul de la composante interannuelle Bint :

n	RACINE n	Cv(n)	Cs(n)	Fp%	Kp%	Zp%
1	1	0,65	1,3	-1,06	0,311	0,589
2	1,41421356	0,45961941	0,91923882	-1,146	0,47327616	0,85344768
3	1,73205081	0,37527767	0,75055535	-1,175	0,55904873	1,0228538
4	2	0,325	0,65	-1,19	0,61325	1,147
5	2,23606798	0,29068884	0,58137767	-1,204	0,65001064	1,2499468
6	2,44948974	0,26536139	0,53072278	-1,214	0,67785127	1,33289236
7	2,64575131	0,24567691	0,49135381	-1,221	0,7000285	1,39980053
8	2,82842712	0,2298097	0,45961941	-1,224	0,71871292	1,45029662
9	3	0,21666667	0,43333333	-1,227	0,73415	1,49265
10	3,16227766	0,20554805	0,4110961	-1,229	0,74738145	1,52618551
11	3,31662479	0,19598237	0,39196475	-1,231	0,7587457	1,55379733
12	3,46410162	0,18763884	0,37527767	-1,232	0,76882895	1,57405257
13	3,60555128	0,18027756	0,36055513	-1,234	0,77753749	1,59201268
14	3,74165739	0,17371981	0,34743961	-1,235	0,78545604	1,60361547
15	3,87298335	0,16782928	0,33565856	-1,236	0,79256301	1,61155482
16	4	0,1625	0,325	-1,237	0,7989875	1,6162
17	4,12310563	0,15764816	0,31529631	-1,238	0,80483158	1,6178631
18	4,24264069	0,15320647	0,30641294	-1,239	0,81017718	1,61681068
19	4,35889894	0,14912023	0,29824045	-1,24	0,81509092	1,61327255
20	4,47213595	0,14534442	0,29068884	-1,242	0,81948223	1,61035536
21	4,58257569	0,14184163	0,28368326	-1,244	0,82354901	1,60547071
22	4,69041576	0,13858047	0,27716093	-1,244	0,8276059	1,59267018
23	4,79583152	0,13553437	0,27106874	-1,246	0,83112418	1,58414395
24	4,89897949	0,13268069	0,26536139	-1,246	0,83467985	1,56768349
25	5	0,13	0,26	-1,248	0,83776	1,556
26	5,09901951	0,12747549	0,25495098	-1,25	0,84065564	1,54295335
27	5,19615242	0,12509256	0,25018512	-1,25	0,8436343	1,52187384
28	5,29150262	0,12283845	0,24567691	-1,25	0,84645193	1,49934588
29	5,38516481	0,12070197	0,24140394	-1,252	0,84888113	1,48244712
30	5,47722558	0,11867322	0,23734644	-1,252	0,85142113	1,45736617
31	5,56776436	0,11674345	0,23348689	-1,254	0,85360372	1,43828473
32	5,65685425	0,11490485	0,2298097	-1,254	0,85590932	1,4109019
33	5,74456265	0,11315048	0,22630095	-1,254	0,8581093	1,38239301
34	5,83095189	0,11147408	0,22294816	-1,256	0,85998856	1,36038913
35	5,91607978	0,10987005	0,21974011	-1,256	0,86200321	1,32988753
36	6	0,10833333	0,21666667	-1,256	0,86393333	1,2984
37	6,08276253	0,10685934	0,21371868	-1,258	0,86557095	1,27387492
38	6,164414	0,10544392	0,21088785	-1,258	0,86735154	1,24064133
39	6,244998	0,1040833	0,2081666	-1,258	0,86906321	1,20653486
40	6,32455532	0,10277402	0,20554805	-1,258	0,87071028	1,17158889