

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique
Laboratoire de recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

MESTOURI Nedjm Eddine

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER** en **Hydraulique**

Option : **Ouvrages et Aménagements Hydrauliques**

INTITULE :

**ETUDE DE FAISABILITE D'UN BARRAGE SUR
OUED BOUKMOURI (W. MEDEA)**

Soutenu le **25/06 /2023** devant le jury composé de :

- Président : **M^r. BENDADOUCHE H.**
- Promoteur : **M^r. MERAH F.**
- Examineur : **M^r. IKNI T.**

Année Universitaire : **2022/2023**

Remerciements

Tout d'abord, Je tiens à remercier Dieu le tout puissant de m'avoir donné la volonté, la force et le courage afin de mener à terme cette recherche.

Ensuite, mes remerciements vont tout droit vers mon encadreur, en l'occurrence, Mr MERAH, qui a accepté de m'encadrer et qui n'a lésiné aucun effort pour me fournir un maximum d'informations, de conseils, d'encouragements et d'orientations au cours de toute la durée de mon projet de fin d'études.

J'exprime mes sincères remerciements :

- À mes chers parents pour leur contribution à ce travail.
- Aux directeur et membres de l'ANBT, pour m'avoir inculqué le sens des responsabilités, le sentiment de travail et les connaissances que j'ai acquises auprès d'eux pendant le stage.
- Un grand merci à tous les employés de l'ANBT.

Je remercie également mes valeureux enseignants, du département d'Hydraulique de l'université de Bejaia, pour leurs dévouements et leurs apports pendant les deux années de formation en Master, sans oublier toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Nos remerciements vont également aux membres du jury qui ont accepté d'examiner ce présent travail.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

- ✓ Mes très chers parents, que dieu les garde.
- ✓ Mes très chers frères et sœurs
- ✓ A toute ma grande famille.
- ✓ A tous mes amis sans exception.
- ✓ A toute ma promotion et à tous mes enseignants.
- ✓ A tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin.

MESTOURI Nadjim

Liste des figures

Figure II.1 Localisation des deux axes d'étude pour le barrage de Boukmouri (Image extraite de Google Earth).	9
Figure II.2 Délimitation des bassins versants des deux axes amont et aval de Boukmouri sur les deux cartes d'état-major Ksar El Boukhari NI-31-XXI-2 OUEST Theniat el Had NI-31-XXI-1 EST au 1/50 000).	10
Figure II.3 Carte de zonage sismique de l'Algérie	11
Figure II.4 Températures mensuelles moyennes sur la période 1994-2013 (station Médéa). 12	
Figure II.5. Evaporations mensuelles sur la période 1994-2013 (station de Médéa)	13
Figure II.6 Moyennes mensuelles de la vitesse des vents sur la période 1994-2014 (station de Médéa) (Source ONM).....	13
Figure III.1 Stations pluviométriques et météorologique considérées dans l'étude-Ech: 1/500 000 (source ANRH).	16
Figure III.2 Carte des Isohyètes de Oued Boukmouri Ech: 1/ 500 000.(source ANBT).....	18
Figure III.3: Répartition des valeurs des pluies moyennes mensuelles.....	19
Figure III.4 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance).....	22
Figure III.5 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton (Maximum de vraisemblance).....	23
Figure III.6 : Courbe Précipitation -Durée -Fréquence.	25
Figure III.7: Courbe Intensité -Durée-Fréquence	25
Figure III.8 : Courbes et équations pour la détermination du coefficient d'écoulement en fonction de la pluie moyenne annuelle du bassin versant (Source :A.N.B.T)	29
Figure III.9 : La représentation graphique de l'hydrogramme de crue (Sokolovsky) pour les différentes périodes de retour.....	45
Figure III.10 : Hydrogramme de crue pour une fréquence de 0.01%.....	46
Figure III.11: Courbes (Capacité -Hauteur),(Surface-Hauteur)	50
Figure III.12 : Laminage à travers un barrage.	57
Figure IV.1 : Schématisation du dispositif d'étanchéité de la fondation.....	69
Figure IV.2 : Schéma explicatif de la ligne de saturation.....	71
Figure IV.3 : Abaque de Casagrande.....	72
Figure IV.4 : Présentation de l'interface du logiciel.	78
Figure IV.5 : Résultat pour le cas de Fin de construction avec séisme	83
Figure IV.6 : Résultat pour le cas de retenue pleine	84
Figure IV.7 : Résultat pour le cas de vidange rapide.....	84

Liste des tableaux

Tableau III. 1. Coordonnées et codes des stations pluviométriques (Source ANRH).	16
Tableau III.2. Calcul de la pluie par la méthode isohyète.	17
Tableau III.3: Répartition des valeurs des pluies moyennes mensuelles.	18
Tableau III.4: Caractéristiques de la série des pluies maximales journalières.	20
Tableau III.5 : Résultats d'ajustement par la loi de Gumbel.	21
Tableau III.6: Résultat d'ajustement par la loi de Galton.	23
Tableau III.7 : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence.	24
Tableau III.8 : Pluies de courtes durées en fonction du temps.	24
Tableau III.9 : intensités des pluies en fonction du temps.	24
Tableau III.10 : Calcul de la lame d'eau par les isolignes.	29
Tableau III.11 : séries pluviométriques utilisées sur le bassin versant d'Oued Dérideur.	31
Tableau III.12 : Application de la méthode de Thiessen sur le bassin versant d'Oued Deurdeur (Source ANBT).	31
Tableau III.13: Récapitulatif de l'apport moyen interannuel.	32
Tableau III.14 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel.	34
Tableau III.15 : Caractéristiques de l'écoulement.	35
Tableau III.16 : Les apports fréquentiels	35
Tableau III.17 : Degré d'érosion	38
Tableau III.18: Volumes morts pour différentes durées d'exploitation.	39
Tableau III.19: Résultats de calculs des débits de crues par les différentes méthodes.	41
Tableau III.20: Hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour.	42
Tableau III.21 : Crue de projet recommandée.	46
Tableau III.22 : Répartition mensuelle de l'apport.	47
Tableau III.23 : Distribution mensuelle du volume de l'eau pour approvisionnement urbain de la retenue du barrage de Boukmouri.	47
Tableau III.24 : Distribution mensuelle du volume de l'eau pour irrigation de la retenue du barrage de Boukmouri.	48
Tableau III.25 : Coordonnées des courbes Hauteurs- Surface -Capacité.	48
Tableau III.26 : Détermination de la période d'étiage	52
Tableau III.27 : Calcul de la composante interannuelle par la méthode de Kristley -Menkel.	53
Tableau III.28 : Valeurs de h et les plages de variation en période de crue.	58
Tableau III.29 : Résultats de calcul de la revanche par les différentes formules	60
Tableau III.30 : Variation de la hauteur du barrage en fonction de la largeur deversante.	61
Tableau III.31 : Résultats des largeurs en crête obtenues par les formules précédentes.	62
Tableau IV.1 : Caractéristiques du revêtement en Rip-Rap	63
Tableau IV.2 : Diamètres du sol à partir de la courbe granulométrique moyenne.	65
Tableau IV.3 : Dimensions du noyau.	67
Tableau IV.4 : Caractéristiques des risbermes.	68
Tableau IV.5: Caractéristiques de la clé d'étanchéité.	68
Tableau IV.6 : Coordonnées de la parabole de KOZENY:	70
Tableau IV.7 : Débit de fuite à travers la digue.	73
Tableau IV.8 : Débit d'infiltration à travers la fondation.	74
Tableau IV.9 : Classification des barrages.	74

Tableau IV.10: Gradient admissible à travers le remblai terreux.....	75
Tableau IV.11: Gradient d'infiltration admissible en fonction de la nature du sol.....	75
Tableau IV.12: Coefficient de sécurité en fonction de la classe de l'ouvrage.	76
Tableau IV.13 : Valeur du coefficient de sécurité admissible.....	81
Tableau IV.14: Paramètres géotechniques utilisés	81
Tableau IV.15 : Résultats du coefficient de sécurité pour chaque cas de fonctionnement.....	83

Sommaire

Introduction générale :	1
Chapitre I : Généralités sur les barrages	3
I.1. Introduction.....	3
I.2. Définition d'un barrage	3
I.3. Les objectifs d'un barrage	3
I.4. Les types de barrage.....	4
I.5. Stabilité des barrages.....	4
I.6. Les avantages et les inconvénients des barrages	5
I.6.1. Les avantages	5
I.6.2. Les inconvénients :	5
I.7. L'opportunité	6
I.8. Les barrages hydrauliques en Algérie	6
I.9. Conclusion	7
Chapitre II : Description de la zone de l'étude	8
II.1. Introduction	8
II.2. Localisation	8
II.3. Accès	8
II.4. Critères de choix du site.....	9
II.4.1. Facteurs topographiques	9
II.4.2. Facteurs géologiques et techniques	10
II.4.3. Facteurs hydrologiques	10
II.4.4. Facteurs géotechniques	10
II.5. Choix de l'axe du barrage.....	11
II.6. Sismicité de la région.....	11
II.7. Conditions climatiques	12
II.7.1. Température.....	12
II.7.2. Evaporation.....	12
II.7.3. Les vents	13
II.8. Conclusion.....	14
Chapitre III : Etude hydrologique.....	15
III.1. Introduction	15
III.2. Etude climatique.....	15
III.2.1. Données existantes	15
III.3. Evaluation de la pluie moyenne annuelle	16
III.3.1. Détermination de la pluie moyenne annuelle par la méthode des isohyètes	16

Répartition des pluies moyennes mensuelle dans le bassin	18
III.3.2. Précipitation maximales journalières	19
III.3.3. Test d'homogénéité des pluies journalières maximales	19
III.3.4. Ajustement des pluies maximales journalières	20
III.3.5. Choix de la loi d'ajustement.....	20
1. Ajustement à la loi de Gumbel:	20
2. Ajustement à la loi log normale	22
3. Choix de la loi d'ajustement.....	23
III.3.6. Pluies fréquentielles de courte durée	23
III.4. Etude des apports.....	25
III.4.1. Apport moyen annuel A0.....	26
III.4.2. Calcul de l'apport moyen annuel par les formules empiriques	26
<input type="checkbox"/> Formule de SAMIE	26
<input type="checkbox"/> Formule de DERIE II	26
<input type="checkbox"/> Formule de Urgiprovodkhoz.....	27
<input type="checkbox"/> Formule de l'ANRH.....	27
<input type="checkbox"/> Formule de TURC	27
III.4.3. Calcul de l'apport moyen annuel par la méthode rationnelle	28
III.4.4. Calcul de l'apport moyen annuel par la carte des écoulements	29
III.4.5. Calcul de l'apport moyen annuel par la méthode analogique.....	30
Méthode des débits spécifiques	30
III.4.6. Variabilité de l'apport.....	34
III.5. Etude des apports solides.....	35
III.5.1. Détermination des apports solides par les formules empiriques.....	36
III.5.2. Détermination des apports solides par analogie	38
III.6. Etude des crues.....	39
III.6.1. Calcul du débit de crue par les formules empiriques	39
<input type="checkbox"/> Formule de Sokolowsky	39
<input type="checkbox"/> Formule rationnelle.....	40
<input type="checkbox"/> Formule de Mallet -Gauthier	40
<input type="checkbox"/> Formule de Giandotti.....	40
III.6.2. Hydrogramme de crue	41
Méthode de Sokolovski	41
III.6.3. Choix des crues.....	45
Choix de la crue du projet.....	45
III.7. Etude de la régularisation.....	46
III.7.1. Répartition mensuelle de l'apport.....	47
III.7.2. Répartition mensuelle des besoins	47

a.	Besoins en eau potable	47
b.	Besoins en irrigation.....	47
III.7.3.	Courbes topographiques	48
III.7.4.	Calcul du volume utile.....	50
a.	Méthode de Kristley -Menkel	50
III.7.5.	Laminage des crues	54
a.	Méthode de Muskingum (Fread, D.L. 1993)	55
III.8.	Étude d'optimisation	58
III.8.1.	Calcul de la revanche.....	58
a.	Hauteur des vagues.....	59
b.	Vitesse des vagues	60
c.	Revanche due aux vagues	60
III.8.2.	Calcul du tassement	60
III.8.3.	Calcul de la largeur en crête.....	61
III.9.	Conclusion.....	62
Chapitre IV :	conception de la digue	63
IV.1.	Introduction.....	63
IV.2.	Protection des talus	63
IV.3.	Dimensionnement des filtres et des drains	63
IV.3.1.	Dimensionnement de filtre entre le noyau et les recharges	64
a.	Construction du fuseau granulométrique	64
b.	Vérification de l'absence du renard dans le sol des filtres	65
c.	Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition)	66
	Conclusion.....	67
IV.3.2.	Calcul des drains	67
a.	Dimensionnement du drain tapis	67
IV.4.	Dispositif d'étanchéité.....	67
IV.4.1.	Noyau	67
IV.4.2.	Les bermes	67
IV.4.3.	Clé d'étanchéité	68
IV.4.4.	Ecran parafouille	68
IV.4.5.	Etude des infiltrations.....	69
a.	Tracé de la ligne de saturation	69
b.	Calcul du débit infiltration.....	73
IV.5.	Etude de stabilité.....	76
IV.5.1.	Modèle de calcul	77
IV.5.2.	Définition du programme	78
a.	Définition des forces appliquées à chaque tranche.....	79

b. Classement des forces.....	80
c. Coefficient de sécurité admissible	80
d. Les paramètres géotechniques adoptés	81
e. Résultats des calculs	83
IV.6. Conclusion	84
Références bibliographiques.....	87

Introduction générale

Introduction générale :

L'eau devient de plus en plus rare à travers le monde, ce qui entraîne des conflits entre les États. Pour préserver son indépendance et garantir ses besoins en ressources hydriques, l'Algérie accorde une grande importance à cette problématique.

Ainsi, l'Algérie a pris des mesures sérieuses pour faire face à la rareté des ressources hydriques. Elle prévoit la construction d'autres barrages d'ici 2030 afin d'augmenter ses capacités de stockage d'eau. Les capacités de rétention d'eau de l'Algérie devront augmenter de 5 milliards de mètres cubes. Actuellement, l'Algérie compte 75 barrages opérationnels, offrant une capacité totale estimée à 7 milliards de mètres cubes. Ce volume augmentera prochainement avec la livraison de plusieurs barrages en cours de construction dans différentes régions du pays.

Une fois ces infrastructures achevées, les réserves en eau du pays atteindront près de 12 milliards de mètres cubes, tous fonctionnels.

Il convient de souligner que depuis près d'une décennie, l'Algérie, bénéficiant d'une situation financière favorable, a redoublé d'efforts pour augmenter le nombre de barrages afin de répondre à la demande croissante de la population, qui ne cesse d'augmenter chaque année.

Les responsables des ressources en eau ont identifié 80 sites potentiels pour la construction de nouveaux barrages, dont 30 ont fait l'objet d'études de faisabilité. Le site du barrage de Boukmouri fait partie de ces sites probables.

Cette étude vise à déterminer la faisabilité technique du projet, en comparant et en identifiant les risques associés à chaque option. Cela nécessite préalablement des travaux de reconnaissance géologique et géotechnique, ainsi que la collecte de données hydrologiques, climatiques et topographiques du site.

Pour une étude structurée et approfondie, nous avons organisé ce travail en chapitres successifs suivant une certaine continuité. Nous avons commencé par une présentation générale de la région dans le premier chapitre. Le deuxième chapitre est consacré à l'étude géologique et géotechnique du site. Un troisième chapitre présente une étude hydrologique approfondie, suivi

Introduction générale

d'un quatrième chapitre qui examine deux options envisageables pour la réalisation du barrage, aboutissant à la sélection de la meilleure variante d'un point de vue technico-économique [1,2].

Chapitre I : Généralités sur les barrages

Chapitre I : Généralités sur les barrages

I.1. Introduction

Les barrages sont des structures conçues pour retenir de l'eau ou d'autres fluides. Ils peuvent être utilisés pour une variété de raisons, notamment pour la production d'énergie hydroélectrique, la régulation des niveaux d'eau dans les rivières et les lacs, la protection contre les inondations, l'irrigation et la fourniture d'eau potable.

Les barrages peuvent être construits à partir d'une variété de matériaux, notamment le béton, la terre, la roche et l'acier. Le choix du matériau dépend de la taille et de l'emplacement du barrage, ainsi que de son utilisation prévue.

L'un des principaux avantages des barrages est leur capacité à produire de l'énergie hydroélectrique. Les barrages hydroélectriques fonctionnent en capturant l'énergie cinétique de l'eau qui s'écoule à travers les turbines pour produire de l'électricité. Cette énergie propre et renouvelable

I.2. Définition d'un barrage

Un barrage est une structure construite pour retenir l'eau ou d'autres fluides, tels que des réservoirs d'irrigation ou des lacs artificiels. Les barrages peuvent être construits à partir de divers matériaux, tels que le béton, la terre, la roche et l'acier, en fonction de leur utilisation prévue, de leur emplacement et des conditions environnementales. Les barrages peuvent avoir des conséquences positives, telles que la production d'énergie propre et renouvelable, la régulation des niveaux d'eau et la fourniture d'eau potable, mais également des conséquences négatives, telles que la perturbation des écosystèmes naturels et des risques pour les communautés locales [3].

I.3. Les objectifs d'un barrage

Les barrages sont des structures construites pour stocker de l'eau dans des réservoirs, avec pour principaux objectifs l'irrigation, la production d'électricité, l'approvisionnement en eau potable et la régulation des inondations. En stockant de grandes quantités d'eau, les barrages peuvent également prévenir les inondations pendant les périodes de crue et maintenir des débits d'eau suffisants pendant les périodes de sécheresse. Ils peuvent également être utilisés pour la navigation, les loisirs et la protection de l'environnement. Toutefois, la construction de barrages peut avoir des impacts négatifs sur l'environnement, notamment en perturbant les écosystèmes fluviaux et en submergeant des terres et des habitats [4].

I.4. Les types de barrage

Il existe différents types de barrages, qui diffèrent en termes de conception et de matériaux utilisés. Voici les principaux types de barrages :

- **Barrages en remblai** : ce sont les types de barrages les plus courants. Ils sont construits en empilant des matériaux de remblai, tels que de la terre, du sable, de la roche concassée ou du béton, pour former une digue. Les barrages en remblai peuvent être utilisés pour créer des réservoirs de grande taille.
- **Barrages en voûte** : ce type de barrage est construit sous la forme d'un arc mince en béton, qui supporte la charge de l'eau. Les barrages en voûte sont généralement utilisés pour les rivières à fort débit et à faible hauteur.
- **Barrages en enrochement** : ces barrages sont construits en empilant des rochers et des pierres pour former une digue solide. Les barrages en enrochement sont souvent utilisés pour les rivières et les cours d'eau avec des pentes raides et des débits élevés.
- **Barrages mobiles** : ce sont des barrages temporaires qui peuvent être installés ou retirés rapidement en cas de besoin. Les barrages mobiles sont souvent utilisés pour la protection contre les inondations ou pour la construction de barrages temporaires dans les rivières ou les ports.

Il existe également d'autres types de barrages, tels que les barrages en béton-poids, les barrages de dérivation et les barrages à aiguilles, qui sont utilisés pour des applications spécifiques [5].

I.5. Stabilité des barrages

La stabilité d'un barrage est un aspect crucial de sa conception et de sa construction. La stabilité d'un barrage se réfère à sa capacité à résister aux forces qui agissent sur lui, notamment le poids de l'eau stockée, les forces hydrostatiques, les forces sismiques, les forces de la glace, les forces érosives et les forces de la nature.

Pour assurer la stabilité d'un barrage, plusieurs mesures de sécurité sont prises pendant la conception et la construction, notamment :

- La sélection appropriée de l'emplacement du barrage, en prenant en compte les caractéristiques du sol, la topographie du site et les risques géologiques et climatiques.
- L'utilisation de matériaux de construction de haute qualité, tels que le béton ou les matériaux enrochement, pour assurer la solidité et la résistance de la structure.
- L'installation de dispositifs de contrôle de la stabilité, tels que les instruments de mesure de la pression d'eau, les inclinomètres, les capteurs de déplacement et les

Chapitre I : Généralités sur les barrages

systèmes de surveillance en temps réel pour détecter les mouvements de la structure et prendre les mesures appropriées.

- La mise en place d'un système de drainage efficace pour réduire la pression de l'eau sur le barrage et éviter les éventuels dégâts.

En résumé, la stabilité d'un barrage est essentielle pour assurer la sécurité de l'infrastructure et des populations avoisinantes. Les ingénieurs chargés de la conception et de la construction des barrages doivent prendre en compte de nombreux facteurs pour garantir la stabilité de la structure [6].

I.6. Les avantages et les inconvénients des barrages

I.6.1. Les avantages

Les barrages offrent plusieurs avantages, tels que le stockage d'eau pour des utilisations ultérieures, le contrôle des débits d'eau pour prévenir les inondations et maintenir des débits suffisants pendant les périodes de sécheresse, la création d'emplois locaux et la protection de l'environnement en piégeant les sédiments, réduisant les niveaux de polluants et créant des habitats pour les animaux aquatiques. Cependant, il est important de prendre en compte les impacts négatifs potentiels tels que la perturbation des écosystèmes fluviaux, la migration des poissons bloquée et la submersion de terres et d'habitats lors de la planification et de la construction de barrages [7].

I.6.2. Les inconvénients :

Bien que les barrages offrent de nombreux avantages, ils ont également des inconvénients potentiels, tels que :

- Perturbation des écosystèmes fluviaux : la construction de barrages peut perturber les écosystèmes fluviaux en altérant la qualité de l'eau, en modifiant les régimes des crues et en dégradant les habitats naturels des animaux aquatiques.
- Migration des poissons bloquée : la construction de barrages peut empêcher les poissons de migrer vers des zones de reproduction ou de nourriture, ce qui peut affecter les populations de poissons locales.
- Submersion de terres et d'habitats : la construction de barrages peut submerger des terres et des habitats naturels, perturbant les écosystèmes locaux et les modes de vie des communautés locales.

Chapitre I : Généralités sur les barrages

- Risques de défaillance du barrage : les barrages peuvent être soumis à des contraintes qui peuvent causer des défaillances, des fuites, ou des ruptures. Ces incidents peuvent causer des inondations catastrophiques et menacer la sécurité des personnes vivant en aval.
- Coûts élevés : la construction et la maintenance des barrages peuvent être coûteuses, ce qui peut être un défi financier pour les pays ou les entreprises qui les exploitent [8].

Il est important de considérer les avantages et les inconvénients des barrages avant de les construire et de les exploiter, et de prendre des mesures pour minimiser leurs impacts négatifs potentiels.

I.7. L'opportunité

L'opportunité de construire un barrage dépend des besoins spécifiques de la région ou du pays, ainsi que de la disponibilité des ressources en eau. Les barrages peuvent offrir des avantages tels que le stockage d'eau pour l'irrigation, l'approvisionnement en eau potable, la production d'électricité, la navigation et la régulation des inondations. Ils peuvent également offrir des avantages environnementaux tels que la création d'habitats pour les animaux aquatiques et la réduction des niveaux de polluants.

Cependant, la construction de barrages peut également avoir des impacts négatifs, notamment la perturbation des écosystèmes fluviaux, la migration des poissons bloquée, la submersion de terres et d'habitats naturels, les risques de défaillance du barrage et les coûts élevés de construction et de maintenance.

Lors de la décision de construire un barrage, il est important de peser les avantages et les inconvénients potentiels, de considérer les besoins en eau et énergétiques de la région, ainsi que les impacts environnementaux et sociaux potentiels. Des études d'impact environnemental peuvent être nécessaires pour évaluer les effets potentiels du barrage sur l'écosystème local et les communautés qui dépendent de la rivière [9].

I.8. Les barrages hydrauliques en Algérie

L'Algérie dispose de plusieurs barrages hydrauliques, dont certains sont parmi les plus grands d'Afrique. Ces barrages sont principalement utilisés pour la production d'électricité, l'irrigation des terres agricoles et l'approvisionnement en eau potable. Voici quelques-uns des barrages les plus importants en Algérie :

- Barrage de Beni Haroun : Situé dans la wilaya de Mila, le barrage de Beni Haroun est le plus grand barrage d'Algérie et le deuxième plus grand barrage d'Afrique avec une

Chapitre I : Généralités sur les barrages

capacité globale d'environ 960 Millions de M³. Il a été construit en 1986 sur l'Oued Rhumel pour la production d'électricité et l'irrigation.

- Barrage de Djorf Torba : Ce barrage est situé dans la wilaya de Tébessa, à l'est de l'Algérie. Il a été construit en 1991 sur l'Oued Kebir pour l'irrigation et la production d'électricité.
- Barrage de Tichy Haf : Ce barrage est situé dans la wilaya de Béjaïa, sur l'Oued Boussellam. Il a été construit en 2000 pour l'irrigation et l'approvisionnement en eau potable.
- Barrage de Koudiet Acerdoune : sur l'oued Isser au niveau de la commune de Maala, dans la wilaya de Bouira. Il est construit entre 2002 et 2008, d'une hauteur de 121 m, il est le deuxième plus grand barrage en Algérie, après celui de Beni Haroun, avec une capacité de 640 millions m³.
- Barrage de Taksebt : Situé dans la wilaya de Tizi Ouzou, le barrage de Taksebt a été construit en 1981 sur l'Oued Sébaou pour l'irrigation et la production d'électricité.

Ces barrages jouent un rôle important dans le développement économique et social de l'Algérie, en fournissant de l'eau aux stations de traitement, de l'eau pour l'énergie électrique, en régulant les débits des rivières, en réduisant les risques d'inondation et en fournissant de l'eau pour l'irrigation des terres agricoles [10].

I.9. Conclusion

Les barrages peuvent offrir de nombreux avantages tels que le stockage d'eau, la production d'électricité, la navigation, la régulation des inondations et la protection de l'environnement. Cependant, la construction de barrages peut également avoir des impacts négatifs tels que la perturbation des écosystèmes fluviaux, la migration des poissons bloquée, la submersion de terres et d'habitats naturels, les risques de défaillance du barrage et les coûts élevés de construction et de maintenance. Il est donc important de prendre en compte tous ces facteurs lors de la planification et de la construction de barrages, et de rechercher des alternatives telles que l'utilisation efficace de l'eau et des sources d'énergie renouvelable pour répondre aux besoins en eau et en énergie de la région. Les barrages doivent être considérés comme une option de dernier recours, après avoir examiné toutes les autres options et évalué les avantages et les inconvénients potentiels.

Chapitre II : Description de la zone de l'étude

Chapitre II : Description de la zone de l'étude

II.1. Introduction

Le site du barrage d'Oued Boukmouri, est localisé près du village de Sebt Aziz à Médéa, en Algérie. Des facteurs tels que la topographie, la géologie, la géotechnique, l'hydrologie et la présence d'un bassin de collecte d'eau, ont influencé le choix de l'emplacement. Le site est situé sur l'oued Boukmouri, un affluent du fleuve Cheliff. L'accès au site se fait par la route nationale N°1 et une route communale en direction de Sebt Aziz. La géologie du site est constituée de formations sédimentaires datant du Crétacé supérieur, du Paléogène et du Néogène. Les deux axes potentiels d'étude du barrage sont identifiés en fonction des bassins versants amont et aval. Des facteurs tels que la proximité des zones d'extraction et des conditions favorables du site ont été pris en compte pour le choix de l'axe du barrage. La région est classée comme présentant une sismicité modérée, et les conditions climatiques, y compris la température, l'évaporation et la vitesse du vent, sont analysées à l'aide des données de la station météorologique de Médéa, située à proximité.

II.2. Localisation

Le site du barrage est situé sur l'oued BOUKMOURI à proximité du village de SEBT AZIZ à environ 23 km à l'ouest de KSAR EL BOUKHARI, Daira de AZIZ, commune d'AZIZ dans la wilaya de Médéa, L'oued BOUKMOURI est un affluent du Cheliff. Les Coordonnées du site UTM sont les suivantes :

$X= 454\ 725m$. $Y= 3\ 966\ 222m$. $Z= 824,0m$ (Cartes : Ksar El Boukhari NI-31-XXI-2 OUEST AU 1/50 000, Theniat el Had NI-31-XXI-1 EST au 1/50 000).

II.3. Accès

Pour accéder au site du barrage, il faut emprunter la route nationale N°1 Alger-Djelfa et tourner à droite sur le chemin de wilaya CW19 en direction du village de Sebt Aziz. Ensuite, il faut prendre le chemin de droite, situé à 5 km avant le village de Sebt Aziz, qui mène à la ville de Derrag. Le site du barrage se trouve à environ 500 mètres de cet embranchement.

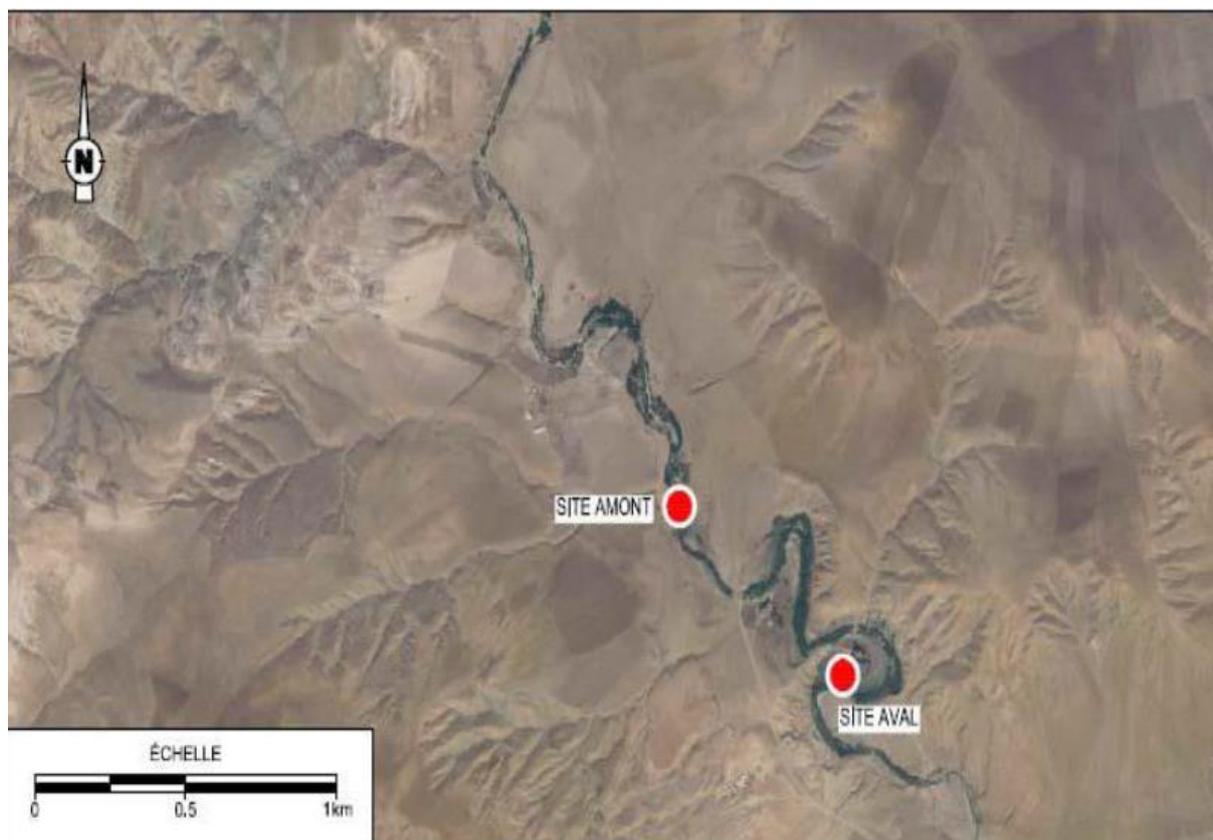


Figure II.1 Localisation des stations d'étude pour le barrage de Boukmouri (Image extraite de Google Earth).

II.4. Critères de choix du site

Le choix de l'emplacement dépend de plusieurs facteurs, tels que la topographie, la géologie, la géotechnique, l'hydrologie et la présence d'une cuvette permettant la collecte de l'eau.

II.4.1. Facteurs topographiques

La région se caractérise par deux types de relief distincts : un relief montagneux et un relief de pénéplaine, avec la plus grande partie du bassin versant située entre les altitudes de 805 m et 1706 mNGA. En amont de la cuvette, le relief est accidenté avec des escarpements rocheux, une vallée ample et des versants raides, voire très raides, creusés par des thalwegs profonds. L'évolution du relief dans cette région est influencée par la structure et la dureté du massif rocheux.

Dans la zone de la cuvette, où le substrat est principalement rocheux, la vallée est large avec un fond plat et large de quelques centaines de mètres et des flancs peu inclinés. Les flancs sont sillonnés par des talwegs peu profonds et rares qui débutent en haut par un dense réseau de ravines, où l'érosion régressive est assez prononcée.

Chapitre II : Description de la zone de l'étude

II.4.2. Facteurs géologiques et techniques

Le site du barrage est implanté dans une zone étendue de formations sédimentaires allochtones (nappe) datant du Crétacé Supérieur, du Paléogène et du Néogène. D'après l'esquisse tectonique présentée dans la carte géologique de Derrag, ces formations de la nappe font partie de l'unité tectonique (II-a) et recouvrent les formations autochtones (ante-nappe) du Miocène inférieur.

II.4.3. Facteurs hydrologiques

L'Oued Boukmouri est un affluent du Cheliff. Nous avons identifié deux axes potentiels pour l'étude, comme illustré dans la Figure II.2, qui montre la délimitation des bassins versants amont et aval. Les superficies de ces deux bassins sont respectivement de 128 km² et 130,2 km².

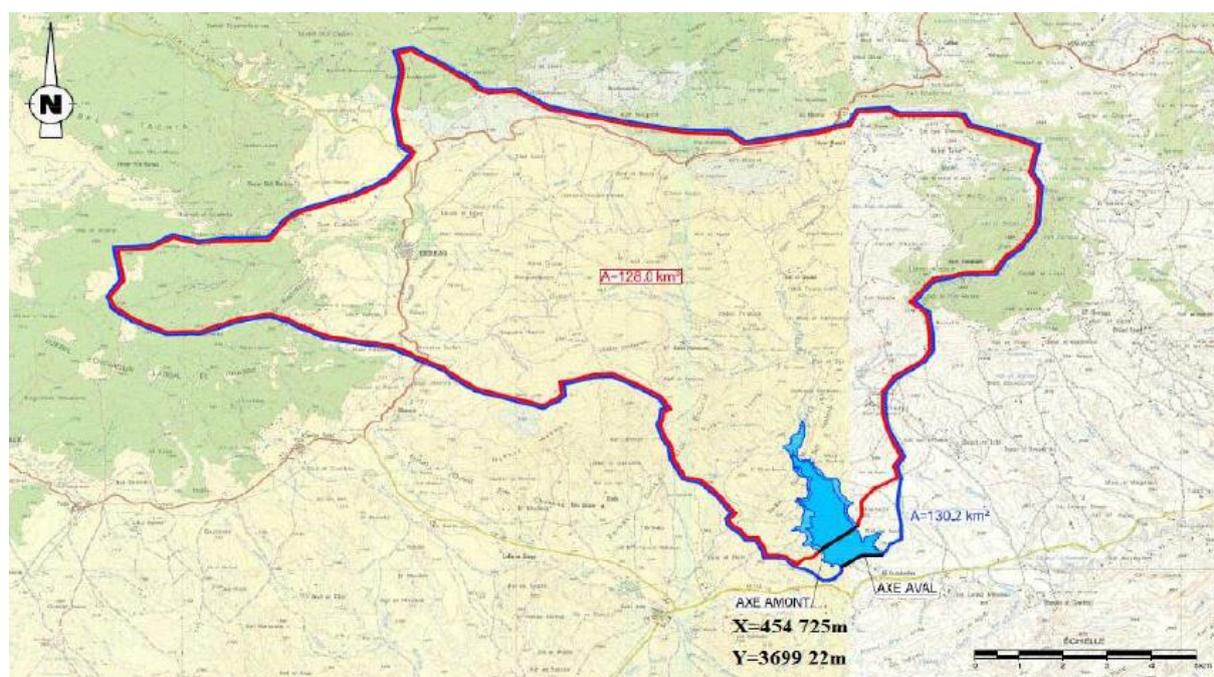


Figure II.2 Délimitation des bassins versants des deux axes amont et aval de Boukmouri sur les deux cartes d'état-major Ksar El Boukhari NI-31-XXI-2 OUEST Theniat el Had NI-31-XXI-1 EST au 1/50 000).

II.4.4. Facteurs géotechniques

Grâce aux travaux de prospection et à la reconnaissance géologique de surface effectués, nous sommes en mesure de confirmer la présence de zones d'extraction à proximité du site du barrage. Ces zones contiennent des matériaux adaptés à la construction d'un barrage en terre, tels que des sols fins, des matériaux de recharge, des matériaux pour les filtres et les drains, des agrégats pour la fabrication de béton, ainsi que des enrochements pour la protection du barrage.

Chapitre II : Description de la zone de l'étude

II.5. Choix de l'axe du barrage

Le choix de l'emplacement pour la construction d'un barrage doit prendre en compte les aspects techniques et économiques. Les conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques du site sont des éléments cruciaux à prendre en considération.

Plusieurs critères déterminants ont été pris en compte pour le choix de l'emplacement de la retenue collinaire, notamment :

- La garantie de la quantité d'eau pouvant être stockée dans la retenue ;
- La présence d'une bonne géologie pour l'emplacement du barrage et de la retenue ;
- L'existence d'une vallée étroite ou d'un resserrement de la gorge liant les deux rives, ce qui permet d'utiliser un volume minimum de remblai ;
- La proximité et la facilité d'accès aux zones existantes, afin d'éviter la création de nouvelles voies d'accès pour les engins et la main-d'œuvre ;
- La disponibilité d'un site approprié pour l'emplacement des ouvrages annexes.
- Après avoir établi un inventaire des sites possibles pour la construction d'un barrage dans la région et pris en compte les conditions topographiques, l'axe amont a été retenu comme étant le meilleur choix d'un point de vue économique.

II.6. Sismicité de la région

La région de Médéa se situe dans l'Atlas du Tell, qui présente une activité sismique évaluée comme étant modérée à faible. Selon les dispositions du règlement parasismique algérien (RPA 99 / version 2003), cette région est classée dans la zone "II-a", correspondant à une sismicité moyenne.

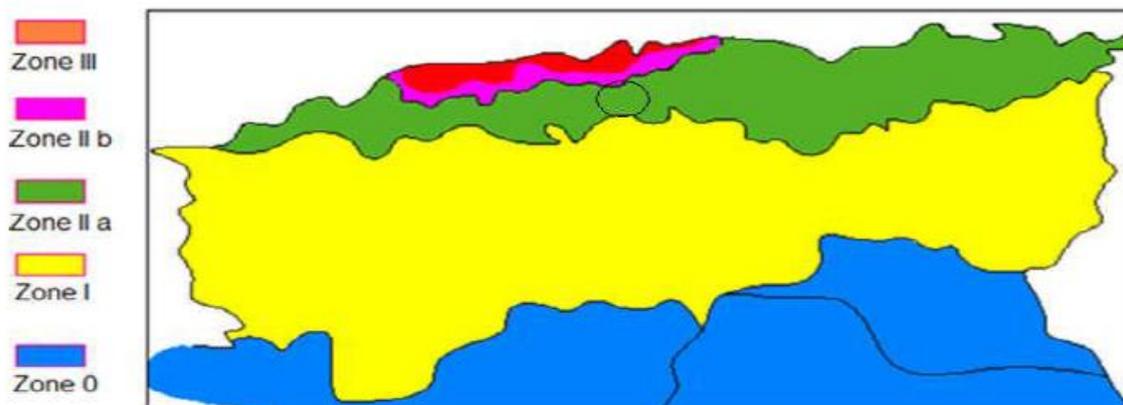


Figure II.3 Carte de zonage sismique de l'Algérie.

Chapitre II : Description de la zone de l'étude

II.7. Conditions climatiques

Les caractéristiques climatiques de la région d'étude seront déterminées à partir des données collectées dans les stations de mesure les plus proches. En ce qui concerne le barrage d'Oued Boukmouri, les conditions climatiques peuvent être estimées à partir des mesures effectuées à la station météorologique de Médéa.

II.7.1. Température

En raison de l'absence d'une station météorologique au niveau de la commune, la station météorologique professionnelle de Médéa (latitude 36°17N, longitude 02°44E, altitude 1030 NGA) faisant partie du réseau O.N.M a été choisie comme référence pour l'analyse des données. Globalement, le climat de la région est caractérisé par des étés chauds et des hivers froids. Les températures moyennes enregistrées à la station de Médéa sont présentées ci-dessous :

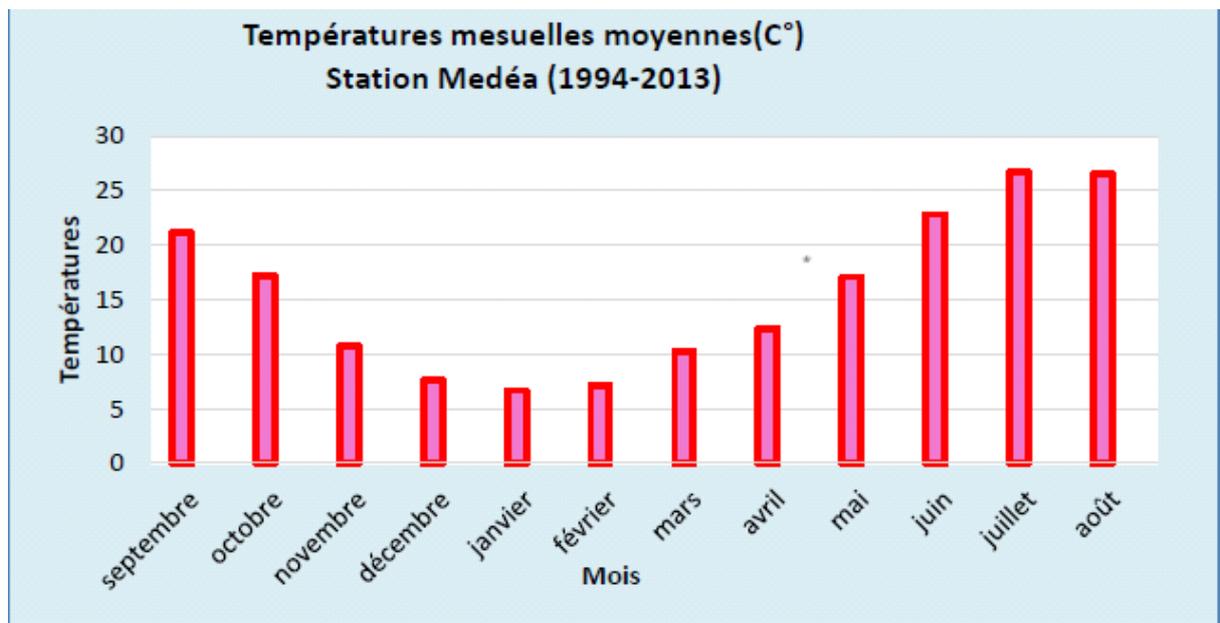


Figure II.4 Températures mensuelles moyennes sur la période 1994-2013 (station Médéa).

Tableau II.1 : Températures mensuelles moyennes sur la période 1994-2013 (Station Médéa).

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aou	T _{moy}
Température °C	21.1	17.2	10.7	7.6	6.7	7.1	10.3	12.3	17.1	22.8	26.7	15.7	14.60

II.7.2. Evaporation

Nous utiliserons les mesures d'évaporation de l'évaporomètre Piche de la station de Médéa (Altitude : 1030m, Latitude : 36°17 N, Longitude : 02°44 E) pour estimer l'évaporation du plan d'eau du barrage d'Oued Boukmouri, faute de mesures disponibles dans la région. Les données d'évaporation mesurées par l'évaporomètre Piche à la station de Médéa sont présentées dans le tableau ci-dessous :

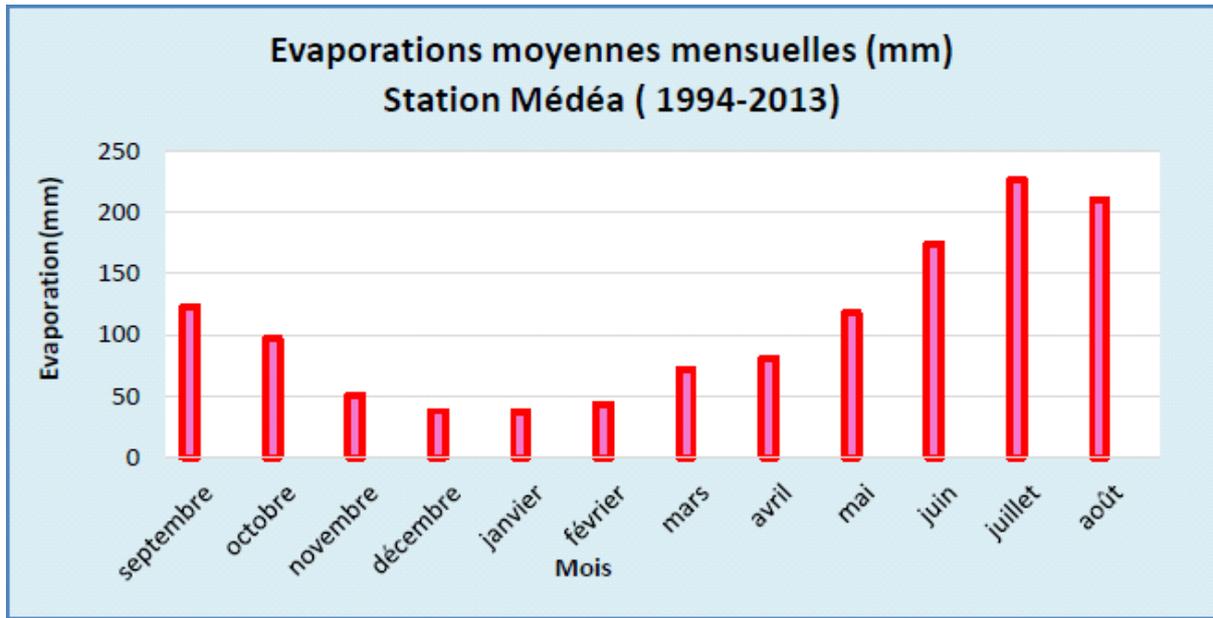


Figure II. 5. Evaporations mensuelles sur la période 1994-2013 (station de Médéa) (Source ONM)

Tableau II. 2. Evaporation mensuelle sur la période 1994-2013 (station de Médéa)

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Emoy
Evap(mm)	122.7	96.9	50.9	37.9	37.7	43.5	72.1	81.1	118	174.1	226.1	210.2	105.93
%	9.65	7.62	4.00	2.98	2.97	3.42	5.67	6.38	9.28	13.7	17.79	16.54	8.33

II.7.3. Les vents

Les moyennes mensuelles des vitesses des vents de la station de Médéa, sont récapitulées ci-dessous, (pour la période 1995-2014) :

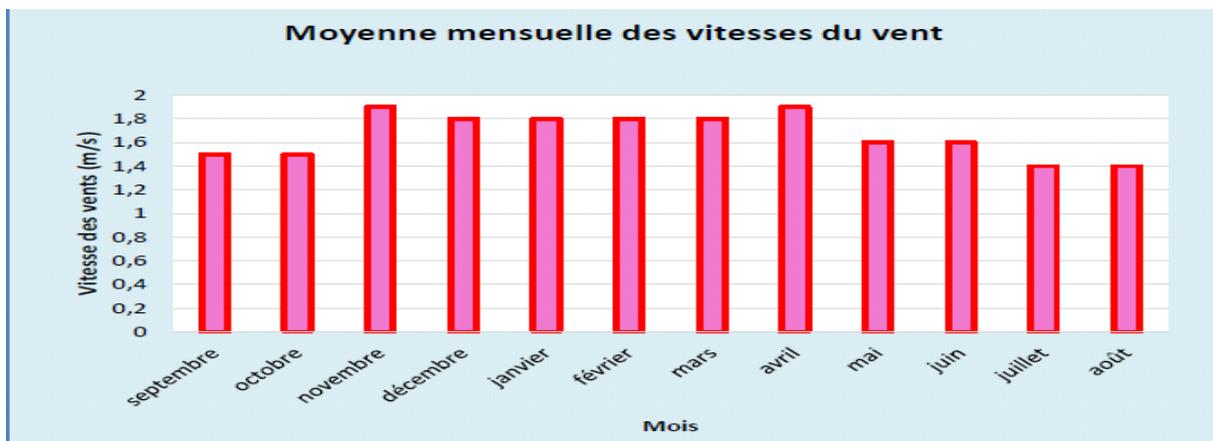


Figure II.6 Moyennes mensuelles de la vitesse des vents sur la période 1994-2014 (station de Médéa) (Source ONM)

Chapitre II : Description de la zone de l'étude

Tableau II.3. Moyennes mensuelles de la vitesse des vents sur la période 1994-2013 (station de Médéa)

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aou	V _{moy} (m/s)
Vitesse vent (m/s)	1.50	1.50	1.90	1.80	1.80	1.8	1.8	1.9	1.60	1.60	1.40	1.40	1.67

II.8. Conclusion

En conclusion, la localisation du site du barrage d'Oued Boukmouri a été déterminée en prenant en compte divers facteurs tels que la topographie, la géologie, la géotechnique, l'hydrologie et les conditions climatiques de la région. Le site se situe sur l'oued Boukmouri, à proximité du village de Sebt Aziz à Médéa, en Algérie. Les coordonnées précises du site ont été fournies, facilitant ainsi l'accès au barrage à partir de la route nationale N°1. La géologie du site, principalement composée de formations sédimentaires, offre des matériaux adaptés à la construction du barrage en terre. De plus, les études hydrologiques ont permis d'identifier les bassins versants amont et aval de l'oued Boukmouri, contribuant ainsi à l'évaluation des quantités d'eau pouvant être stockées dans la retenue. Le choix de l'axe du barrage a été effectué en tenant compte à la fois des aspects techniques et économiques, en privilégiant l'axe amont. Enfin, la région de Médéa présente une sismicité modérée, ce qui a été pris en considération dans la conception et la construction du barrage. Dans l'ensemble, la localisation du barrage d'Oued Boukmouri a été déterminée de manière stratégique en prenant en compte tous ces facteurs pour assurer sa faisabilité et son efficacité.

Chapitre III : Etude hydrologique

Chapitre III : Etude hydrologique

III.1. Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle de l'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, les eaux de surface, l'évaporation et l'évapotranspiration, ainsi que les eaux souterraines.

C'est une discipline cruciale à laquelle l'ingénieur accorde une grande importance en vue d'exploiter et de contrôler les ressources hydriques naturelles. Elle englobe divers domaines scientifiques fondamentaux visant à résoudre les problèmes liés à la gestion de l'eau.

L'étude hydrologique occupe une place primordiale et essentielle dans le processus d'évaluation de la faisabilité d'un barrage. C'est pourquoi les paramètres hydrologiques jouent un rôle déterminant, car ils fournissent les données initiales sur lesquelles repose le travail.

L'hydrologie nous permet également d'examiner les conditions de la réserve d'eau d'une part, et d'estimer les débits de crue auxquels le barrage doit résister d'autre part.

Dans le cadre de notre étude, nous entreprenons une analyse hydrologique du bassin versant d'Oued Boukmouri afin de déterminer certains paramètres essentiels, tels que le volume mort, le volume utile, le débit régulé, le débit de crue, le processus de régulation des crues, etc.

III.2. Etude climatique

III.2.1. Données existantes

Dans la carte du réseau hydro-climatique et de surveillance de la qualité des eaux du Nord de l'Algérie, il a été observé que le bassin versant de l'Oued Boukmouri ne dispose pas d'une station hydrométrique pour le contrôle. Cependant, des données d'observations directes sont disponibles pour le bassin versant de l'Oued Boukmouri, spécifiquement des mesures pluviométriques à la station Derrag. Cette situation nous a conduit à prendre en compte les données de cette station, qui présentent des similitudes altimétriques et ont été collectées pendant un nombre satisfaisant d'années.

Étant donné que la série d'observations présente des années manquantes, il a été considéré comme utile d'établir une corrélation avec d'autres séries, si elles sont disponibles, situées à proximité du bassin versant étudié. L'objectif est d'obtenir une série aussi longue que possible.

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III. 1. Coordonnées et codes des stations pluviométriques (Source ANRH).

Stations	Code	Altitude (NGA)	X(m)	Y(m)	Nombre d'années d'observations	P _{moy} (mm)
Derrag	01.13.02	1150	472.15	289.85	61	549.70
Kherba Od Hellal	01.16.04	1240	482.25	293.3	34	324.4
Bordj ElAmir	01.16.03	1080	461.10	2855.30	68	457.7
Boughezoul	01.12.08	643	507.10	272.25	50	223.4

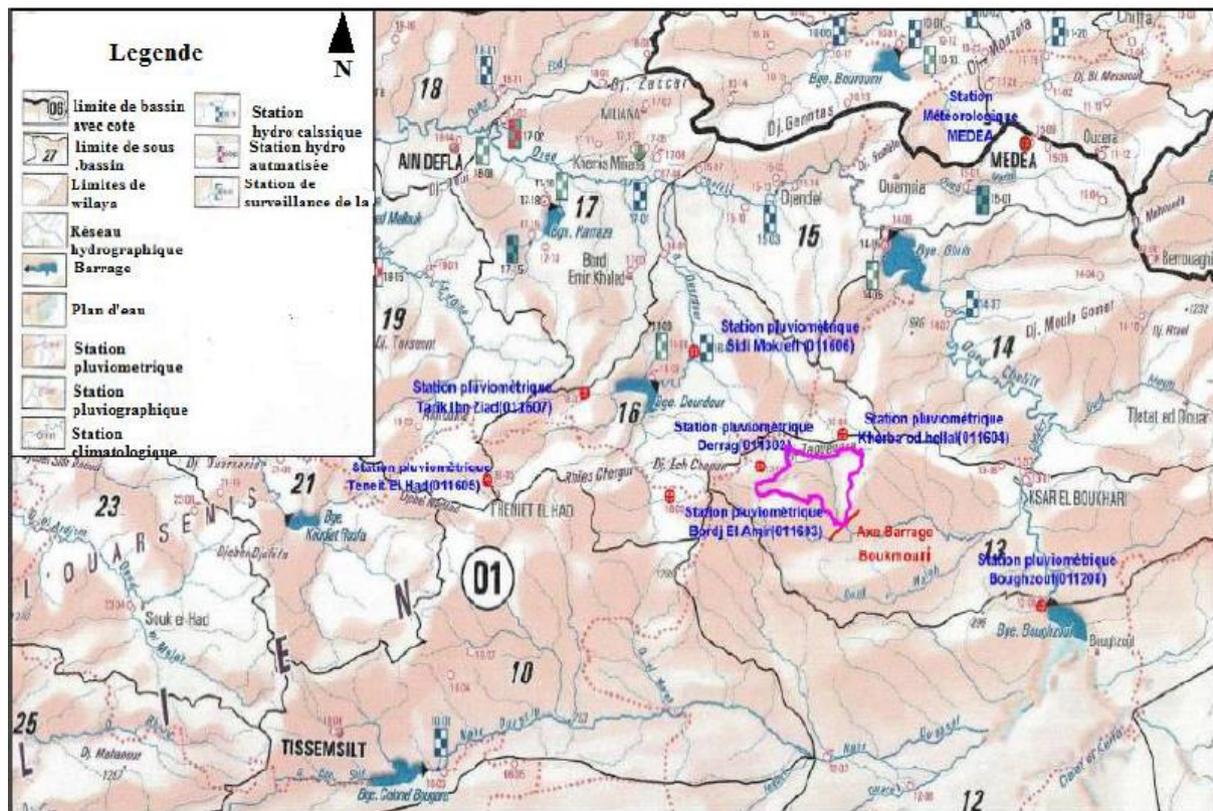


Figure III.7 Stations pluviométriques et météorologique considérées dans l'étude-Ech: 1/500 000 (source ANRH).

III.3. Evaluation de la pluie moyenne annuelle

III.3.1. Détermination de la pluie moyenne annuelle par la méthode des isohyètes

D'après la carte pluviométrique de l'ANRH établie en 2005, le bassin d'étude est situé entre les isohyètes de 300 mm et 500 mm.

Afin de calculer la pluie moyenne tombée sur l'ensemble de la surface, on procède à la planimétrie de chaque surface élémentaire délimitée par les isohyètes P_i et P_{i+1} , comme illustré dans le "Tableau III.13".

Chapitre III : Etude hydrologique

La pluie précipitée sur la surface comprise entre ces isohyètes est ensuite calculée en additionnant ces valeurs et en les divisant par la surface totale du bassin versant.

$$P = \frac{\sum S_i \cdot P_i}{S}$$

Avec :

P : pluie moyenne tombée sur bassin versant.

P_i : précipitation moyenne entre les isohyètes successives (mm).

S_i : surface comprise entre deux isohyètes successives (km²).

S : surface totale du bassin versant (km²).

Tableau III.2. Calcul de la pluie par la méthode isohyète.

Hauteur (m)	Surface entre les isohyètes (Km ²)	(P _i + P _{i+1})/2	S*(P _i + P _{i+1})/2
300-350	0,74	325	240,50
350-400	17,98	375	6742,50
400-450	83,36	425	35429,30
450-500	26,62	475	12643,10

$$\sum S_i \cdot P_i = 55055.40$$

$$P \text{ moy} = 428 \text{ mm.}$$

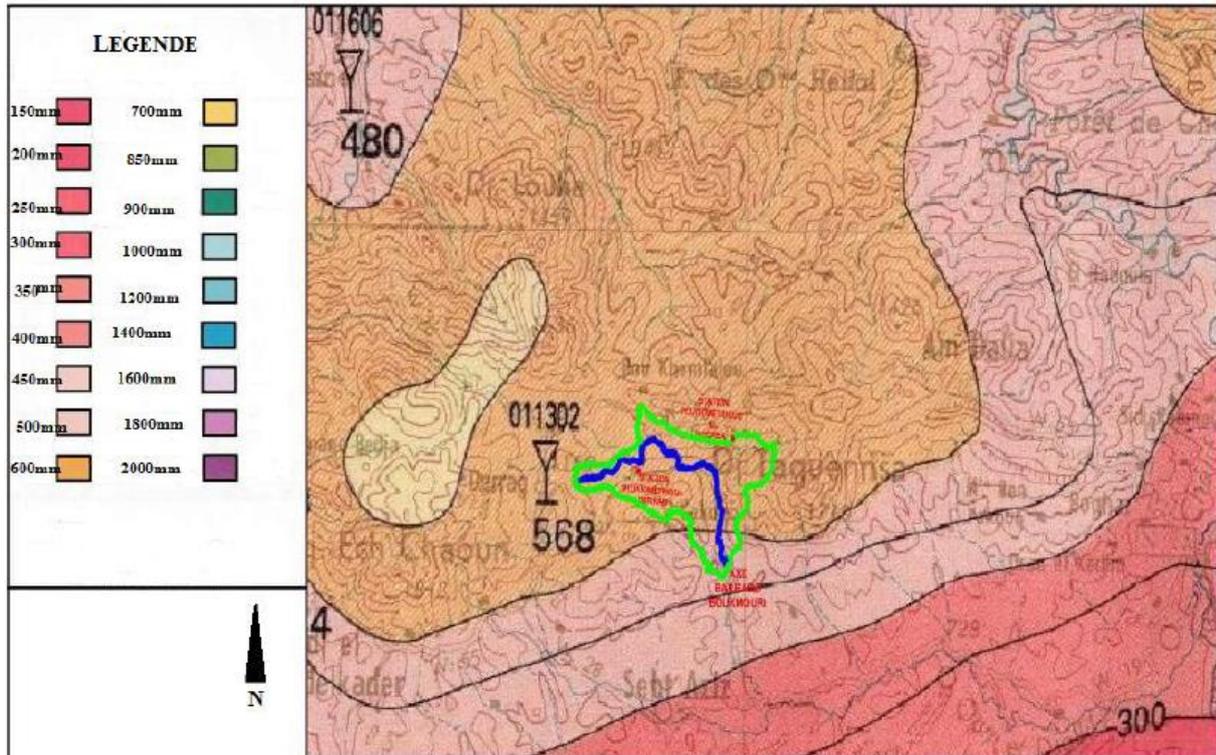


Figure III.8 Carte des Isohyètes de Oued Boukmouri Ech: 1/ 500 000.(source ANBT)

Conclusion

La valeur de précipitation moyenne annuelle retenue est de 428 mm.

P₀ = 428 mm.

Répartition des pluies moyennes mensuelle dans le bassin

Tableau III.3: Répartition des valeurs des pluies moyennes mensuelles.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aou
P(mm)	24.795	41.895	62.775	62.775	62.82	54.36	51.345	43.02	39.24	12.15	2.745	6.21
P(%)	5.51	9.31	10.82	13.95	13.96	12.08	11.1	9.56	8.72	2.7	0.61	1.38

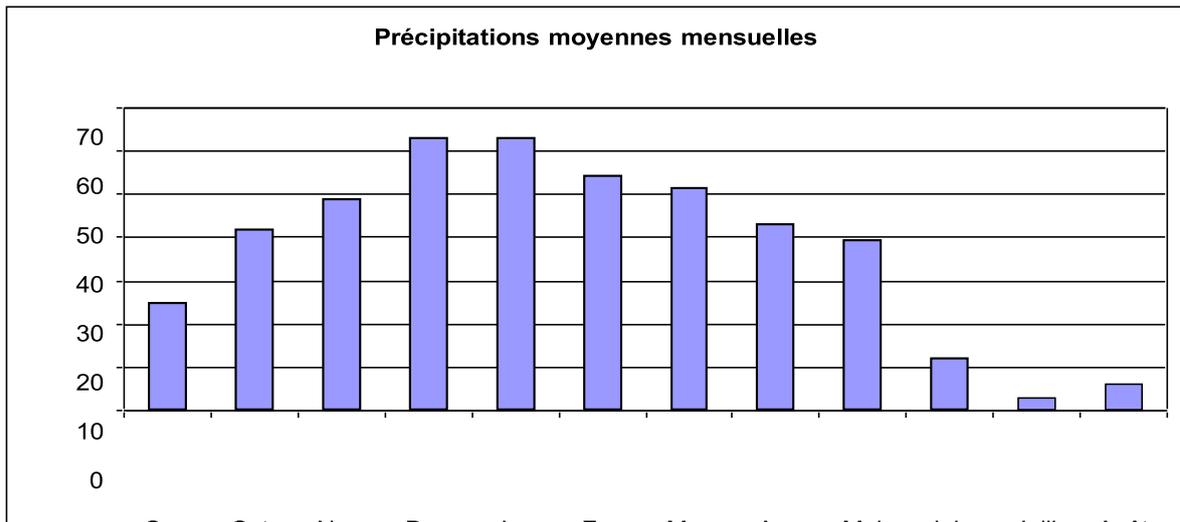


Figure III.9: Répartition des valeurs des pluies moyennes mensuelles.

III

Lors du traitement des précipitations journalières, il est supposé que la durée et l'origine des précipitations sont fixes. En revanche, qu'elles soient continues ou non ce n'est pas pertinent, car une courte interruption au sein d'une averse n'a pas d'effet sur l'hydrogramme. Dans les calculs de dimensionnement des ouvrages hydrotechniques, l'objectif n'est pas d'assurer une protection absolue qui entraînerait un surdimensionnement des ouvrages, mais plutôt de garantir une protection contre une averse type ayant une probabilité déterminée et une durée équivalente au temps de concentration.

Selon la série des précipitations journalières maximales enregistrées à la station de Derrag, identifiée par le code (01.13.02), la moyenne est de $P_j \text{ max} = 50,7 \text{ mm}$.

III.3.3. Test d'homogénéité des pluies journalières maximales

Toute étude hydrologique nécessite une vérification rigoureuse des données utilisées. L'évaluation de la qualité de l'information de base revêt une importance primordiale. Il est impossible d'obtenir des résultats concluants si les données de base ne sont pas fiables. Par conséquent, l'analyse hydrologique repose sur l'exploitation de données, souvent présentées sous forme de séries statistiques, qui peuvent contenir des erreurs statistiques qu'il convient de détecter et de corriger.

Pour ce faire, on recourt à des méthodes d'homogénéisation des données. Il existe de nombreuses approches d'homogénéisation, qu'elles soient graphiques ou analytiques.

III.3.4. Ajustement des pluies maximales journalières

Tableau III.4: Caractéristiques de la série des pluies maximales journalières.

Caractéristiques	Formules	Valeurs
Pluie maximale journalière	/	123.0
Pluie minimale journalière	/	21.4
Pluie moyenne journalière	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{N}$	50.72
Ecart -type	$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{N - 1}}$	21.05
Coefficient de variation C_v	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0.4150
Coefficient d'asymétrie C_s	$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3}{(N - 1)\sigma^3}$	1.227
Coefficient d'aplatissement C_k	/	4.380

III.3.5. Choix de la loi d'ajustement

Étant donné qu'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 spécifiques à l'échantillon. Cependant, de nombreuses études comparatives, à la fois empiriques et théoriques, ont été réalisées pour déterminer les circonstances dans lesquelles une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi de probabilité donnée. Dans notre cas, nous utilisons le logiciel HYFRAN pour effectuer les ajustements.

Les lois d'ajustement choisies sont les suivantes :

- La loi de Gumbel.
- La loi de Galton (log-normale).

1. Ajustement à la loi de Gumbel:

L'ajustement de la série des P_{jmax} à la loi de Gumbel d'expression :

$$F(x) = e^{-e^{-u}}$$

avec :

$$S = 0,78s_x(\text{grad}^{\sim})$$

Où :

$$u = \frac{X - X_0}{S}$$

X: représente la variable pluviométrique

$$\sigma_x = \left(\frac{\sum (X - X_m)}{n - 1} \right)^{0,5}$$

Chapitre III : Etude hydrologique

X_m : la pluie journalière maximale moyenne (P_{jmax})

- **Paramètres du logiciel Hyfran :**

T: Période de retour.

Q: Fréquence.

X t: Pluie journalière maximale correspondante à la période de retour donnée.

- **Résultat de l'ajustement :**

Gumbel (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observation N= 61

Paramètres : U = 41.417

$$\alpha = 15.69$$

Quantiles :

Q = F(x) probabilité au non dépassement

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

Tableau III.5 : Résultats d'ajustement par la loi de Gumbel.

T (ans)	q	X_t	Ecart type	Intervalle de confiance 95%	
10000	0.9999	186.7	15.49	156.3	217.1
1000	0.9990	150.4	11.85	127.1	173.6
100	0.9900	113.9	8.245	97.78	130.1
50	0.9800	102.9	7.169	88.87	117.0
20	0.9500	88.21	5.757	76.93	99.50
10	0.9000	76.85	4.698	67.64	86.06
5	0.8000	65.01	3.653	57.85	72.17
2	0.5000	47.12	2.368	42.48	51.76

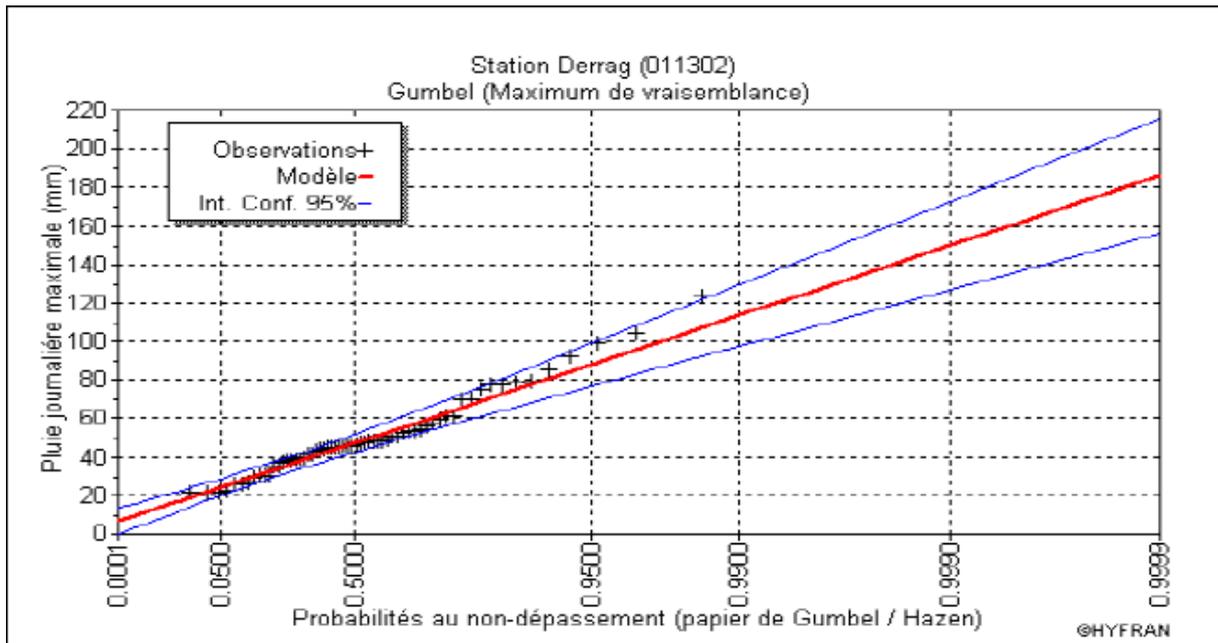


Figure III.10 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance).

2. Ajustement à la loi log normale

Paramètres d'ajustement à la loi Log–normale :

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

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

-L'équation de la droite d'ajustement.

Avec :

$U_{P\%}$: variable de GAUSS pour différentes fréquences

- **Résultats de l'ajustement**

Nombre d'observations : 61

- **Paramètres**

$\mu = 3.849$

$\sigma = 0.395$

- **Quantiles**

$Q = F(x)$ (probabilité au non-dépassement)

$T = 1/(1-q)$ (Période de retour)

Tableau III.6: Résultat d'ajustement par la loi de Galton.

T(ans)	q	Xt	Ecart type		
10000	0.9999	206.2	29.81	147.8	264.7
1000	0.9990	160.5	19.81	121.7	199.4
100	0.9900	118.4	11.70	95.50	141.4
50	0.9800	106.2	9.610	87.41	125.1
20	0.9500	90.28	7.097	75.36	104.2
10	0.9000	78.11	5.396	67.53	88.69
5	0.8000	65.54	3.898	57.90	73.18
2	0.5000	46.88	2.391	42.19	51.56

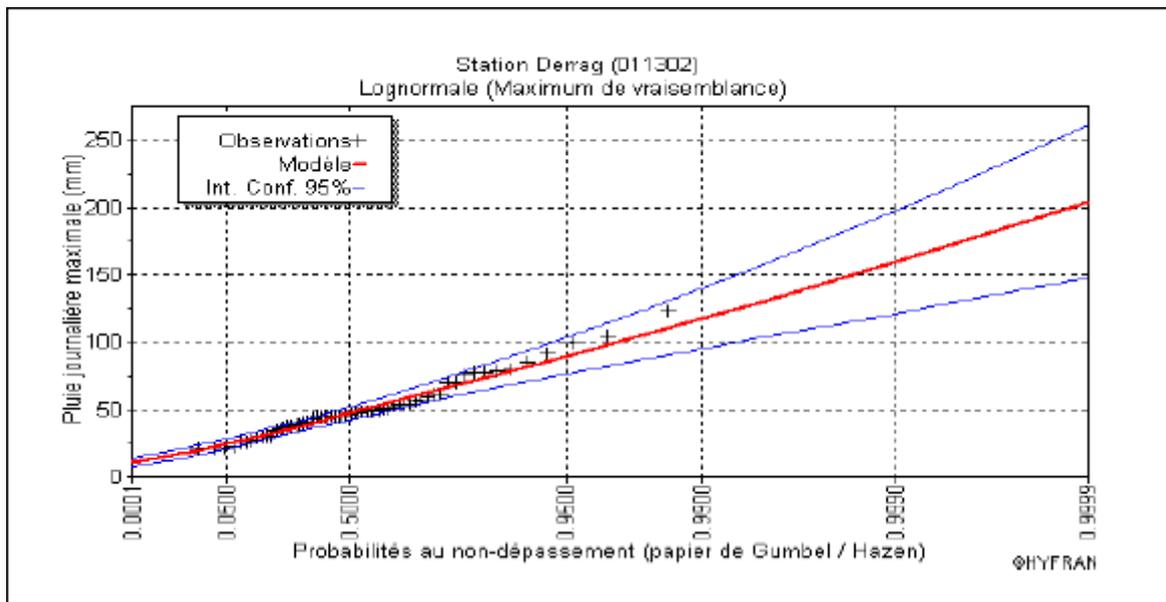


Figure III.11 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton (Maximum de vraisemblance).

3. Choix de la loi d'ajustement

En se basant sur les deux droites d'ajustement et les résultats du test de Khi-2, on observe que les pluies journalières maximales s'ajustent mieux à la loi de Galton (log-normale). Par conséquent, pour la suite de l'analyse, les pluies journalières maximales obtenues par l'ajustement de Galton seront prises en considération.

III.3.6. Pluies fréquentielles de courte durée

La conversion des pluies journalières maximales en pluies de courte durée, qui sont à l'origine des crues, peut être réalisée en utilisant la relation de Montanari :

Avec les éléments suivants :

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

Chapitre III : Etude hydrologique

PTt : Pluie de durée t et de période de retour T.

P_j max(%) : Pluie journalière maximale correspondant à la fréquence T.

b : Exposant climatique (b=0,37).

Tableau III.7 : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence.

Période de retour(ans)	10000	1000	100	50	20	10	5	2
Fréquence	0.01	0.1	1	2	5	10	20	50
P _{max j} (mm)	206.2	160.5	118.4	106.2	90.28	78.11	65.54	46.88

Tableau III.8 : Pluies de courtes durées en fonction du temps.

Période de Retour (ans)	P _{max j} (mm)	Temps (heures)							
		1	2	3	4	8	8,3	12	24,00
10000	206,20	63,62	82,22	95,53	106,26	137,33	139,21	159,55	206,20
1000	160,50	49,52	64,00	74,36	82,71	106,89	108,36	124,19	160,50
100	118,40	36,53	47,21	54,85	61,01	78,85	79,93	91,62	118,40
50	106,20	32,77	42,35	49,20	54,73	70,73	71,70	82,18	106,20
20	90,28	27,86	36,00	41,83	46,52	60,13	60,95	69,86	90,28
10	78,11	24,10	31,15	36,19	40,25	52,02	52,73	60,44	78,11
5	65,54	20,22	26,13	30,36	33,77	43,65	44,25	50,71	65,54
2	46,88	14,46	18,69	21,72	24,16	31,22	31,65	36,27	46,88

Tableau III.9 : intensités des pluies en fonction du temps.

Période de retour(ans)	P _{max j} (mm)	Temps (heures)								
		1	2	3	4	8	8,3	12	24,00	48
10000	206,20	63,62	41,11	31,84	26,57	17,17	16,77	13,30	8,59	5,55
1000	160,50	49,52	32,00	24,79	20,68	13,36	13,06	10,35	6,69	4,32
100	118,40	36,53	23,61	18,28	15,25	9,86	9,63	7,63	4,93	3,19
50	106,20	32,77	21,17	16,40	13,68	8,84	8,64	6,85	4,43	2,86
20	90,28	27,86	18,00	13,94	11,63	7,52	7,34	5,82	3,76	2,43
10	78,11	24,10	15,57	12,06	10,06	6,50	6,35	5,04	3,25	2,10
5	65,54	20,22	13,07	10,12	8,44	5,46	5,33	4,23	2,73	1,76
2	46,88	14,46	9,35	7,24	6,04	3,90	3,81	3,02	1,95	1,26

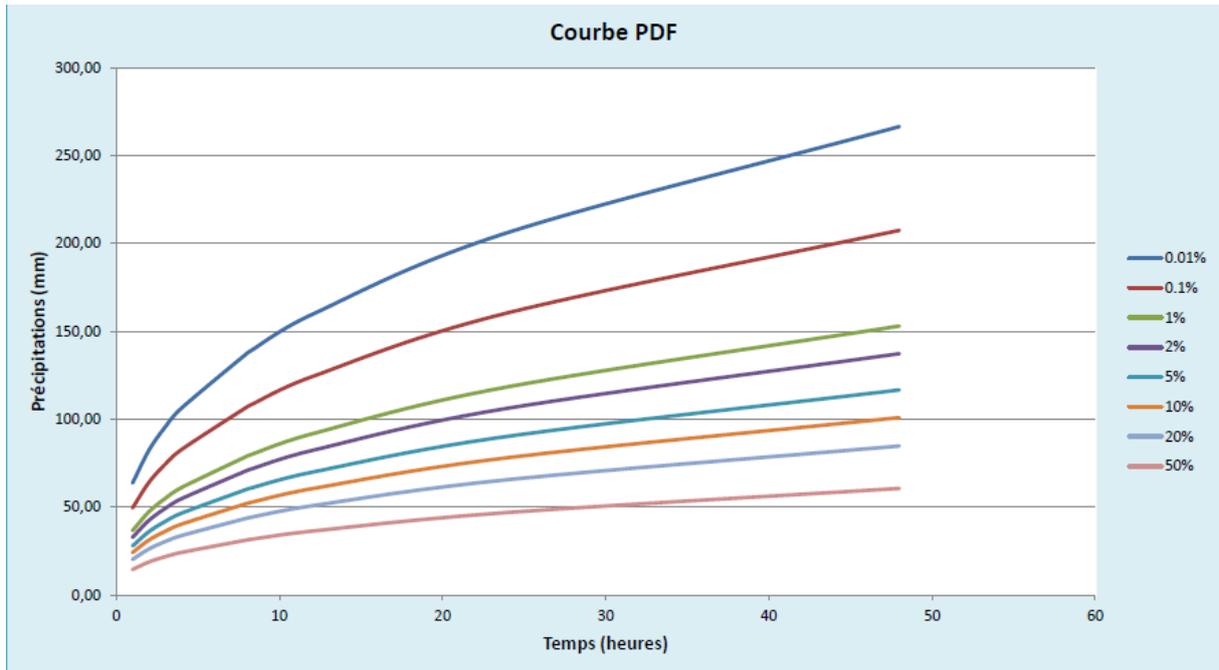


Figure III.12 : Courbe Précipitation -Durée -Fréquence.

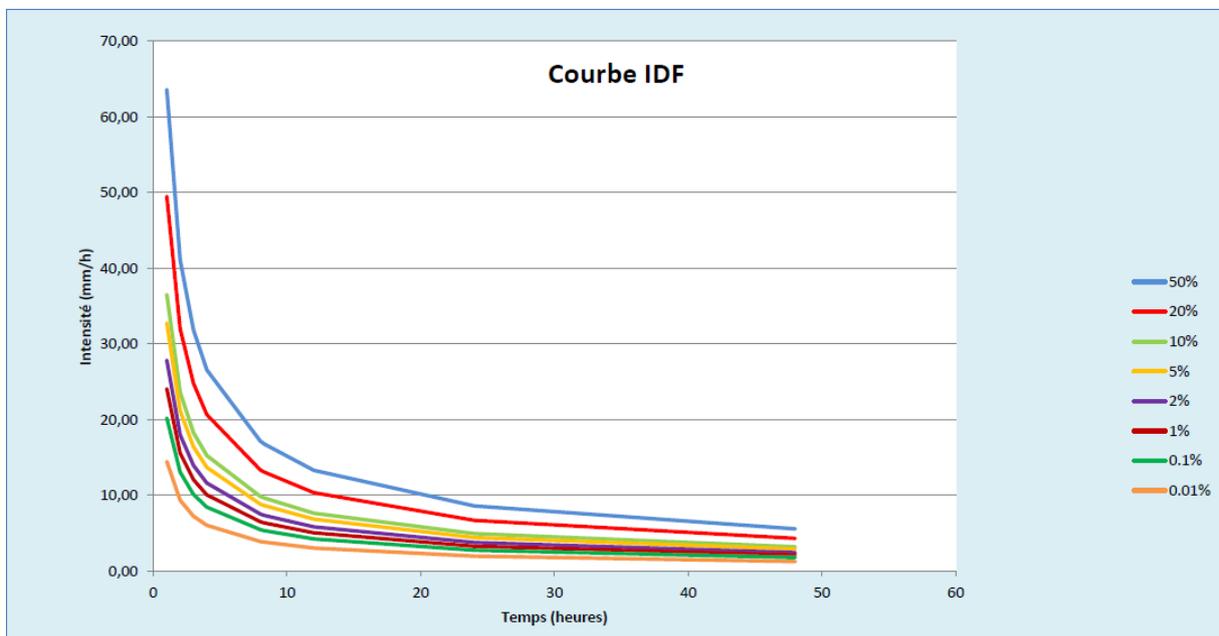


Figure III.13: Courbe Intensité -Durée-Fréquence

III.4. Etude des apports

Cette section de l'étude se concentrera sur la quantification des apports liquides au niveau de la retenue. Elle sera précédée d'une analyse de la variabilité de ces apports en prenant en compte les paramètres qui la régissent, tels que la loi log-normale.

Ces analyses seront effectuées dans le but d'obtenir un maximum d'informations exploitables pour la poursuite du projet.

III.4.1. Apport moyen annuel A_0

Pour estimer l'apport moyen annuel du bassin versant du barrage, deux approches sont utilisées :

- a. Les formules empiriques ;
- b. La série d'observations de la station hydrométrique.

En cas d'absence de données d'observations directes, il est courant d'estimer les apports liquides à l'aide de méthodes empiriques.

III.4.2. Calcul de l'apport moyen annuel par les formules empiriques

Les formules les plus fréquemment utilisées sont :

- **Formule de SAMIE**

$$A_0 = L_e \cdot S$$

$$L_e = \bar{P} (293 - 2.2\sqrt{S})$$

Avec :

A_0 : Apport moyen annuel (hm^3)

L : Lamme écoulée (mm)

S : superficie du bassin versant (km^2)

\bar{P} : pluie moyenne annuelle (m)

AN:

$$L_e = 450 * 10^{-3} * (293 - 2.2\sqrt{128.7})=54.27 \text{ mm}$$

$$L_e=54.27\text{mm}$$

$$A_0 = 54.27 * 128.7 = 6.98hm^3$$

$$A_0 = 7 \text{ hm}^3$$

- **Formule de DERIE II**

$$A_0 = 0.915 \cdot \bar{P}^{684} \cdot S^{0.842}$$

Avec :

A : Apport moyen annuel

(hm^3) P_0 : Pluie moyenne

annuelle (m) S : Superficie

du bassin versant.

AN:

$$L_e = 450 * 10^{-3} * (293 - 2.2\sqrt{128.7})=54.27 \text{ mm}$$

$$L_e=54.27\text{mm}$$

$$A_0 = 0.915 \cdot (450 * 10^{-3})^{2.684} \cdot 128.7^{0.842} = 6.41hm^3$$

$$A_0 = 6.41 \text{ hm}^3$$

- **Formule de Urgiprovdkhoz**

$$A_0 = 31.536. M_0. S. 10^{-3}$$

Avec:

$$M_0 = \left(\frac{P_0}{340} \right)^{2.24} = 1.93 \text{ l/s/hm}^3.$$

$$A_0 = 7.84 \text{ hm}^3$$

- **Formule de l'ANRH**

$$A_0 = 0.513. \bar{P}^{2.683}. D_d^{0.5}. S^{0.842}$$

Avec:

D_d : Densité de drainage (km/km^2).

\bar{P} : Précipitation moyenne (m).

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

$$A_0 = 6.45 \text{ hm}^3$$

- **Formule de TURC**

$$A_0 = L_0. S$$

$$L_0 = P_{\text{moy}} - D$$

$$D = \left(\frac{P_{\text{moy}}}{\sqrt{0.9 + \left(\frac{P_{\text{moy}}}{L} \right)}} \right)$$

Avec :

L_e : lame écoulée (mm)

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

D: Déficit de l'écoulement [mm] tel que .

L: Variable théorique tel que:

$$L = 300 + 25T_{\text{moy}} + 0.05(T_{\text{moy}})^3$$

$$L = 875.92 \text{ mm}$$

T_{moy} : Température moyenne annuelle . $T_{\text{moy}} = 15.52^\circ$

$$A_0 = L_0 \cdot S$$

$$A_0 = 9.26 \text{ hm}^3.$$

III.4.3. Calcul de l'apport moyen annuel par la méthode rationnelle

Le modèle rationnel utilisé est de la formulation suivante :

$$A_0 = C_e \cdot P_0 \cdot S$$

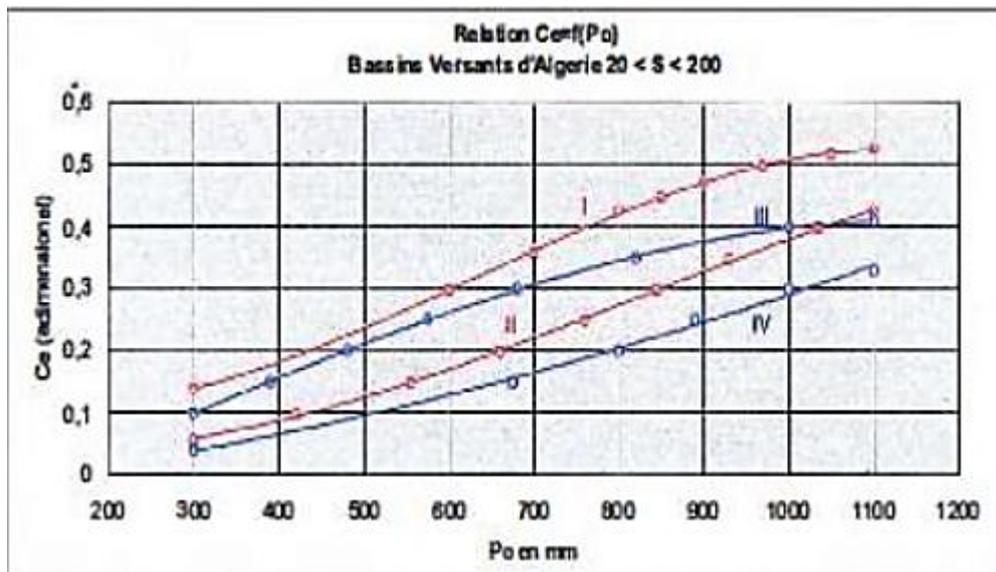
Avec :

A_0 : L'apport moyen interannuel, exprimé en m^3 .

P_0 : La pluie moyenne annuelle, exprimée en m.

S : La surface du bassin versant, exprimée en m^2 .

Pour estimer le coefficient d'évapotranspiration C_e , on utilise une relation $C_e = f(P_0)$ spécifique aux petits bassins versants en Algérie, basée sur des courbes enveloppantes (PNUD ; projet RAB/80/01, 1987). Pour plus de commodité, les courbes enveloppantes ont été adaptées à des équations polynomiales, dont les formulations sont présentées dans le graphique et le tableau suivants :



EQUATIONS POUR DÉTERMINER LE COEFFICIENT D'ÉCOULEMENT EN FONCTION DE LA PLUIE MOYENNE ANNUELLE DU BASSIN VERSANT	
Équation polinomique	Caractéristiques d'application
Courbe I: $Ce = -9E-10Po^3 + 2E-06Po^2 - 0,0004Po + 0,1422$	Cours d'eau permanents et conditions favorables à l'écoulement superficiel (sols imperméables, nus, sans végétation).
Courbe II: $Ce = -4E-10Po^3 + 9E-07Po^2 - 0,0002Po + 0,0572$	Cours d'eau permanents, mais avec des conditions défavorables à l'écoulement (sols perméables, forêts, etc.).
Courbe III: $Ce = -2E-10Po^3 + 1E-07Po^2 + 0,0006Po - 0,076$	Pour des cours d'eau temporaires, dans des conditions semblables aux courbes I et II, respectivement.
Courbe IV: $Ce = 1E-07Po^2 + 0,0002Po - 0,027$	

Figure III.14 : Courbes et équations pour la détermination du coefficient d'écoulement en fonction de la pluie moyenne annuelle du bassin versant (Source :A.N.B.T) .

Dans notre cas, le coefficient d'écoulement est calculé à partir de l'équation correspondante à la courbe III, ce qui donne $Ce = 0,18$.

En appliquant la formule précédente, nous obtiendrons :

$$A_0 = 0,18.428. 10^{-3}. 128,7 = 9,92 \text{ hm}^3$$

$$A_0 = 10 \text{ hm}^3$$

III.4.4. Calcul de l'apport moyen annuel par la carte des écoulements

L'ANRH a établi une carte des écoulements moyens annuels dans le nord de l'Algérie pour estimer les lames d'eau moyennes annuelles écoulées en surface pour des bassins versants d'une superficie inférieure à 1500 km². Cette carte repose sur l'utilisation d'un modèle hydrologique ajusté aux données provenant de 70 stations de jaugeage sur la période de septembre 1965 à août 2002.

Pour calculer la lame d'eau sur la surface totale, chaque zone élémentaire délimitée par les isolignes I_i et I_{i+1} est mesurée en termes de superficie.

Tableau III.10 : Calcul de la lame d'eau par les isolignes.

Isolignes en mm	Surface entre les isolignes	$I_i + I_{i+1} / 2$ (mm)	$S(I_i + I_{i+1} / 2)$
20-50	20.6	35.5	4269.23
50-100	8.44	75.5	673.22
			Somme:4866.44

$$L_e = 38 \text{ mm}$$

Par une simple application de la formule de $A_0 = 128,7.38.10^{-3} = 4.89$ on aura donc :

$$A_0 = 5,00 \text{ hm}^3$$

III.4.5. Calcul de l'apport moyen annuel par la méthode analogique

Cette méthode vise à estimer le débit du projet sur un site non jaugé en se basant sur les données observées dans un bassin jaugé qui présente des similitudes hydrologiques importantes, notamment en termes de :

- Superficie.
- Forme et indice de forme.
- Pente moyenne et indices de pente.
- Densité de drainage et rapport de confluence.
- Paramètres de rectangles équivalents.
- Caractéristiques du relief, tels que l'altitude moyenne et la médiane.
- Paramètres climatiques et géologiques.

En utilisant ces critères, il est possible d'extrapoler le débit de projet pour le site non jaugé de manière fiable.

Méthode des débits spécifiques

Cette méthode repose sur l'estimation du débit Q_B recherché à partir du débit Q_A en prenant en compte uniquement l'influence relative des surfaces des bassins versants. Ainsi, les autres facteurs qui peuvent influencer le comportement hydrologique de chaque bassin, tels que le climat, la géologie, la topographie, sont négligés dans cette approche.

$$Q_B = \frac{Q_A}{S_A} S_B$$

Avec :

Q_B : représente le débit du bassin non jaugé, exprimé en m^3/s .

Q_A : correspond au débit du bassin jaugé, exprimé en m^3/s .

S_B : désigne la superficie du bassin non jaugé, exprimée en km^2 .

S_A : fait référence à la superficie du bassin jaugé, exprimée en km^2 .

Chapitre III : Etude hydrologique

Dans notre cas, le barrage du Deurdeur existant, qui est proche du barrage à étudier (Boukmouri), présente des caractéristiques similaires au niveau de leurs bassins versants (d'après la monographie du barrage du Deurdeur réalisée en 1986 par BG, source ANBT).

Selon ce rapport, le point culminant du bassin versant est le Djebel Echchaoun, avec une altitude de 1813 m. Environ les deux tiers du bassin versant se situent en dessous de 1000 m, dans des régions montagneuses présentant des pentes moyennes assez prononcées. L'altitude moyenne du bassin versant est de 960 m.

Il est important de rappeler que le bassin versant de Boukmouri possède un point culminant à 1706 m (proche du Djebel Echchaoun). Selon la courbe hypsométrique, environ les deux tiers du bassin versant se trouvent au-dessus de 1000 m, avec une pente moyenne assez forte. L'altitude moyenne du bassin versant est de 1045,7 m.

En se basant sur ces informations, nous pouvons établir une analogie entre le barrage du Deurdeur et le barrage de Boukmouri.

Afin de renforcer notre argumentation concernant l'utilisation de cette analogie, nous avons calculé la pluie sur le bassin versant du Deurdeur en utilisant la méthode de Thiessen. Pour cela, nous avons utilisé d'autres séries pluviométriques qui sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau III.11 : séries pluviométriques utilisées sur le bassin versant d'Oued Dérideur.

Station	Code	Altitudes (NGA) m	X	Y	P _{moy} (mm)
Sidi Mokrefi	01.16.06	425	463.20	304.25	374.30
Tarik ibn Ziad	01.16.07	660	450.15	299.50	494.00
Theniat el Had	0.1.12.05	1150	439.8	285.65	540.00

Tableau III.12 : Application de la méthode de Thiessen sur le bassin versant d'Oued Deurdeur (Source ANBT).

Station	P _i	A _i	A _i /Δt	P _i * A _i /Δt
Derrag(01.13.02)	549,70	29,75	0,06641811	36,51
Bordj el Amir(01.16.03)	457,70	188,24	0,42025362	192,35
Sidi Mokrefi	374,30	40,97	0,09146723	34,24
Tarik ibn Ziad	494,00	123,74	0,27625469	136,47

Chapitre III : Etude hydrologique

Theniat el Had	540,00	65,22	0,14560636	78,63
-----------------------	--------	-------	------------	-------

$A_{\text{totale}}=448 \text{ km}^2$

$P_{\text{moy}}=478 \text{ mm.}$

Un bilan hydrique du barrage Deurdeur, transmis par l'ANBT, indique un apport moyen annuel de 36,40 hm³/an, ce qui équivaut à un débit moyen annuel de $Q_A = 36,4/31,6 = 1,15 \text{ m}^3/\text{s}$.

La surface du bassin versant du Deurdeur est $SA = 468 \text{ km}^2$, tandis que celle de Boukmouri est de $SB = 128,7 \text{ km}^2$.

En appliquant simplement la formule précédente, nous obtenons un débit de :

$$Q_B = \frac{1.15}{448} 128.7 = 0.316$$

$Q_B = 0,32 \text{ m}^3/\text{s.}$

Donc un apport moyen annuel de :

$$A=0.32*31.635*10^6 =10091520 \text{ m}^3$$

$A=10.09 \text{ hm}^3.$

Tableau III.13: Récapitulatif de l'apport moyen interannuel.

Tableau Formule	L _e (mm)	M ₀ (l/s/km ²)	L'apport moyen annuel (hm ³)
Formule de SAMIE	54.27	1.72	7.00
Formule d'Urgiprovodkhoz	60.92	1.93	7.84
Formule DERIE II	49.81	1.58	6.41
Formule de l'ANRH	50.12	1.59	6.45
Formule de TURC	32.89	1.04	9.26
Carte des écoulements	38.85	1.23	5.00
Méthode rationnelle	80.96	2.57	10.00
Analogie (Débit spécifique)	77.7	2.46	10.01

Tel que :

Le module de l'écoulement :

$$M_0=A_0/ T.S$$

Avec :

Chapitre III : Etude hydrologique

A_0 : Apport moyen annuel (l)

T : Temps d'une année en seconde ($T=31.536 * 10^6$ s) S : Superficie du bassin versant.

Conclusion :

Les résultats obtenus par l'application des formules empiriques sont fournis à titre indicatif.

Pour l'Oued Boukmouri, nous avons adopté un apport moyen annuel arrondi de 10,00 hm³/an, basé sur l'analogie avec Deurdeur et des données réelles. Par conséquent, les paramètres hydrologiques adoptés pour l'Oued Boukmouri au niveau de l'aménagement sont les suivants :

Apport moyen annuel (A_0) : 10,00 hm³

Débit moyen annuel : 0,32 m³/s

La lame ruisselée **Le = 77,70 mm.**

Le module d'écoulement **M0= 2.46 l/s/km².**

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III.143 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aou	Année
A(hm ³)	0.61	1.07	1.08	1.40	1.40	1.21	1.14	0.96	0.87	0.27	-	-	10.00
%	6.12	10.7	10.8	14.0	14.0	12.08	11.41	9.56	8.7	2.7	-	-	100

III.4.6. Variabilité de l'apport

La variabilité de l'apport peut être étudiée en utilisant une loi log normale (loi de Galton) qui représente de manière optimale la distribution des apports fréquents en Algérie. Cette loi est exprimée par l'équation suivante :

$$A(\%) = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{u \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}}$$

Avec :

A (%) : Apport de fréquence donnée

(hm³)U : Variable réduite de Gauss

A₀ : Apport moyen annuel (hm³)

C_v : coefficient de variation de l'apport.

- **Calcul de C_v :**

a. Formule d'Urgiprovdokhoz :

$$C_v = \frac{0.70}{M_0^{0.125}} = 0.62$$

M₀ : Module spécifique (2,46 l/s/km²).

b. Formule SAMIE:

$$C_v = 0.78 - 0.291 \log M_0 = 0.66.$$

c. Formule de Deri II:

$$C_v = 0.78 - 0.29 \log M_0 (\log S)^{0.063} = 0.53.$$

Avec:

M₀ : Module spécifique (l/s/km²). S : Surface du bassin versant (km²).

Pour la poursuite de l'étude, nous retiendrons la valeur obtenue à l'aide de la formule

Chapitre III : Etude hydrologique

d'Urgiprovodkhoz, soit $C_v = 0,62$.

Tableau III.15 : Caractéristiques de l'écoulement.

Caractéristiques de l'écoulement		Valeurs
Module de l'écoulement M_0 (l/s)		316.602
Module spécifique M_0 (l/s/km²)		2.46
Lame d'eau écoulée moyenne (mm)		77.7
Coefficient d'écoulement C_e		0.17
Coefficient de variation C_v	F. d'Urgiprovodkhoz	0.62
	F.Samie	0.66
	F.Derie II	0.53

Les apports fréquentiels sont les suivants :

Tableau III.16 : Les apports fréquentiels

Fréquence	80	50	20	10	5	2	1	0.2	0.1	0.01
Période de retour	1.25	2	5	10	20	50	100	500	1000	10000
Variable de Gauss (u)	0.843	0	0.843	1.285	1.645	2.057	2.328	2.876	3.1	3.717
Apport fréquentiel	6.30	8.60	11.70	13.70	15.60	18.20	20.10	24.50	26.60	33.40

Afin d'obtenir une série interannuelle d'apports mensuels à la retenue de Boukmouri, nous avons extrapolé les enregistrements au barrage Deurdeur en utilisant le ratio entre les apports moyens annuels des deux bassins (respectivement 36,40 hm³ et 10,00 hm³). Cependant, pour effectuer des simulations d'exploitation de la retenue dans l'étude de régularisation, 12 années d'enregistrements sont statistiquement insuffisantes et un minimum d'environ 30 ans est normalement requis. Le bassin versant de Beni Slimane, d'une surface de 275 km², a un apport moyen annuel de 12,3 hm³, ce qui correspond à une lame ruisselée d'environ 45 mm. Cette valeur est inférieure aux 77 mm calculés pour Deurdeur et pour Boukmouri, ce qui est cohérent car la précipitation sur Beni Slimane est d'environ 370 mm, plus basse que celle d'environ 430 mm calculée pour Boukmouri selon les isoyèthes. Le climat de Beni Slimane étant plus sec que celui de Boukmouri, l'irrégularité des apports devrait être supérieure, ce qui rend conservatif d'obtenir des écoulements pour Boukmouri à partir de ceux de Beni Slimane, à condition de conserver la moyenne de 10,00 hm³/an établie précédemment.

III.5. Etude des apports solides

La quantification des apports solides revêt une importance primordiale dans toutes les études de barrages ou de retenues collinaires. La connaissance du taux de matières solides susceptibles d'être

Chapitre III : Etude hydrologique

charriées par le cours d'eau et atteignant la retenue, même si elle est approximative, permet de prendre certaines mesures lors de la conception du barrage. Cela garantit également une durée d'exploitation acceptable de l'ouvrage en prévoyant une zone d'accumulation des sédiments, connue sous le nom de tranche morte, qui n'affecte pas les ouvrages de distribution et ne compromet pas le volume d'exploitation requis.

III.5.1. Détermination des apports solides par les formules empiriques

Parmi les formules les plus utilisées en Algérie pour estimer l'apport solide en tenant compte des caractéristiques géologiques et morphologiques du bassin versant, plusieurs auteurs ont proposé les suivantes :

a. Formule de Tixeront (Sogreah)

En s'inspirant des travaux de Tixeront en Tunisie, Sogreah propose en Algérie la formule suivante pour estimer l'apport solide des bassins versants ayant une perméabilité faible à moyenne :

$$E_s = 350 \cdot R^{0.15}$$

Avec :

R : Lambe d'eau ruisselée (R=77.70mm)

$$E_s = 350 \cdot (77.7)^{0.15} = 672.405$$

$$E_s = 672.41 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

En connaissant la superficie du bassin versant qui est de 128,7 km², il est possible de calculer facilement le taux d'abrasion.

$$T_a = E_s \cdot S \cdot R_m$$

$$T_a = 86538,58 \text{ T/an}$$

R_m : La rétention des matériaux par le bassin versant est considérée à 100%, en supposant que la totalité des sédiments transportés atteint effectivement la retenue, ce qui est généralement accepté comme étant le cas.

Si la densité de la vase est 1,6t /m³

$$T_a = 54086,61 \text{ m}^3/\text{an}.$$

b. Formule de Fournier

$$E_s = \left(\frac{P_m}{P_0} \right)^{2.65} \cdot \left(\frac{H^2}{S} \right)^{0.46}$$

Chapitre III : Etude hydrologique

$$E_s = 488.74 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

Avec :

E_s : Taux d'érosion spécifique (T/km²/an)

P_m : Pluviométrie du mois le plus arrosé (Décembre, 62,78 mm)

$H = H_{\max} - H_{\min}$: Dénivelée moyenne (m)

S : Superficie du bassin versant (km²)

PO : Pluviométrie moyenne annuelle (450 mm)

c. Formule de Gavrilovic

$$E_s = 3.14. T. P_o. \sqrt{Z^3}$$

$$E_s = 697.90 \text{ t/km}^2/\text{an}.$$

Avec :

T : Coefficient de température.

$$T = \sqrt{\frac{T_o}{10}} + 0.1$$

$$T = 1.397$$

Où :

T_o : Température moyenne annuelle ($T_o = 15,7^\circ$).

P_o : pluie moyenne annuelle (mm)

Z : coefficient d'érosion relative du bassin (pris égal à 0,5 selon tableau ci-dessous)

Tableau III.17 : Degré d'érosion

Degré d'érosion	Valeur de Z
Excessive	> 1,01
Intensive	0,71-1,00
Modérée	0,41-0,70
Peu évoluée	0,20-0,40
Perceptible	< 0,19

Donc :

$$T_a = E_s \cdot S \cdot R_m = 89819,81 \text{ T/an}$$

Avec :

S : surface du bassin versant (km²)

R_m : rétention des matériaux par le bassin versant pris égal à 100%

Si la densité de la vase est 1.6 t/m³ on aura :

$$T_a = 56137,38 \text{ m}^3/\text{an.}$$

III.5.2. Détermination des apports solides par analogie

En se basant sur les informations fournies dans le chapitre (III.1) concernant les caractéristiques morphologiques des bassins de Boukmouri et Deurdeur, une estimation approximative du transport solide peut être déduite.

D'après le rapport de l'ANBT sur le levé bathymétrique du barrage Deurdeur, il est mentionné que depuis sa mise en eau en 1985, le barrage a perdu un volume d'environ 9,828 hm³ jusqu'à novembre 2005, ce qui correspond à environ 8,55% de sa capacité initiale. Cela équivaut à une valeur de 491,000 m³/an pour une surface du bassin versant de 468 km², ce qui donne un taux d'abrasion de 1,049 m³/km²/an.

Conclusion

La formule de Fournier, qui n'est pas très adaptée pour les applications en Algérie, est fournie à titre informatif uniquement.

La formule de Gavrilovic et Sogreah (Texiront) donne des valeurs approximatives, mais nous recommandons d'utiliser la valeur réelle obtenue à partir des données d'un bassin versant similaire à celui étudié, qui est :

$$T_a = 1000 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{an}$$

Le volume de rétention de la retenue est exprimé par la formule suivante :

$$V_m = T_a \cdot S \cdot T$$

T_a: taux d'abrasion (m³/km²/an)

T: Durée de vie de retenue (ans)

Tableau III.18: Volumes morts pour différentes durées d'exploitation.

Durée d'exploitation (ans)	10	20	30	40	50
Volume mort (hm ³)	1.29	2.57	3.86	5.15	6.44

Conclusion :

Pour les calculs, nous considérons un volume mort de 6,44 hm³ pour une durée de vie de 50 ans.

III.6. Etude des crues

La compréhension des crues revêt une importance cruciale lors de la conception des ouvrages de drainage et de protection du chantier.

Comme mentionné précédemment, l'absence de séries d'observations directes des débits ayant traversé l'Oued Boukmouri nous laisse peu d'autres alternatives que de recourir à des formules et méthodes empiriques. De plus, la station hydrométrique en amont du barrage Ghrib (01.14.07) est de courte durée, ce qui rend l'analyse statistique des crues inappropriée.

III.6.1. Calcul du débit de crue par les formules empiriques

Parmi les formules les plus utilisées, nous citerons :

- **Formule de Sokolowsky**

$$Q_{\max} = \frac{0.28 \cdot P_{Tc} \cdot C_r \cdot S}{T}$$

Avec :

Q_{max}: Débit maximum de la crue (m³/s)

P_{Tc}: Pluie correspondant au temps de concentration (m)

C_r: Coefficient de ruissellement

S: Superficie du bassin versant (km²)

f: Coefficient de forme de l'hydrogramme, pris égal à 1.2 pour les petits bassins versants.

T_c: Temps de concentration (heures).

- **Formule rationnelle**

$$Q_{\max} = \frac{C \cdot P_{Tc} \cdot S}{3.6 T_c}$$

Avec :

Q_{\max} : Débit maximal de la crue (m^3/s)

P_{Tc} : Pluie correspondant au temps de concentration (mm)

C: Coefficient de ruissellement

S: Superficie du bassin versant (km^2)

T_c : Temps de concentration (heures).

- **Formule de Mallet -Gauthier**

Malgré son utilisation fréquente, cette formule n'est valable que pour des fréquences égales ou supérieures à la centennale.

$$Q_{\max} = 2. K. \text{Log}(1 + A + P_0) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \text{Log} T - \text{Log} S}$$

Avec :

Q_{\max} : Débit max de la crue (m^3/s)

S: Superficie du bassin versant (km^2)

T: Période de retour (ans)

P_0 : Pluie moyenne annuelle (m)

A et K : Coefficients fonctions des conditions topographiques et géologiques du bassin versant (pour de petits BV au relief assez régulier, assez imperméables il est recommandé d'utiliser les valeurs respectives de A et K = 20 et 1.

- **Formule de Giandotti**

$$Q_{\max} = \frac{A \cdot S \cdot P_{Tc} \cdot \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}}{4 \sqrt{S + 1.5L}}$$

Avec:

Q_{\max} : Débit max de la crue (m^3/s)

S: Superficie du bassin versant (km^2)

P_{Tc} : Pluie correspondant au temps de concentration (mm)

L: Longueur du thalweg principal (km)

H_{moy} et H_{min} : respectivement altitudes moyenne et minimale du bassin versant (m)

A: Coefficient fonction des conditions topographiques généralement pris égal à 120

Chapitre III : Etude hydrologique

-160 pour de petits bassins de morphologie assez douce.

Tableau III.19: Résultats de calculs des débits de crues par les différentes méthodes.

T	P _{tc}	C _r	Sokolovsky (m ³ /s)	Rationnelle (m ³ /s)	Mallet Gauthier (m ³ /s)	Giandotti (m ³ /s)	Moyenne (m ³ /s)
2	31,65	0,55	90,693	74,978	-	112,544	92,7383333
5	44,25	0,56	129,104	106,733	-	157,348	131,061667
10	52,59	0,58	158,917	131,380	-	187,005	159,100667
20	52,73	0,60	164,835	136,272	-	187,502	162,869667
50	60,95	0,70	222,286	183,768	-	216,732	207,595333
100	79,93	0,75	312,328	258,208	157,68	284,223	253,10975
1000	108,36	0,8	451,647	373,385	198,24	385,317	352,14725
10000	139,21	0,9	652,759	539,648	231,80	495,016	479,80575

En se basant sur ces résultats, les valeurs les plus privilégiées sont celles de Giandotti car elles se rapprochent le plus de la moyenne.

NB: Il n'existe pas de formules pour calculer le coefficient de ruissellement car il dépend de divers facteurs, tels que:

- La nature du terrain, notamment sa perméabilité.
- La pente du bassin versant.
- La capacité de rétention du sol, y compris la couverture végétale.
- Le degré de saturation (qui augmente en fonction de la période de retour).
- L'intensité des précipitations.
- La géologie du bassin.
- La superficie boisée.

Le choix du coefficient de ruissellement est une étape délicate dans toutes les études hydrologiques, nécessitant une grande prudence, d'autant plus que les données d'observation peuvent être limitées. Par conséquent, dans notre étude, nous adopterons les valeurs qui représentent au mieux les moyennes recommandées par différents auteurs en fonction de la fréquence des crues et de la capacité de rétention du sol.

III.6.2. Hydrogramme de crue

Méthode de Sokolovski

- L'hydrogramme de crue représente l'empreinte de la crue, fournissant les principales caractéristiques de celle-ci, notamment :

Chapitre III : Etude hydrologique

- Le volume total de la crue.
- La durée de la crue.
- Le débit maximal atteint lors de la crue.

Pour représenter l'hydrogramme de crue, on applique la méthode de Sokolovski, qui divise l'hydrogramme en deux parties asymétriques. Une partie est calculée en fonction du temps de montée, tandis que l'autre partie est calculée en fonction du temps de décrue.

a) Temps de montée :

$$Q_m = Q_{\max, p\%} \left(\frac{t}{t_m} \right)^2$$

b) Temps de décrue :

$$Q_d = Q_{\max, p\%} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^3.$$

Avec :

T_m : Temps de montée. (heures)

t_d : temps de décrue.(heures)

Tel que : $t_m = t_c = 8.30$ h

$$t_d = \delta t_m \text{ (Sokolovski)} \qquad t_d = 24.9 \text{ h}$$

δ : Coefficient variant selon les caractéristiques du bassin versant, généralement situé entre (2 - 4). Sa valeur dépend de la longueur du cours d'eau, de la perméabilité du sol et du degré de boisement du bassin. Dans notre cas, nous adopterons $\delta=2$.

Temps de base : $t_b = t_m + t_d$

$$t_b = 33.2 \text{ h}$$

Les calculs des débits de crue ainsi que les hydrogrammes correspondants, obtenus par la méthode de Sokolovski pour différentes périodes de retour, sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.20: Hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour.

Temps (h)	Temps (h)	Q_{\max} (10%)	Q_{\max} (5%)	Q_{\max} (2%)	Q_{\max} (1%)	Q_{\max} (0,1%)	Q_{\max} (0.01%)
0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5	0,5	0,68	0,65	0,79	1,03	1,04	1,80
1	1	2,71	2,59	3,15	4,13	4,14	7,19

Chapitre III : Etude hydrologique

1,5	1,5	6,11	5,83	7,08	9,28	9,32	16,17
2	2	10,86	10,36	12,58	16,50	16,57	28,74
2,5	2,5	16,97	16,19	19,66	25,79	25,89	44,91
3	3	24,43	23,32	28,31	37,13	37,27	64,67
3,5	3,5	33,25	31,74	38,54	50,54	50,73	88,02
4	4	43,43	41,46	50,34	66,01	66,27	114,97
4,5	4,5	54,97	52,47	63,71	83,55	83,87	145,51
5	5	67,86	64,78	78,65	103,14	103,54	179,64
5,5	5,5	82,11	78,38	95,17	124,80	125,28	217,36
6	6	97,72	93,28	113,26	148,53	149,10	258,68
6,5	6,5	114,69	109,47	132,92	174,31	174,98	303,59
7	7	133,01	126,96	154,16	202,16	202,94	352,09
7,5	7,5	152,69	145,75	176,97	232,07	232,97	404,19
8	8	173,73	165,83	201,35	264,05	265,06	459,88
8,3	0	187,01	187,50	216,73	284,22	385,32	495,02
8,5	0,5	176,01	176,48	203,99	267,51	362,66	465,91
9	1	165,45	165,89	191,75	251,46	340,90	437,96
9,5	1,5	155,32	155,74	180,01	236,07	320,04	411,15
10	2	145,62	146,01	168,77	221,32	300,04	385,46
10,5	2,5	136,33	136,69	158,00	207,20	280,90	360,87
11	3	127,44	127,78	147,70	193,69	262,58	337,34
11,5	3,5	118,95	119,26	137,85	180,78	245,08	314,86
12	4	110,84	111,13	128,46	168,46	228,38	293,40
12,5	4,5	103,11	103,38	119,50	156,71	212,45	272,94
13	5	95,75	96,00	110,97	145,52	197,28	253,45
13,5	5,5	88,74	88,98	102,85	134,88	182,85	234,91
14	6	82,09	82,31	95,14	124,77	169,14	217,30
14,5	6,5	75,78	75,98	87,83	115,17	156,14	200,59
15	7	69,80	69,98	80,89	106,09	143,82	184,76
15,5	7,5	64,14	64,31	74,34	97,49	132,16	169,79
16	8	58,80	58,96	68,15	89,37	121,16	155,65
16,5	8,5	53,76	53,91	62,31	81,71	110,78	142,32
17	9	49,02	49,15	56,81	74,51	101,01	129,77
17,5	9,5	44,57	44,69	51,65	67,74	91,83	117,98
18	10	40,39	40,50	46,81	61,39	83,23	106,92

Chapitre III : Etude hydrologique

18,5	10,5	36,49	36,58	42,29	55,46	75,18	96,58
19	11	32,84	32,93	38,06	49,91	67,67	86,93
19,5	11,5	29,45	29,52	34,13	44,75	60,67	77,95
20	12	26,29	26,36	30,47	39,96	54,18	69,60
20,5	12,5	23,38	23,44	27,09	35,53	48,16	61,88
21	13	20,68	20,74	23,97	31,43	42,61	54,74
21,5	13,5	18,20	18,25	21,10	27,67	37,51	48,18
22	14	15,93	15,97	18,46	24,21	32,82	42,17
22,5	14,5	13,85	13,89	16,06	21,06	28,55	36,67
23	15	11,97	12,00	13,87	18,19	24,66	31,68
23,5	15,5	10,26	10,29	11,89	15,60	21,14	27,16
24	16	8,72	8,75	10,11	13,26	17,98	23,10
24,5	16,5	7,35	7,37	8,52	11,17	15,14	19,46
25	17	6,13	6,14	7,10	9,31	12,63	16,22
25,5	17,5	5,05	5,06	5,85	7,67	10,40	13,37
26	18	4,11	4,12	4,76	6,24	8,46	10,87
26,5	18,5	3,29	3,30	3,81	5,00	6,77	8,70
27	19	2,59	2,59	3,00	3,93	5,33	6,84
27,5	19,5	1,99	2,00	2,31	3,03	4,10	5,27
28	20	1,50	1,50	1,73	2,27	3,08	3,96
28,5	20,5	1,09	1,09	1,26	1,66	2,25	2,89
29	21	0,77	0,77	0,89	1,16	1,58	2,03
29,5	21,5	0,51	0,51	0,59	0,78	1,06	1,36
30	22	0,32	0,32	0,37	0,49	0,67	0,86
30,5	22,5	0,19	0,19	0,22	0,28	0,39	0,50
31	23	0,10	0,10	0,11	0,15	0,20	0,25
31,5	23,5	0,04	0,04	0,05	0,06	0,08	0,11
32	24	0,01	0,01	0,01	0,02	0,02	0,03
32,5	24,5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

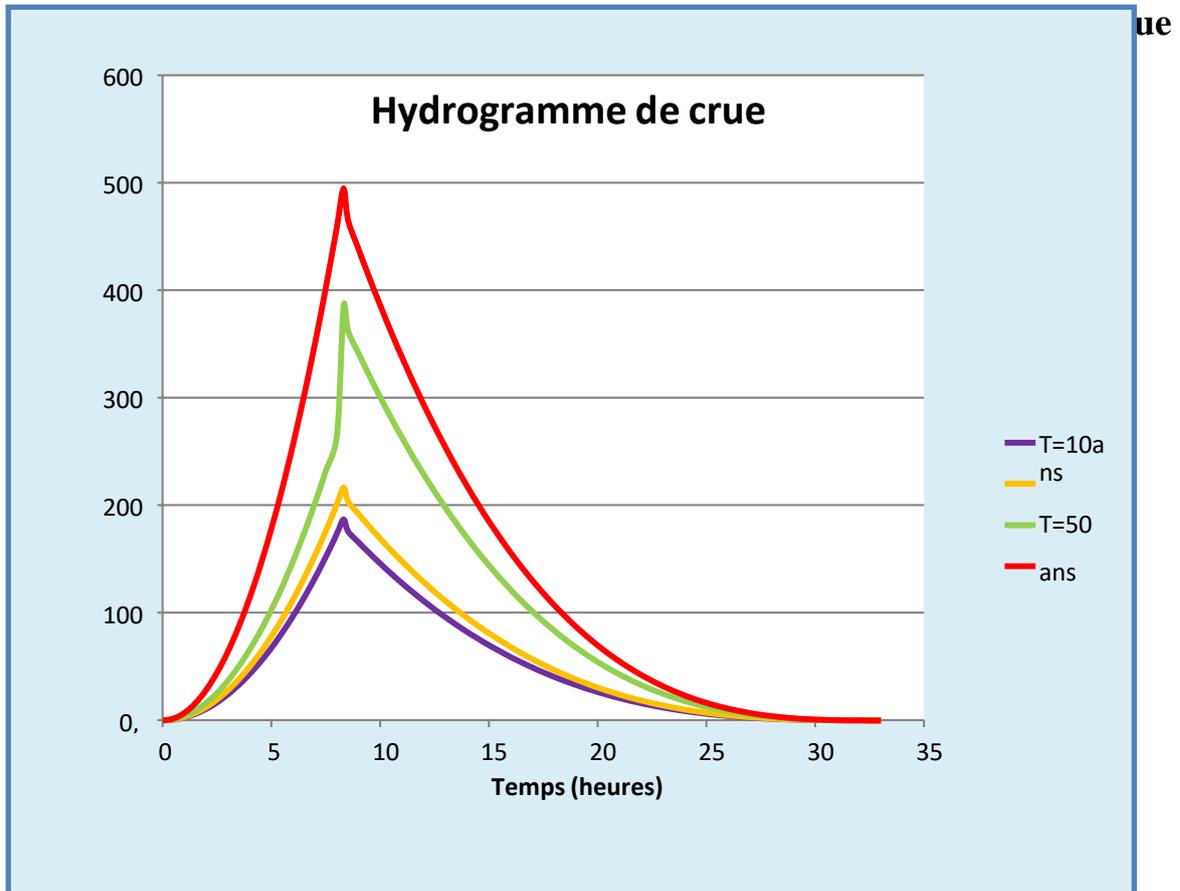


Figure III.15 : La représentation graphique de l'hydrogramme de crue (Sokolovsky) pour les différentes périodes de retour.

III.6.3. Choix des crues

Choix de la crue du projet

La crue de projet fait référence à la crue maximale que l'ouvrage doit être en mesure de gérer pour une probabilité donnée. Le choix de cette crue pour le projet dépend principalement de l'importance de l'ouvrage à construire, des conséquences potentielles en aval et des considérations techniques et économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Il est important de rappeler que même une petite submersion d'un barrage en terre peut entraîner sa rupture totale, contrairement aux barrages en béton qui peuvent être réparés en cas de crue exceptionnelle.

Pour déterminer la crue de projet, il existe deux approches :

- L'approche déterministe, basée sur l'observation et l'historique.
- L'approche probabiliste, basée sur des analyses statistiques.

La précision entre le débit et la fréquence dépend essentiellement de :

- la qualité et la quantité des données ;
- la précision ;
- la bonne estimation.

Chapitre III : Etude hydrologique

En d'autres termes, il convient de rechercher un compromis optimal entre l'aspect économique de la construction et les risques d'inondation en aval.

Ainsi, pour estimer ces risques, nous nous référons aux recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

Tableau III.21 : Crue de projet recommandée.

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

On opte pour une crue de projet de période de retour de 10000 ans, C'est à dire $Q_{0.01\%}$.

$Q_{0.1\%} = 495.02 \text{ m}^3/\text{s}$.

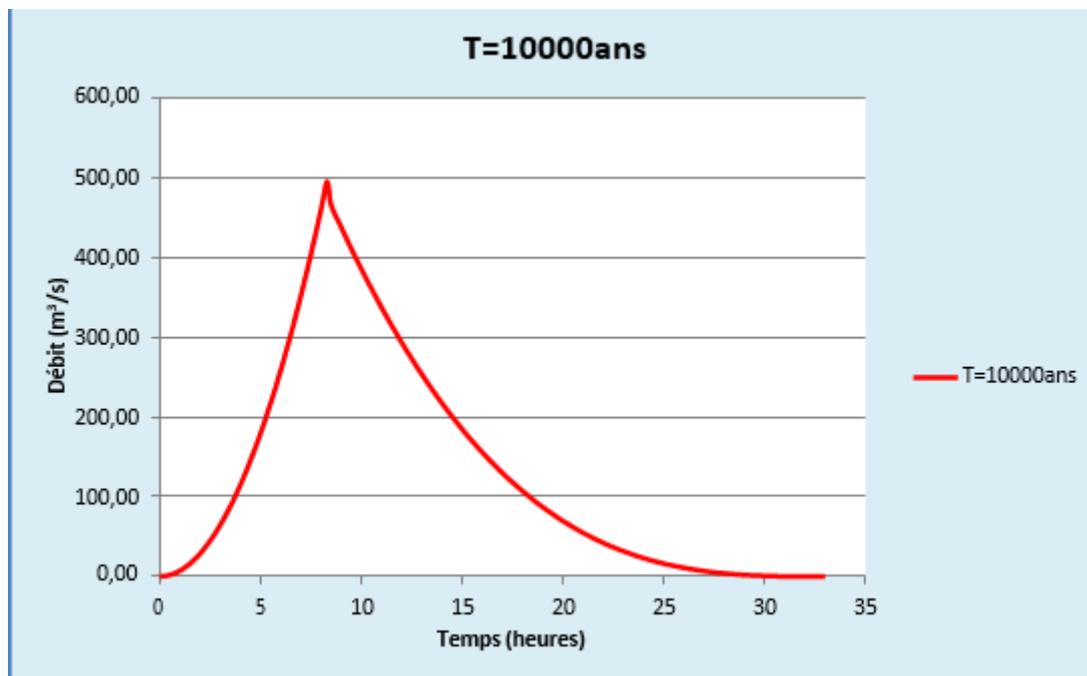


Figure III.16 : Hydrogramme de crue pour une fréquence de 0.01%.

III.7. Etude de la régularisation

L'objectif de l'étude de régularisation est de déterminer la capacité optimale du barrage sur l'Oued El Ham afin d'assurer une régularisation annuelle optimale des apports en eau. Le barrage est destiné à l'alimentation en eau potable (AEP) et à l'irrigation.

Différents types de régularisation sont utilisés :

La régularisation saisonnière, qui est mise en œuvre lorsque les apports en eau dépassent la

Chapitre III : Etude hydrologique

demande.

La régularisation interannuelle, qui est mise en œuvre lorsque les apports en eau sont inférieurs à la consommation. Dans ce cas, les eaux des saisons humides sont stockées pour être restituées pendant les saisons sèches.

Les paramètres pris en compte pour le calcul de la régularisation comprennent :

- L'apport en eau (à 80% en millions de mètres cubes) ;
- La consommation totale (en millions de mètres cubes) ;
- Les infiltrations et l'évaporation ;
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

III.7.1. Répartition mensuelle de l'apport

Tableau III.22 : Répartition mensuelle de l'apport.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aou
A _{80%} (%)	5,11	4,18	4,36	4,48	11,50	14,75	21,74	12,89	9,30	4,39	3,25	4,13
A _{80%} (Mm ³)	0,32	0,26	0,27	0,28	0,72	0,93	1,37	0,81	0,59	0,28	0,2	0,26

III.7.2. Répartition mensuelle des besoins

La répartition mensuelle des besoins en eau d'AEP et irrigation obtenue d'après l'ANBT est donnée au tableau :

a. Besoins en eau potable

Les quantités d'eau à prélever de la retenue du barrage de Boukmouri pour l'approvisionnement urbain ont été déterminées par l'ANBT (Agence Nationale des Bassins Hydrauliques et de la Transfert).

Le volume moyen annuel à fournir est de 5 970 000 m³. La variation mensuelle des besoins en eau est présentée dans le Tableau

Tableau III.23 : Distribution mensuelle du volume de l'eau pour approvisionnement urbain de la retenue du barrage de Boukmouri.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Besoins AEP(hm ³)	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,54	0,54	0,54	0,54
%	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	9,0	9,0	9,0	9,0

b. Besoins en irrigation

Les quantités d'eau à prélever de la retenue à des fins d'irrigation ont également été déterminées par l'ANBT (Agence Nationale des Bassins Hydrauliques et de la Transfert).

Le volume moyen annuel à fournir est estimé à 5 000 000 m³. La variation mensuelle des besoins en eau est présentée dans le tableau.

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III.24 : Distribution mensuelle du volume de l'eau pour irrigation de la retenue du barrage de Boukmouri.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou
Besoins en irrigation (hm³)	0,55	0,16	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,16	0,55	1,01	1,34	1,22
(%)	11,0	3,2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,2	11,0	20,1	27,1	24,4

En combinant les deux demandes annuelles, 5,97 hm³ et 1,75 hm³, on obtient un total de 7,72 hm³.

Cependant, l'apport moyen annuel disponible n'est que de 6,3 hm³, et il faut encore tenir compte de l'évaporation. Il devient évident qu'il ne sera pas possible de répondre à l'intégralité de la demande, quelle que soit la capacité de la retenue.

Ainsi, la consommation dépasse l'apport disponible.

III.7.3. Courbes topographiques

C'est un paramètre crucial dans l'étude d'un barrage car il permet, par une simple lecture de la courbe, de déterminer le volume d'eau en fonction de l'altitude et de la surface inondée.

L'estimation des volumes a été réalisée en utilisant l'expression suivante :

$$\Delta V_i = \left(\frac{S_i + S_{i+1}}{2} \right) \Delta H.$$

Avec:

$$V_1 = \frac{2}{3} S_1 \cdot \Delta H_1$$

S : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m².

S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m².

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

ΔV_i : volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en m³.

Tableau III.25 : Coordonnées des courbes Hauteurs- Surface -Capacité.

Cote NGA (m)	Δh (m)	S _i (m ²)	S _{i moy} (m ²)	V (m ³)	V _{cum} (m ³)	V _{cum} (hm ³)
823,97	0,03	0	15,33	0,46	0,00	0,00
824	1,00	23	3537,00	3537,00	0,46	0,00
825	1,00	7 051	16432,00	16432,00	3537,46	0,00

Chapitre III : Etude hydrologique

826	1,00	25 813	35105,50	35105,50	19969,46	0,02
827	1,00	44 398	53985,50	53985,50	55074,96	0,06
828	1,00	63 573	70763,50	70763,50	109060,46	0,11
829	1,00	77 954	88828,50	88828,50	197888,96	0,20
830	1,00	99 703	117754,00	117754,00	286717,46	0,29
831	1,00	135 805	154047,00	154047,00	404471,46	0,40
832	1,00	172 289	194804,00	194804,00	558518,46	0,56
833	1,00	217 319	237284,50	237284,50	753322,46	0,75
834	1,00	257 250	280900,00	280900,00	990606,96	0,99
835	1,00	304 550	325386,00	325386,00	1271506,96	1,27
836	1,00	346 222	365435,50	365435,50	1596892,96	1,60
837	1,00	384 649	404206,50	404206,50	1962328,46	1,96
838	1,00	423 764	446963,00	446963,00	2366534,96	2,37
839	1,00	470 162	494571,50	494571,50	2813497,96	2,81
840	1,00	518 981	544817,00	544817,00	3308069,46	3,31
841	1,00	570 653	602777,50	602777,50	3852886,46	3,85
842	1,00	634 902	666832,50	666832,50	4455663,96	4,46
843	1,00	698 763	728745,00	728745,00	5122496,46	5,12
844	1,00	758 727	793441,50	793441,50	5851241,46	5,85
845	1,00	828 156	863278,50	863278,50	6644682,96	6,64
846	1,00	898 401	937565,50	937565,50	7507961,46	7,51
847	1,00	976 730	1016459,50	1016459,50	8445526,96	8,45
848	1,00	1 056 189	1093974,00	1093974,00	9461986,46	9,46
849	1,00	1 131 759	1171867,00	1171867,00	10555960,46	10,56
850	1,00	1 211 975	1246835,50	1246835,50	11727827,46	11,73
851	1,00	1 281 696	1313318,50	1313318,50	12974662,96	12,97
852	1,00	1 344 941	1375689,50	1375689,50	14287981,46	14,29
853	1,00	1 406 438	1439640,00	1439640,00	15663670,96	15,66
854	1,00	1 472 842	1505581,50	1505581,50	17103310,96	17,10
855	1,00	1 538 321	1572976,50	1572976,50	18608892,46	18,61
856	1,00	1 607 632	1644922,00	1644922,00	20181868,96	20,18
857	1,00	1 682 212	1720929,00	1720929,00	21826790,96	21,83
858	1,00	1 759 646	1798805,00	1798805,00	23547719,96	23,55
859	1,00	1 837 964	1880000,00	1880000,00	25346524,96	25,35
860	1,00	1 922 036	1961555,00	1961555,00	27226524,96	27,23

Chapitre III : Etude hydrologique

861	1,00	2 001 074	2043156,00	2043156,00	29188079,96	29,19
862	1,00	2 085 238			31231235,96	31,23

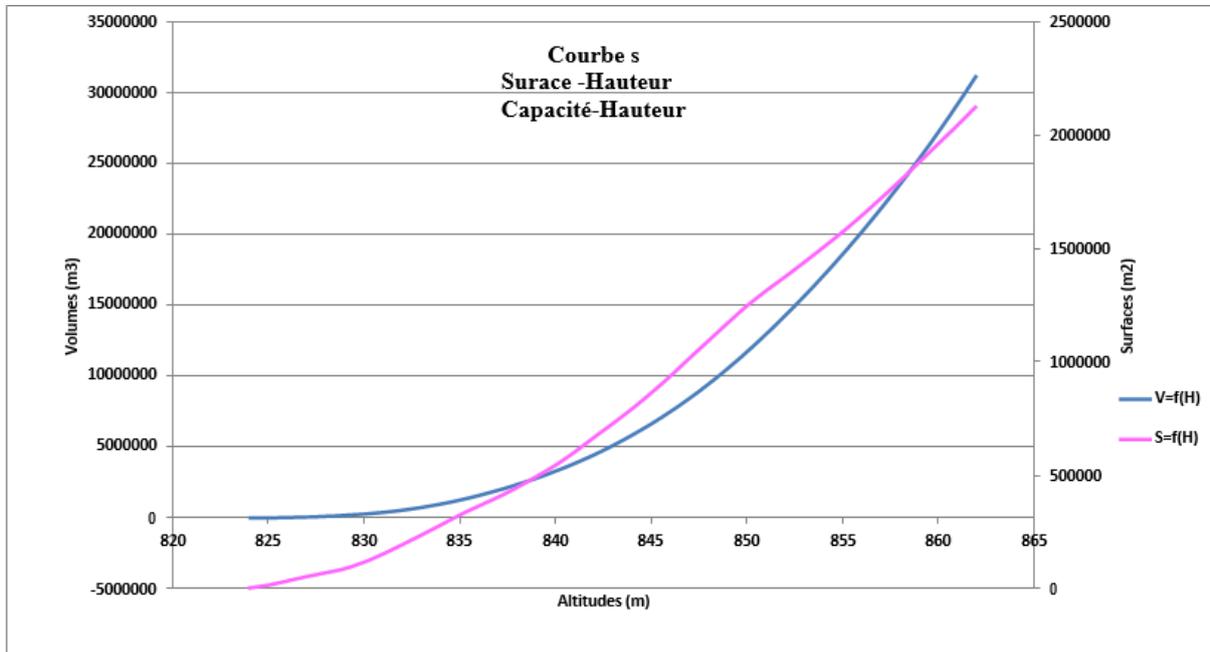


Figure III.17: Courbes (Capacité -Hauteur),(Surface-Hauteur) .

III.7.4. Calcul du volume utile

a. Méthode de Kristley -Menkel

Cette méthode repose sur les caractéristiques de l'échantillon et vise à déterminer le déficit lors des années sèches. Pour ce faire, il est nécessaire d'avoir une série de débits moyens annuels exprimés en coefficient de débit $K_i = Q_i/Q_0$, ainsi qu'un coefficient de régularisation α .

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

Avec :

W_0 : Apport moyen interannuel.

β_s : Partie saisonnière du volume utile.

β_{plur} : Partie pluriannuelle du volume utile.

✓ **La composante saisonnière β_s est égale :**

$$\beta_s = a(T_{ét} - W_{ét})$$

Tel que:

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

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 égale :**

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

Avec :

α : coefficient de régularisation.

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

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

Avec :

C_v : Coefficient de variation

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

$$C_v^{(n)} = \frac{C_v}{\sqrt{n}} \quad \text{et} \quad C_s^{(n)} = \frac{C_s}{\sqrt{n}}$$

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

Chapitre III : Etude hydrologique

✓ **Pour la composante saisonnière :**

Tableau III.26 : Détermination de la période d'étiage

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
W_{80%} (hm³)	0.39	0.67	0.68	0.88	0.88	0.76	0.72	0.60	0.55	0.13	0	0
U_{80%} (hm³)	0.73	0.54	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.54	0.67	0.89	1.01	0.97

Sachant que $W_{moy} = 0.53 \text{ Mm}^3/\text{mois}$.

Donc : la période d'étiage est à partir de juin jusqu'au mois de septembre.

Alors : $N_{ét} = 4$ d'où : $T_{ét} = \frac{4}{12} = 0.33$

$$T_{ét} = 0.33$$

$$W_{ét} = \frac{\sum_1^{N_{ét}} W_m}{\sum_1^{12} W_{pm}} = \frac{0.53}{6.3} = 0.084$$

$$W_{ét} = 0.084$$

Pour un coefficient de régularisation $\alpha = 0.8$ on aura :

$$\beta_s = 0.9(0.33 - 0.084) = 0.22$$

$$\beta_s = \mathbf{0.22}$$

$$V_s = \beta_s \cdot W_0 = 0.22 \cdot 10.02 = 2.20$$

$$V_s = \mathbf{2.20 \text{ Mm}^3}$$

✓ **Pour la composante pluri-annuelle :**

D'après le tableau, on trouve :

$$\beta_{plur} = \mathbf{0.83}$$

$$V_{int} = \beta_{plur} \cdot W_0 = 0.83 \cdot 10.02 = 8.31 \text{ Mm}^3$$

$$V_{plur} = \mathbf{8.31 \text{ Mm}^3}$$

$$\text{Donc : } V_{u int} = 8.31 + 2.20 = 10.52 \text{ Mm}^3$$

$$V_{u int} = \mathbf{10.52 \text{ Mm}^3}$$

$$V_{NNR} = V_m + V_{u int}$$

$$V_{NNR} = 6.44 + 10.52 = 16.96 \text{ Mm}^3$$

$$V_{NNR} = \mathbf{16.96 \text{ Mm}^3}$$

$$NNR = \mathbf{854 \text{ m NGA}}$$

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III.27 : Calcul de la composante interannuelle par la méthode de Kristley -Menkel.

N	$\frac{-}{\sqrt{n}}$	C _v	C _s	F _{80%}	K _p = C _v *F _p +1	Z _p =(α- K _p) *n
1	1,00	0,60	1,20	-0,85	0,49	0,41
2	1,41	0,42	0,85	-0,85	0,64	0,52
3	1,73	0,35	0,69	-0,85	0,71	0,58
4	2,00	0,30	0,60	-0,85	0,75	0,62
5	2,24	0,27	0,54	-0,85	0,77	0,64
6	2,45	0,24	0,49	-0,85	0,79	0,65
7	2,65	0,23	0,45	-0,85	0,81	0,65
8	2,83	0,21	0,42	-0,85	0,82	0,64
9	3,00	0,20	0,40	-0,85	0,83	0,63
10	3,16	0,19	0,38	-0,85	0,84	0,61
11	3,32	0,18	0,36	-0,85	0,85	0,59
12	3,46	0,17	0,35	-0,85	0,85	0,57
13	3,61	0,17	0,33	-0,85	0,86	0,54
14	3,74	0,16	0,32	-0,85	0,86	0,51
15	3,87	0,15	0,31	-0,85	0,87	0,48
16	4,00	0,15	0,30	-0,85	0,87	0,44
17	4,12	0,15	0,29	-0,85	0,88	0,40
18	4,24	0,14	0,28	-0,85	0,88	0,36
19	4,36	0,14	0,28	-0,85	0,88	0,32
20	4,47	0,13	0,27	-0,85	0,89	0,28
21	4,58	0,13	0,26	-0,85	0,89	0,24
22	4,69	0,13	0,26	-0,85	0,89	0,19
23	4,80	0,13	0,25	-0,85	0,89	0,15
24	4,90	0,12	0,24	-0,85	0,90	0,10
25	5,00	0,12	0,24	-0,85	0,90	0,05
26	5,10	0,12	0,24	-0,85	0,90	0,00
27	5,20	0,12	0,23	-0,85	0,90	-0,05
28	5,29	0,11	0,23	-0,85	0,90	-0,10
29	5,39	0,11	0,22	-0,85	0,91	-0,15
30	5,48	0,11	0,22	-0,85	0,91	-0,21
31	5,57	0,11	0,22	-0,85	0,91	-0,26
32	5,66	0,11	0,21	-0,85	0,91	-0,32

Chapitre III : Etude hydrologique

33	5,74	0,10	0,21	-0,85	0,91	-0,37
34	5,83	0,10	0,21	-0,85	0,91	-0,43
35	5,92	0,10	0,20	-0,85	0,91	-0,48
36	6,00	0,10	0,20	-0,85	0,92	-0,54
37	6,08	0,10	0,20	-0,85	0,92	-0,60
38	6,16	0,10	0,19	-0,85	0,92	-0,66
39	6,24	0,10	0,19	-0,85	0,92	-0,72
40	6,32	0,09	0,19	-0,85	0,92	-0,77
41	6,40	0,09	0,19	-0,85	0,92	-0,83

III.7.5. Laminage des crues

Le calcul du laminage des crues vise à optimiser la capacité de stockage momentanée de la retenue et à réguler le débit des déversements en fonction de l'apport de la crue. Cela permet de réduire les dimensions et les coûts de l'ouvrage d'évacuation, tout en maintenant la sécurité globale de l'aménagement. Cette relation peut être exprimée de la manière suivante :

$$Qdt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots$$

Avec:

Q : Le débit entrant de la crue.

q : Le débit déversé par l'évacuateur de crue

(débit laminé). S : La surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumulé à l'instant t est égale à: $Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt}$.

$\frac{dh}{dt}$ = Vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

Parmi les différents procédés de calcul tels que Hildenblate, Sorensen, Blackmore, Kotcherine, Patapov, Step by step et d'autres méthodes, nous avons choisi d'utiliser la méthode de Muskingum.

a. Méthode de Muskingum

• Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière

Les équations de Saint-Venant régissent le mouvement de l'eau pendant une période de crue dans un segment de cours d'eau ou de canalisation. Elles expriment la conservation de la masse et de la quantité de mouvement le long d'un tronçon orienté dans la direction principale d'écoulement X. L'équation de la quantité de mouvement est formulée de la manière suivante [11] :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial X} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial X} = gA(S_0 - S_f) + q \frac{Q}{A}$$

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

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

Les équations de Saint-Venant régissent le mouvement de l'eau lors d'une période de crue dans un segment de cours d'eau ou de canalisation, assurant la conservation de la masse et de la quantité de mouvement le long d'un tronçon orienté selon la direction principale d'écoulement X. L'équation de la quantité de mouvement se présente comme suit, tandis que l'équation de continuité ou de conservation de la masse est définie par l'équation suivante. En plus des notations habituelles, q représente le débit latéral par unité de longueur du tronçon de rivière qui entre dans ou sort du tronçon.

Les cinq termes de l'équation ont les significations suivantes :

- Le terme 1 représente l'accélération temporelle locale, qui indique la vitesse de variation du débit pendant la crue. Par exemple, si le débit de crue augmente de 1 m³/s à 2 m³/s en une heure, ce terme vaut (1 m³/s - 2 m³/s) / 3600 s = 0,000277 m³/s. L'importance relative de ce terme, qui est généralement faible, doit être comparée à celle des autres termes de l'équation.
- Le terme 2 représente l'accélération convective qui peut se produire en cas de changement de géométrie, comme un élargissement ou un rétrécissement. En l'absence de changement de section, ce terme peut être négligé.
- Le terme 3 traduit le bilan des forces de pression dues au changement de la profondeur y avec l'abscisse x.
- Le terme 4 exprime les forces de gravité (S₀) et les forces de frottement (S_f).

Chapitre III : Etude hydrologique

- Le terme 5 exprime l'apport ou la perte de quantité de mouvement dû à un apport ou une perte d'eau sur le côté latéral.

La résolution des équations 1 et 2 peut parfois poser des difficultés pratiques et numériques, bien que cela soit faisable. Par conséquent, en fonction des applications et des contextes, il est souvent nécessaire de simplifier le système.

Selon plusieurs études, pour la plupart des crues dans les rivières, les trois premiers termes de l'équation suivant peuvent être négligés en l'absence d'un apport de débit latéral. Dans ce cas, l'équation suivant se réduit à :

$$S_0 = S_f$$

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

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

Ou :

I (INPUT ou Inflow) désigne le débit d'entrée Q_e .

O (OUTPUT ou Outflow) désigne le débit de sortie Q_s . S désigne l'emmagasinement d'eau dans le tronçon.

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

- **Méthode de Muskingum:**

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

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} I dt - \int_{t_1}^{t_2} O dt.$$

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

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

Chapitre III : Etude hydrologique

Pour résoudre le problème, il est nécessaire de calculer les valeurs de O_1 et O_2 en connaissant celles de I_1 et I_2 . Cependant, l'utilisation de l'équation n'est possible que si l'on dispose d'une fonction d'emménagement permettant de déterminer les valeurs de S_1 et S_2 .

- **Principe de ma méthode de solution:**

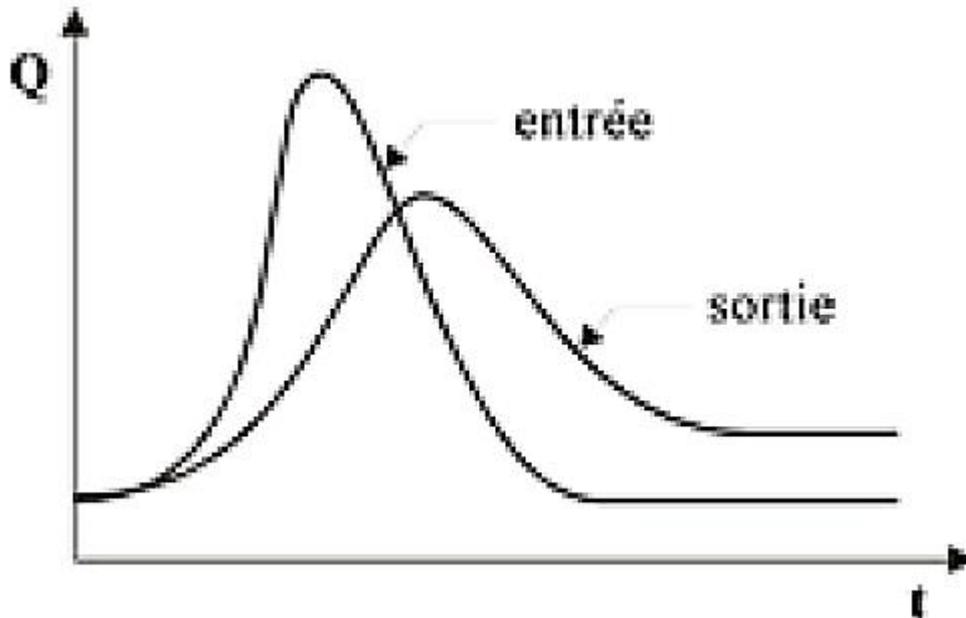


Figure III.18 : Laminage à travers un barrage.

Pour réécrire le bilan d'eau, on peut encore appliquer cette équation :

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

Calcul du débit de sortie O_2 à partir de la quantité connue $(2S_2 / \Delta t + O_2)$:

Cette quantité connue $(2S_2 / \Delta t + O_2)$ permet de résoudre partiellement le problème en calculant le débit de sortie O_2 . Dans cette équation, les indices 1 et 2 désignent respectivement le début et la fin d'un intervalle de temps I_1 et I_2 . Les débits d'entrée au début et à la fin de l'intervalle, représentés par S_1 et O_1 , sont connus car l'hydrogramme d'entrée du réservoir est supposé être connu à tous les instants. De plus, S_1 et O_1 sont également connus car ils constituent les conditions initiales qui prévalent avant le début de la crue. Au cours de la crue, S_1 et O_1 sont connus grâce à la récursivité des calculs. Le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent.

La question qui se pose est donc la suivante : comment obtenir le débit de sortie O_2 à

partir de la quantité connue ($2S_2 / \Delta t + O_2$)?

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique $\frac{2s}{dt} = f(h)$

Tableau de valeurs pour les variations de profondeur h dans le réservoir :

Ce tableau est construit en se donnant arbitrairement un certain nombre de valeurs de h afin de couvrir adéquatement les plages de variation en période de crue. La courbe associée à ces valeurs est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir. Elle dépend uniquement des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation. Dans les deux prochains paragraphes, il sera démontré que le stockage S et le débit de sortie dépendent de la profondeur h dans le réservoir.

Tableau III.28 : Valeurs de h et les plages de variation en période de crue

h₁	S₁	O₁	2S₁ / Δt + O₁
h₂	S₂	O₂	2S₂ / Δt + O₂
h₃	S₃	O₃	2S₃ / Δt + O₃
.....		
.....		
h_n	S_n	O_n	2S_n / Δt + O_n

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

$$\frac{2s}{dt} = f(h)$$

III.8. Étude d'optimisation

L'objectif de l'étude d'optimisation est de trouver la largeur optimale de l'évacuateur de crue en fonction de la hauteur optimale de la digue, afin de réaliser l'aménagement le plus économique possible. Le calcul implique d'évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour différentes largeurs correspondant à différentes hauteurs de la digue.

III.8.1. Calcul de la revanche

Considérations pour la conception d'une digue avec revanche et protection de talus amonts :

Lors de la conception d'une digue, il est essentiel de prévoir une revanche et une protection de talus amonts. La protection de talus amonts doit prendre en compte non seulement l'intensité de l'effet des vagues, mais également la submersion de la digue.

Chapitre III : Etude hydrologique

La revanche est prise en considération pour offrir une sécurité supplémentaire face aux événements suivants :

- La surélévation du plan d'eau lors du passage de la crue maximale (crue de sécurité) envisagée dans le projet.
- Le dysfonctionnement des ouvrages ou des organes de décharge et d'évacuation.
- La hauteur maximale des vagues provoquées par des vents extrêmes.
- Le déferlement des vagues sur la surface du parement amont (wave run-up).
- La surélévation du plan d'eau due aux vents extrêmes considérés.

Ces événements sont pris en compte afin de garantir la sécurité et la stabilité de la digue dans des conditions extrêmes, assurant ainsi une protection efficace contre les risques potentiels liés aux crues et aux forces environnementales.

a. Hauteur des vagues

Pour la hauteur des vagues ,il existe plusieurs formules :

➤ Formule de Stevenson (Thomas,1976)

Pour $F < 30 \text{ km}$:

$$H_v = 0.37\sqrt{F} + 0.76 - 0.26\sqrt[4]{F}.$$

Avec :

H_v : Hauteur de la vague (m).

F: Le Fesch c'est la longueur continue du plan d'eau comprise entre le barrage et la rive opposée plus éloignée. ($F=1.77 \text{ Km}$).

Avec

$$H_v = 0.37\sqrt{1.77} + 0.76 - 0.26\sqrt[4]{1.77} = 0.95 \text{ m}$$

➤ Formule de Molitor

Pour $F < 30 \text{ km}$, dans cette formule empirique, l'auteur fait intervenir la vitesse du vent "U" exprimée en km/h et la longueur du fetch.

$$H_v = 0.76 + 0.032\sqrt{UF} - 0.27\sqrt[4]{F} \quad (\text{m})$$

Avec :

Chapitre III : Etude hydrologique

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U= 160 Km/h.

An :

$$H_v = 0.76 + 0.032\sqrt{160} * 1.77 - 0.27^4\sqrt{1.77} = 0.99m$$

➤ Formule Suédoise

$$H_v = 0.36\sqrt{F} \quad (m)$$

$$H_v = 0.36\sqrt{1.77} = 0.48m$$

b. Vitesse des vagues

La vitesse des vagues est donnée par la relation de Gaillard, v en (m/s).

$$v = 1.5 + 2H_v \quad (m/s)$$

c. Revanche due aux vagues

Selon la formule de Davis, la revanche est mesurée par rapport au niveau des plus hautes eaux correspondant à la crue maximale.

$$R = 0.75H_v + \frac{v^2}{2g} \quad (m)$$

Avec :

H_v: Hauteur des vagues (m).

v: Vitesse des vagues (m/s).

Dans leurs travaux en Algérie, Mallet et Pacquant (1951) ont établi que pour des petits barrages, la revanche est égale à :

$$R = H_v + \frac{v^2}{2g} \quad (m)$$

Tableau III.29 : Résultats de calcul de la revanche par les différentes formules

Formule	H(m)	V (m/s)	R(m)
Stevenson	0.95	3.4	1.54
Molitor	0.99	3.48	1.61
Suedoise	0.48	2.46	0.79

Pour des raisons de sécurité on prend la valeur maximum : R = 1.61m

III.8.2. Calcul du tassement

Le tassement est calculé grâce aux formules suivantes :

- T= 0.015 H_b
- T= 0.001 H_b^{3/2}

Avec :

T : Tassement du remblai.

H_b: Hauteur du barrage.

Les tassements sont estimés généralement à 0,75 m.

III.8.3. Calcul de la largeur en crête

L'évaluation de la largeur du couronnement dépend de plusieurs facteurs liés à la sécurité de la digue. Lorsque ces facteurs sont difficiles à déterminer, on a généralement recours à des expressions empiriques. La largeur en crête peut être estimée en utilisant les formules suivantes :

a. **Formule de KNAPEN :** $b_{cr} = 1.65\sqrt{H_b}$

b. **Formule de PREECE:** $b_{cr} = (1.1\sqrt{H_b}) + 1$

c. **Formule simplifiée :** $b_{cr} = 3.60^3\sqrt{H_b} - 3$

d. **Formule pratique :** $b_{cr} = \sqrt[5]{H_b}$

Avec :

H_b : Hauteur du barrage (m).

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

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t$$

Tableau III.30 : Variation de la hauteur du barrage en fonction de la largeur deversante.

b(m)	H _a (m)	NPHE (m NGA)	Q(m ² /s)	Vf (Mm ³)	R(m)	T(m)	Cote crête (mNGA)	H _b
15	6,14	860,14	244,28	8,51	1,61	0,75	862,5	39,50
20	5,07	859,07	289,92	6,96	1,61	0,75	861,43	38,43
25	4,37	858,37	239,77	8,66	1,61	0,75	860,73	37,73
30	3,87	857,87	322,19	5,87	1,61	0,75	860,23	37,23
35	3,48	857,48	338,55	5,31	1,61	0,75	859,84	36,84
40	3,19	857,19	359,29	4,61	1,61	0,75	859,55	36,55
45	2,95	856,95	364,06	4,44	1,61	0,75	859,31	36,31
50	2,75	856,75	379,69	3,91	1,61	0,75	859,11	36,11
55	2,58	856,58	383,31	3,79	1,61	0,75	858,94	35,94
60	2,43	856,43	392,41	3,48	1,61	0,75	858,79	35,79

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III.31 : Résultats des largeurs en crête obtenues par les formules précédentes.

b (m)	H _d (m)	H _b (m)	Largeur en crête du barrage b _{cr} (m)				
			F. KNAPEN	F. PREECE	F. simplifiée	F. pratique	Moyenne
15	6,14	39,5	10,37	7,91	9,26	10,47	9,50
20	5,07	38,43	10,23	7,82	9,15	10,33	9,38
25	4,37	37,73	10,14	7,76	9,07	10,24	9,30
30	3,87	37,23	10,07	7,71	9,02	10,17	9,24
35	3,48	36,84	10,01	7,68	8,98	10,12	9,20
40	3,19	36,55	9,98	7,65	8,95	10,08	9,16
45	2,95	36,31	9,94	7,63	8,92	10,04	9,13
50	2,75	36,11	9,92	7,61	8,90	10,02	9,11
55	2,58	35,94	9,89	7,59	8,88	9,99	9,09
60	2,43	35,79	9,87	7,58	8,86	9,97	9,07

III.9. Conclusion

Au terme de ce chapitre on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage, à savoir les caractéristiques hydro-morphologiques et hydro-morphométriques du bassin versant ainsi que les caractéristiques du futur barrage.

Chapitre IV : Conception de la digue

Chapitre IV : Conception de la digue

IV.1. Introduction

La classification choisie pour le barrage Boukmouri est "barrage en remblai zoné avec noyau en argile", d'une hauteur totale de 37,23 m au-dessus de la fondation. La largeur en crête est de 9 m, et les paramètres hypothétiques des talus amont et aval sont respectivement ($m_{am}=3$, $m_{av}=3$). Une fois la variante sélectionnée, une étude détaillée de la digue est nécessaire afin d'examiner tous les éléments en détail et de pouvoir élaborer les plans d'exécution du projet.

IV.2. Protection des talus

Le libellé modifié de la phrase est : En ce qui concerne le talus amont, l'objectif est de prévenir l'érosion et les dommages résultant de l'action des vagues. En général, le Rip-rap est souvent préféré en raison de son coût et de sa durabilité.

Le Rip-rap doit contenir une proportion élevée d'éléments supérieurs à la dimension minimale requise pour résister à l'attaque des vagues, et sa granulométrie doit être satisfaisante jusqu'aux éclats de roche. La mise en place du rip-rap doit éviter toute ségrégation et former un tapis dense et entrelacé autant que possible. Il sera composé d'éléments de roche dense, saine et résistante à l'altération, présentant des coefficients de forme acceptables. Sauf dans de rares cas, le rip-rap doit être posé sur une couche d'assise constituée de matériaux plus fins qui servent de filtre pour empêcher l'entraînement des matériaux du remblai à travers les interstices du rip-rap. Cette couche d'assise sert également à dissiper les effets hydrodynamiques des vagues avant qu'ils ne pénètrent dans le corps du barrage.

Toute méthode de conception du Rip-Rap reconnaît que les dimensions des blocs du tapis de Rip-Rap, pour assurer un comportement satisfaisant, dépendent de l'intensité de l'action des vagues sur le barrage. De plus, la masse volumique a une grande influence sur les dimensions des éléments nécessaires pour assurer la stabilité du rip-rap face à l'attaque des vagues d'une intensité donnée.

Tableau IV.32 : Caractéristiques du revêtement en Rip-Rap

Caractéristiques du Rip-Rap	
Épaisseur (m)	0.45
D ₅₀ (m)	0.34

IV.3. Dimensionnement des filtres et des drains

Le libellé modifié de la phrase est : Afin de contrôler les infiltrations à travers le remblai, il est essentiel de mettre en place un système de drainage et de filtration qui sépare la zone

Chapitre IV : Conception de la digue

impermeable de la zone de recharge en aval. L'épaisseur de ce dispositif dépend principalement du nombre de couches nécessaires pour respecter les critères de filtration.

Un drain naturel composé de matériaux grossiers tels que des graviers et des sables est utilisé pour assurer la perméabilité maximale. Sous l'effet de la circulation de l'eau, les particules du sol peuvent migrer vers des zones plus grossières, telles que les vides inter-articulaires des matériaux de drainage. Afin d'éviter que l'écoulement ne provoque le colmatage du drain en raison de la migration des particules fines du remblai, celui-ci doit être protégé par un matériau de granulométrie intermédiaire agissant comme un filtre pour empêcher le colmatage du drain.

IV.3.1. Dimensionnement de filtre entre le noyau et les recharges

Un dispositif de filtration est utilisé pour empêcher la migration des particules fines qui pourraient être entraînées par la circulation de l'eau à travers un massif.

Les dispositifs de filtration sont composés de couches successives de matériaux perméables, dont la granulométrie devient de plus en plus fine, assurant ainsi une transition entre le drain et les fines particules des terres drainées. Chaque couche d'un dispositif de filtration doit jouer le rôle de filtre par rapport à la couche précédente dans le sens de l'écoulement de l'eau.

a. Construction du fuseau granulométrique

Les critères à suivre pour sélectionner la granulométrie des filtres ont été établis grâce à de nombreux essais réalisés par Terzagui (1922), ensuite améliorés par les travaux du Corps d'Ingénieurs de l'Armée et du Bureau de Réclamations des États-Unis, et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984).

➤ Critères de conception

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

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

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

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

Avec :

Chapitre IV : Conception de la digue

D_{xx} : diamètre caractéristique des filtres.

d_{xx} : diamètre caractéristique du noyau.

Pour établir la distribution granulométrique, nous allons déterminer les diamètres suivants (D_{15} , D_{50} et D_{60}) du matériau de filtration.

Tableau IV.33 : Diamètres du sol à partir de la courbe granulométrique moyenne.

Diamètres (%)	Valeurs(mm)
$d_{85\%}$	0.16
$d_{15\%}$	0.006
$d_{50\%}$	0.025
$d_{5\%}$	0.005
$d_{17\%}$	0.007
$d_{10\%}$	0.006
$d_{60\%}$	0.05

$$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{85}^{sol}} \leq 4 \div 5 \Rightarrow D_{15}^{filtre} \leq 4 \cdot d_{85}^{sol} \Rightarrow D_{15}^{filtre} \leq 4 \cdot 0,16 = 0.64 \text{ mm}$$

$$\mathbf{D_{15}^{filtre} \leq 0.64 \text{ mm}}$$

$$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{15}^{sol}} > 4 \div 5 \Rightarrow D_{15}^{filtre} > 4 \cdot d_{15}^{sol} \Rightarrow D_{15}^{filtre} > 4 \cdot 0,01 = 0.04 \text{ mm}$$

$$\mathbf{D_{15}^{filtre} > 0.04 \text{ mm}}$$

$$\frac{D_{50}^{filtre}}{d_{50}^{sol}} < 25 \Rightarrow D_{50}^{filtre} < 25 \cdot d_{50}^{sol} \Rightarrow D_{50}^{filtre} < 25 \cdot 0,025 = 0.625 \text{ mm}$$

$$\mathbf{D_{50}^{filtre} < 0.625 \text{ mm}}$$

$$\frac{D_{60}^{filtre}}{D_{10}^{filtre}} \leq 20 \Rightarrow D_{60}^{filtre} \leq 20 \cdot D_{10}^{filtre} \Rightarrow D_{60}^{filtre} \leq 20 \cdot 0.04$$

$$\mathbf{D_{60}^{filtre} \leq 0.8 \text{ mm}}$$

b. Vérification de l'absence du renard dans le sol des filtres

Le libellé modifié de la phrase est : L'exigence principale pour les sols des filtres est de s'assurer de l'absence de phénomène de renard. Afin d'éviter ce phénomène, les conditions suivantes doivent être remplies :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\mu_F} (1 + 0,05\mu_F) \frac{n}{1-n}$$

Avec :

$$\mu_F : \text{Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, } \mu_F = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0,05}{0,006} = 8,33$$

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

$n_0 = 0,45$ pour les sols argileux. D'où : $n = 0,36$

$D_5 = 0,005 \text{mm}$ et $D_{17} = 0,007 \text{mm}$

$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0,71 > 0,36$$

La condition est satisfaite, ce qui signifie qu'il n'y a aucun risque d'apparition du phénomène de renard dans le filtre.

c. Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition)

Afin d'accomplir cela, il est nécessaire de vérifier l'inégalité suivante

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$$

Avec:

d_{85} : Diamètre du sol à protéger correspondant à 85% , $d_{85} = 0,16 \text{mm}$.

D_{15} : Diamètre du sol de drain correspondant à 15% , $D_{15} = 0,2 \text{mm}$.

La condition de TERZAGUI est satisfaite. $\frac{D_{15}}{d_{85}} = 1,25 < 4$

L'épaisseur minimale des couches du filtre inversé est déterminée par l'expression :

$$t_{\min} \geq (5-7) D_{85}.$$

Dans ce cas, un revêtement léger d'un diamètre compris entre 20 et 40 mm est prévu, avec une épaisseur de quelques centimètres. Il convient de noter que l'épaisseur des couches du filtre dépend de la méthode de construction utilisée :

1. Pour les filtres construits manuellement : $t_{\min} > 10 \text{ cm}$.
2. Pour les filtres construits à l'aide d'une machine : $t_{\min} > 20 \text{ cm}$.
3. Pour les filtres construits par remblayage avec de l'eau : $t_{\min} > 75 \text{ cm}$ pour une couche et $t_{\min} > 50 \text{ cm}$ pour deux couches.

Conclusion

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont les suivantes :

- Couches horizontales de sable : 0,15 m
- Couches horizontales de gravier : 0,30 m
- Couches verticales ou inclinées : 1,00 m

Dans ce projet, les épaisseurs prévues sont les suivantes :

- Une première couche de sable d'une épaisseur de 15 cm.
- Une deuxième couche de gravier d'une épaisseur de 30 cm.
- Une couche d'enrochement (Rip-Rap) d'une épaisseur de 45 cm.

IV.3.2. Calcul des drains

a. Dimensionnement du drain tapis

Longueur du drain tapis : $L_{dr} = 77.5m$

Dimensionnement du prisme aval

- Hauteur : $H_{dr} = 7m$
- Largeur au sommet : $b_{dr} = 2.2m$
- Fruits des talus : $m_{dr} = 1.5, m_{dr} = 1.5.$
- Largeur en base : $B_{dr} = 22.3m$

IV.4. Dispositif d'étanchéité

IV.4.1. Noyau

L'évaluation des dimensions du noyau lors de l'étude des différentes options a donné les résultats suivants

Tableau IV.34 : Dimensions du noyau.

Caractéristiques du noyau	
Largeur en crête (m)	6.2
Hauteur du noyau (m)	36.2
Largeur à la base du noyau (m)	35.2
Pente des talus	0.4

IV.4.2. Les bermes

Les bermes sont utilisées pour améliorer la stabilité des talus, les protéger contre l'érosion et faciliter les travaux pendant la construction (permettant un accès facile à toutes les zones du canal).

Chapitre IV : Conception de la digue

Ils sont construits pour des hauteurs comprises entre 5 et 15 m, avec des largeurs variantes entre 2 et 3 m, et des pentes d'environ 1% du côté aval pour favoriser le drainage des eaux pluviales.

Tableau IV.35 : Caractéristiques des risbermes.

Risbermes	Cote m (NGA)	Largeur (m)
1er (Prisme de rainage)	830	2.3
2ème	840	3
3ème	850	3

IV.4.3. Clé d'étanchéité

Une clé d'étanchéité sera mise en place en prolongement du noyau en argile. Elle aura pour double fonction de garantir l'étanchéité et de renforcer l'ancrage de la digue.

La clé d'étanchéité sera composée du même matériau imperméable utilisé pour le noyau.

Tableau IV.36: Caractéristiques de la clé d'étanchéité.

Truits de talus		Hauteur (m)	Grande base (m)	Petite base (m)	Cote (m NGA)
Amont	1	5	35.1	25.2	818
Aval	1				

IV4.4. Ecran parafouille

Le libellé modifié de la phrase est : En raison d'un débit de fuite important causé par une perméabilité élevée au niveau de la fondation, la construction d'un écran d'étanchéité parafouille en paroi moulée rempli de béton a été envisagée. Cette paroi aura une épaisseur de 1 mètre. Le traitement devra atteindre une profondeur de 5 mètres jusqu'au substratum.

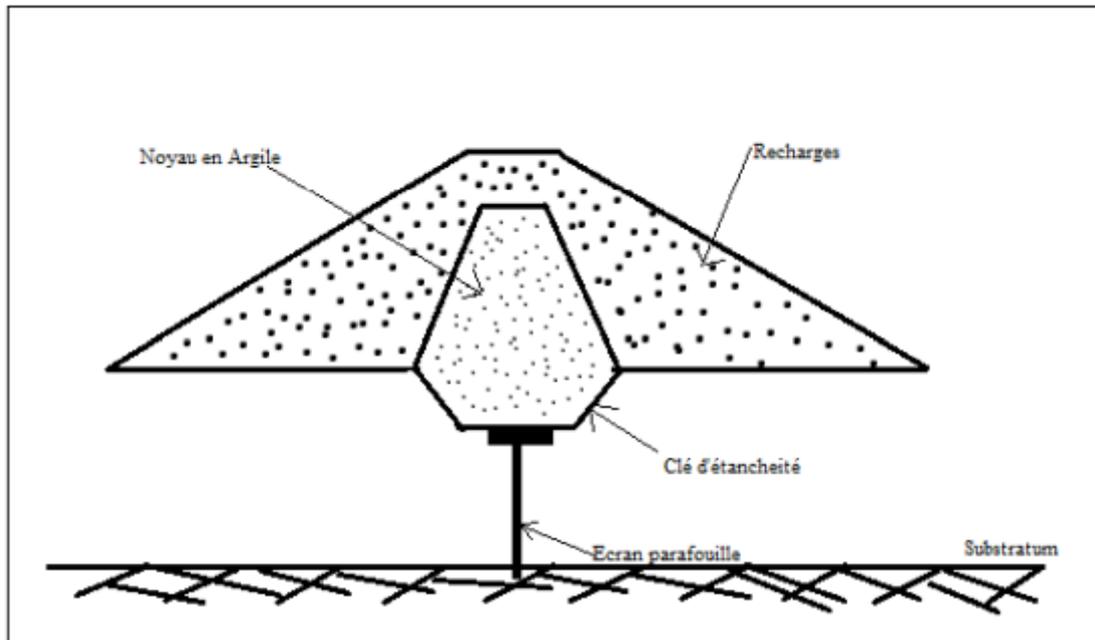


Figure IV.19 : Schématisation du dispositif d'étanchéité de la fondation.

IV.4.5. Etude des infiltrations

Lors de l'étude des infiltrations dans les barrages en terre, les objectifs suivants doivent être atteints :

- Détermination de la zone submergée du corps de la digue.
- Traçage de la ligne de saturation.
- Calcul du débit de fuite à travers le corps de la digue et la fondation.

Les hypothèses de calcul des infiltrations hydrauliques pour les barrages en terre sont les suivantes :

- Le sol est considéré comme homogène et isotrope, avec une perméabilité horizontale équivalente à la perméabilité verticale.
- La ligne phréatique suit la loi de la parabole de Kozeny.
- Les calculs sont effectués pour la section critique de la digue.

a. Tracé de la ligne de saturation

Une ligne de nappe phréatique est représentée dans une coupe transversale, bien que dans la réalité, il s'agisse d'une surface où la pression est égale à la pression atmosphérique. Cette ligne est parfois incorrectement appelée ligne de saturation, située au-dessus de la ligne de nappe phréatique à une distance correspondant à l'élévation capillaire de l'eau de saturation.

Chapitre IV : Conception de la digue

La méthode proposée par Kozeny pour tracer cette ligne démontre qu'elle peut être assimilée à une parabole. L'équation de la ligne de nappe phréatique est formulée comme suit :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0.$$

avec :

$$y_0 = \sqrt{x^2 + y^2} - x.$$

A la condition aux limites : $x=d$ et $y=h$

$$y_0 = \sqrt{d^2 + h^2} - d$$

Avec :

d : Largeur en base du barrage réduite de $0,7b$

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont (obtenue graphiquement) ;

$$b = mn * h = 3 * 31 = 93 \text{ m.}$$

h : La hauteur d'eau en amont.

La ligne de saturation est déterminée pour une hauteur d'eau correspondant à la retenue normale.

$$h = 31 \text{ m, } b = 9 \text{ m, } d = 65.1 \text{ m}$$

AN :

$$y_0 = \sqrt{65.1^2 + 31^2} - 65.1 = 7.004 \text{ m}$$

$$y_0 = 7.004 \text{ m}$$

$$y^2 = 14.008x + 49.05$$

À partir de cette équation, les coordonnées de la parabole peuvent être déterminées et sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.37 : Coordonnées de la parabole de KOZENY:

X(m)	Y²(m)	Y(m)
5,00	21,39	4,62
7,00	49,57	7,04
9,00	77,74	8,82

Chapitre IV : Conception de la digue

11,00	105,92	10,29
13,00	134,09	11,58
15,00	162,27	12,74
17,00	190,45	13,80
19,00	218,62	14,79
21,00	246,80	15,71
23,00	274,97	16,58
25,00	303,15	17,41
27,00	331,33	18,20
29,00	359,50	18,96
31,00	387,68	19,69

- Détermination du point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval :

La ligne de saturation intersecte le parement aval en un point qui ne correspond pas au point de passage de la parabole théorique de Kozeny. En général, la ligne de saturation passe aux deux tiers de la distance entre le point de passage de la parabole théorique et le pied aval du barrage.

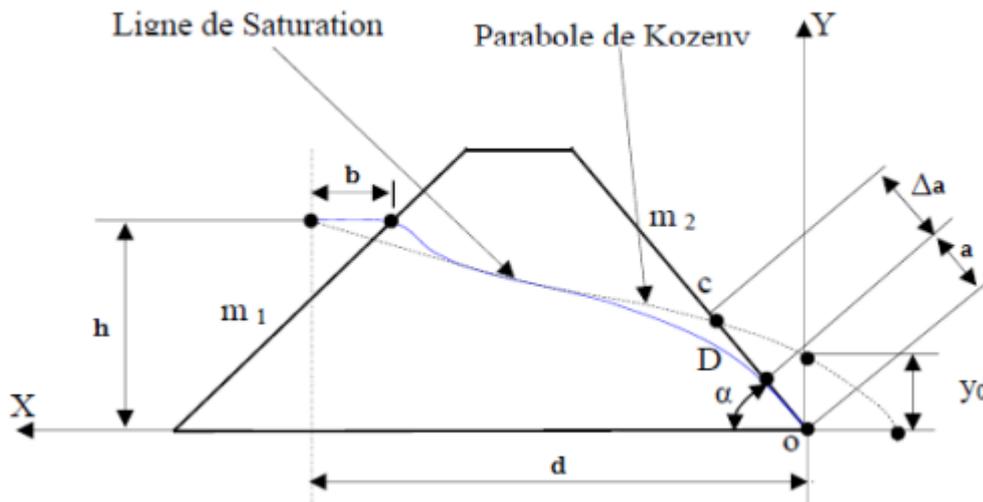


Figure IV.20 : Schéma explicatif de la ligne de saturation.

CASAGRANDE a établi que le paramètre a dépend uniquement de la distance focale de la parabole de base de Kozeny et de l'angle du talus aval du barrage. Cette découverte lui a permis de créer une courbe de variation.

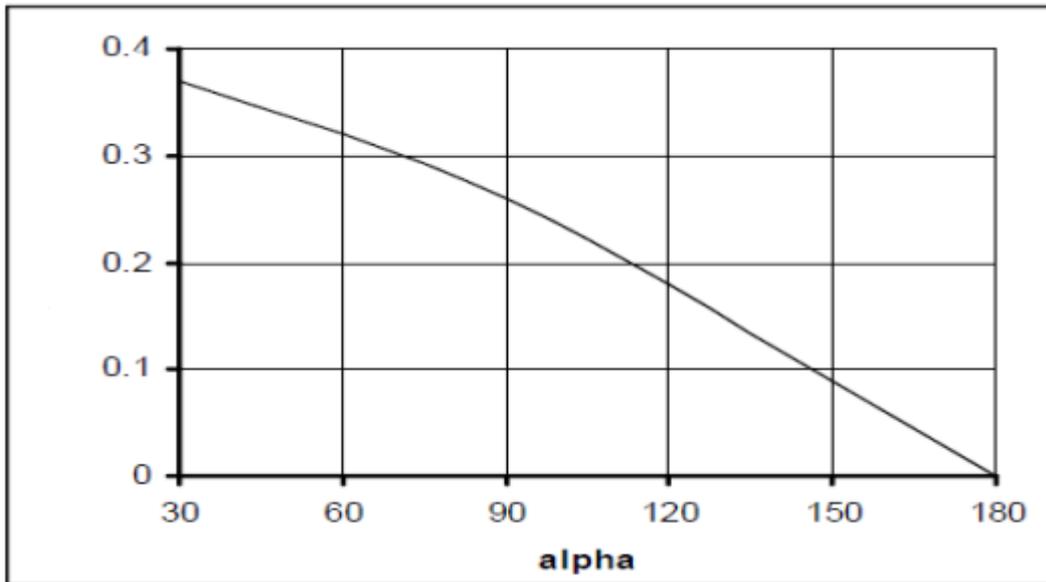


Figure IV.21 : Abaque de Casagrande.

Les coordonnées polaires du point C de la parabole par rapport à la face aval du noyau sont exprimées par la relation suivante, en prenant l'origine au foyer O :

$$\rho = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha}$$

ρ : rayon polaire.

Soit $a=OD$, où D représente le point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval, et $\Delta a=CD$.

A : angle formé par la face aval du noyau par rapport à l'horizontale. Dans ce cas, nous obtenons un système d'équations :

$$\begin{cases} \rho = a + \Delta a \\ \theta = \alpha \end{cases}$$

On aura :

$$A + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha}$$

A partir de l'abaque de CASAGRANDE (1937) l'angle est en fonction du $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$ et

On a : $\alpha = 69^\circ$

D'où : $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$

$\rho = a + \Delta a = 10,91\text{m}$.

Chapitre IV : Conception de la digue

$$\Delta a = 0,3 * (a + \Delta a) = 3.27 \text{ m}$$

Il en résulte : $\Delta a = 3.27 \text{ m}$

$$a = 7.64 \text{ m}$$

b. Calcul du débit infiltration

- **Calcul des infiltrations à travers la digue**

D'après la loi de Darcy, le débit d'infiltration est :

$$q = K \cdot I \cdot A$$

Avec :

q : Débit d'infiltration en (m³ /s/ml)

K : Coefficient de perméabilité de la digue (K=10⁻⁹ m/s)

I : gradient hydraulique,

A : Section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I = \frac{dy}{dx}$

La section d'infiltration est : $A = y \cdot I$

Donc : $q = K \cdot y \cdot \frac{dy}{dx}$

Avec : $y \cdot \frac{dy}{dx} = y_0$

On aura : $q = K \cdot y_0 \text{ m}^3/\text{s} / \text{ml}$

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q = q \cdot L$$

Tableau IV.38 : Débit de fuite à travers la digue

y ₀ (m)	K (m/s)	q (m ³ /s/ml)	L (m)	Q _D (m ³ /s)
7.004	10 ⁻⁹	7,004.10 ⁻⁹	236.71	1,66.10 ⁻⁶

- **Calcul des infiltrations à travers la fondation**

Le débit d'infiltration à travers la fondation est donné par la formule de Darcy

$$q = K \cdot I \cdot A$$

Avec :

q : Débit d'infiltration en (m³/s/ml).

K : Coefficient de perméabilité à travers la fondation (K = 1,88 x 10^{^(-4)} m/s).

Chapitre IV : Conception de la digue

I : Gradient hydraulique ($I = H1/Lb$).

H1 : Hauteur d'eau dans la retenue (m).

Lb : Largeur de l'ouvrage.

A : Section d'infiltration par unité de longueur. $A = T * 1$ (T = 10 m, profondeur du sol de la fondation perméable).

Tableau IV.39 : Débit d'infiltration à travers la fondation.

H(m)	I	K(m/s)	q (m ³ /s/ml)	Q _F (m ³ /s)
31	0.13	1,88.10 ⁻⁴	2,44.10 ⁻⁵	5,78.10 ⁻³

- **Calcul des infiltrations à travers le barrage (Digue +Fondation)**

Le débit total d'infiltration à travers le barrage est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{barrage}} = Q_D + Q_F$$

$$Q_{\text{barrage}} = 5,78.10^{-3} + 1.66.10^{-6} = 5,78.10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$Q_{\text{barrage}} = 5,78.10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}.$$

- **Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage**

1. **Etanchéité du barrage**

La capacité d'infiltration du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{\text{adm.}}$$

Avec:

ΔH : variation de charge dans le corps de la digue.

δn : épaisseur moyenne de la digue.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible, qui est déterminé à partir du tableau suivant:

Tableau IV.40 : Classification des barrages.

Type des sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteur du barrage (m)			
Sols rocheux.	>100	70,100	25÷70	<25

Chapitre IV : Conception de la digue

Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

Tableau IV.41: Gradient admissible à travers le remblai terreux.

Type de remblai	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

$$I_{adm} = 1,5$$

Donc :

$$\Delta H = 31 \text{ m}, \delta n = 122.86 \text{ m}, I = 0.25 \leq I_{adm}.$$

D'où la résistance à l'infiltration du sol du barrage est assurée.

2. Fondation du barrage :

La condition suivante doit être vérifiée pour assurer la vérification de la résistance d'infiltration générale :

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$$

Avec :

I_{cr} : Gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de la fondation, il est donné par le tableau suivant :

Tableau IV.42: Gradient d'infiltration admissible en fonction de la nature du sol

Sols de fondation	I_{cr}
Argiles	1.2
Limons	0.65
Sables gros	0.45
Sables moyen	0.38

Chapitre IV : Conception de la digue

Sable fin	0.29
-----------	------

KS : Coefficient de sécurité en fonction de la classe du barrage d'après le tableau

Tableau IV.43: Coefficient de sécurité en fonction de la classe de l'ouvrage.

Classe du barrage	I	II	III	IV
K _s	1.25	1.20	1.15	1.10

If : Gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, est calculé à l'aide de la formule

$$\text{Suivante : } I_f = \frac{\Delta H}{L_b + 0.88T_c}$$

Tc : Profondeur de calcul de la zone d'infiltration de la fondation, (Tc=10m).

ΔH: Charge d'eau, (ΔH=31m).

Lb : Largeur de base du barrage, (Lb=236.71).

$$I_f = 0.13$$

Notre barrage appartient à la classe II, ce qui donne (K_s = 1.2). La fondation est limoneuse donc, I_{cr} = 0.65.

La valeur du gradient d'infiltration If dans la fondation du barrage est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{I_{cr}}{K_s} = 0.54$$

On aura donc, $I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$

La condition de résistance d'infiltration est satisfaite et la fondation assure une résistance adéquate à l'infiltration.

IV.5. Etude de stabilité

La stabilité d'un barrage en matériaux locaux, notamment de ses talus (amont et aval) et de sa fondation, nécessite une approche spécifique, car il n'existe pas de méthode globale permettant de calculer sa stabilité sans faire certaines hypothèses.

Pour évaluer la stabilité, on accorde une forme de glissement à la surface cylindrique, circulaire à axe horizontal, qui apparaît comme un cercle dans une coupe verticale du barrage. Cette surface de glissement est appelée le cercle de glissement.

Différentes méthodes de calcul de stabilité sont utilisées, parmi lesquelles les méthodes de Fellenius (1927) et Bishop (1955) sont les plus couramment utilisées. Le principe de ces

Chapitre IV : Conception de la digue

méthodes repose sur l'équilibre des forces, où les forces déstabilisatrices telles que le poids et les pressions interstitielles doivent être compensées par des forces résistantes, avec des marges de sécurité conventionnellement choisies.

Un facteur qui influence fortement la stabilité est la pression interstitielle qui peut s'installer de manière durable dans le remblai. Cette pression interstitielle peut être influencée par des facteurs tels que les écoulements permanents à travers le remblai, les variations de contraintes résultant de la construction, des vidanges rapides ou des séismes.

Il est donc essentiel de prendre en compte ces facteurs, d'utiliser des méthodes appropriées et de réaliser des analyses détaillées pour évaluer la stabilité d'un barrage en matériaux locaux.

- En raison des écoulements permanents à travers le remblai.
- En conséquence des variations des contraintes résultantes des conditions de construction, y compris les vidanges rapides ou les séismes.

La vérification de la stabilité doit être effectuée dans les scénarios suivants :

- En conditions de fonctionnement normal.
- À la fin de la construction.
- En cas de vidange rapide.

IV.5.1. Modèle de calcul

Le calcul de stabilité de la digue du barrage sera réalisé à l'aide du logiciel Géostudio. Géostudio est un logiciel de calcul géotechnique qui offre des fonctionnalités pour traiter divers problèmes liés au sol, tels que le glissement des terrains, le tassement, la consolidation et les infiltrations d'eau dans le corps de la digue d'un barrage. Ce logiciel utilise les méthodes de l'équilibre limite pour déterminer le facteur de sécurité des surfaces de glissement potentielles. Il comprend plusieurs programmes intégrés dans son interface.

- SLOPE/W : Utilisé pour calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel en utilisant les méthodes d'analyse classiques.
- SEEP/W : Utilisé pour calculer les infiltrations d'eau dans les sols.
- SIGMA/W : Utilisé pour analyser les problèmes de contraintes et de déformation dans les sols.
- QUAKE/W : Utilisé pour étudier le comportement des sols lors d'un séisme.
- TEMPS/W : Utilisé pour analyser les problèmes géotechniques liés au temps dans les sols.

Notre objectif est de calculer les coefficients de sécurité, on s'intéressera donc au programme SLOPE/W.

IV.5.2. Définition du programme

SLOPE/W est l'un des programmes intégrés dans la fenêtre Géostudio, conçu pour effectuer des calculs de stabilité des pentes en utilisant la méthode de l'équilibre limite. Ce logiciel est doté d'une interface graphique conviviale et est compatible avec les versions de Microsoft Windows XP.

- **Description de l'interface du logiciel SOPE/W :**

Les menus disponibles et leurs fonctions respectives sont les suivants :



Figure IV.22 : Présentation de l'interface du logiciel.

Les menus disponibles et leurs fonctions respectives sont les suivants :

- **File (Fichier)** : Permet d'ouvrir et d'enregistrer des fichiers, d'importer des photos et d'imprimer le dessin.
- **Edit (Édition)** : Permet de copier le dessin dans le presse-papiers de Windows.
- **Set (Paramètres)** : Permet de définir les paramètres de la grille, le zoom et les axes de la page.
- **View (Affichage)** : Permet de contrôler l'affichage des contrôles, des informations sur les sols et les points, ainsi que d'afficher les forces intertranches sur un schéma corporel de chaque tranche.
- **Keyin (Saisie)** : Permet d'introduire automatiquement, à l'aide de tableaux, les paramètres géométriques de la pente (coordonnées et couches), les caractéristiques mécaniques des différentes couches constituant le talus, les conditions complémentaires nécessaires pour le calcul, le niveau de la nappe, la sélection des différentes méthodes de calcul, les surcharges, l'effort sismique et les confortements.
- **Draw (Dessin)** : Permet d'introduire manuellement les paramètres géométriques de la pente (coordonnées et couches), les conditions complémentaires nécessaires pour le calcul, le niveau de la nappe, les surcharges et les confortements.
- **Sketch (Croquis)** : Permet de définir des objets graphiques pour étiqueter, améliorer et clarifier les résultats du problème.

Chapitre IV : Conception de la digue

- Modify (Modifier) : Permet de déplacer, modifier ou supprimer des objets graphiques, des textes et des photos.

- Les calculs ont été réalisés en utilisant à la fois la méthode de Fellenius (Méthode ordinaire), de Bishop, de Janbu et la méthode généralisée d'équilibre limite "GLE".

La sécurité est vérifiée pour les situations suivantes :

1. Stabilité à court terme, correspondant à la fin de la construction.
2. Stabilité à long terme, correspondant à une vidange rapide.
3. Stabilité à long terme, correspondant à une vidange rapide.
4. Stabilité à long terme, correspondant à un séisme avec la retenue pleine.

a. Définition des forces appliquées à chaque tranche

Les forces exercées sur les tranches sont :

Force de pesanteur (poids propre de la tranche)

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité de chaque tranche. Elle est calculée selon la formule suivante :

$$G_i = b \sum(\gamma_i h_i)$$

Avec :

G_i : Force de pesanteur de la tranche.

b : Largeur de la tranche ($b = 0.1R$).

h_i : Hauteur de la tranche.

γ_i : Densité du matériau de la tranche (en-dessous, au-dessus de la ligne de saturation et des fondations).

Force de pression interstitielle

Dans le cas où le barrage est à sa cote normale de retenue (CNR).

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl$$

U : Pression interstitielle.

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

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

h : Hauteur de la tranche.

a) Forces de cohésion

$$F_c = c \cdot dl$$

C : Cohésion du sol (matériau).

Chapitre IV : Conception de la digue

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

b) Forces dues au séisme

$$T = a \cdot G_n$$

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

b. Classement des forces

On peut classer toutes ces forces comme suit :

➤ Les forces stabilisatrices

A. Force de frottement

$$F_l = N_n \operatorname{tg}\varphi - U \cdot dl \cdot \operatorname{tg}\varphi$$

Avec :

φ : Angle de frottement.

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

B. Force de cohésion

$$F_c = c \cdot dl$$

Avec :

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

R : rayon de la courbe de glissement.

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

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

$$M_s = [(N_n - U \cdot dl) \operatorname{tg}\varphi + c \cdot dl] R$$

➤ Les forces motrices

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle (T_n), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n.$$

c. Coefficient de sécurité admissible

Les facteurs de sécurité couramment admis en fonction de la classe du barrage sont groupés dans le Tableau. (4. 4)

Chapitre IV : Conception de la digue

Tableau IV.44 : Valeur du coefficient de sécurité admissible

Combinaisons des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Sans séisme	1,3 ÷ 1,2	1,2 ÷ 1,15	1,15 ÷ 1,1	1,1 ÷ 1,05
Avec séisme	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,05

Notre barrage est classé en classe II, les coefficients admissibles sont donc les suivants :

- Sans séisme : $KSS_{adm} = 1,2 \div 1,15$
- Avec séisme : $KAS_{adm} = 1,1 \div 1,05$.

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, nous calculons le coefficient de sécurité sans et avec séisme, puis les comparons aux coefficients de sécurité admissibles afin de vérifier la stabilité des talus. La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

La vérification des talus de la digue par la méthode grapho-analytique consiste à déterminer le coefficient de stabilité "K", qui est le rapport du moment des efforts de stabilité au moment des efforts de basculement (forces motrices) par rapport au centre de glissement du terrain. Ce coefficient doit être inférieur ou égal au coefficient admissible "kadm".

d. Les paramètres géotechniques adoptés

Le modèle utilisé pour définir le comportement du matériau est le modèle de Mohr-Coulomb. Nous avons défini l'angle de frottement interne, la cohésion en conditions drainées et le poids volumique pour chaque matériau.

Les valeurs des paramètres utilisées sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.45: Paramètres géotechniques utilisés

Matériau	k(m/s)	C (kPa)	Φ (°)	(KN/m ³)
Ecran	1.10^{-9}	500	35	24
Bitume	1.10^{-8}	200	15	24
Roche		30	15	20
Argile	1.10^{-9}	20	35	21
Fondation	$1.88.10^{-4}$	0	30	20
Filtres	1.10^{-4}	5	35	19

Drains	1.10^{-2}	0	38	21
Recharges	8.10^{-4}	0	40	21

➤ Calcul du coefficient de sécurité pour chaque cas de fonctionnement

a) Retenue pleine :

$$K_{ss} = \frac{\sum(N_n - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum(G_i \cos \alpha - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm}$$

$$K_{as} = \frac{\sum(N_n - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum(G_i \cdot a \cdot dn_i)} = \frac{\sum(G_i \cos \alpha - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum(G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum(G_i \cdot a \cdot dn_i)} \geq K_{adm}$$

Avec :

Css : coefficient de stabilité sans séisme.

Cas : coefficient de stabilité avec séisme.

Nn : composante normale stabilisatrice.

Tn : composante tangentielle déstabilisatrice au cercle de glissement.

C : cohésion du sol considéré.

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

Gi : poids propre de la tranche.

Ui : force de pression interstitielle.

φ_i : angle de frottement interne.

dni : distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

a. Retenue vide

$$K = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm}$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum(G_i \cdot a \cdot dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum(G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum(G_i \cdot a \cdot dn_i)} \geq K_{adm}$$

b. Vidange rapide

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm}$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum(G_i \cdot a \cdot dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum(G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum(G_i \cdot a \cdot dn_i)} \geq K_{adm}$$

Chapitre IV : Conception de la digue

e. Résultats des calculs

Le tableau suivant présente les valeurs des coefficients de stabilité pour différents cas de fonctionnement :

Tableau IV.46 : Résultats du coefficient de sécurité pour chaque cas de fonctionnement.

Talus	Fin de construction		Retenue pleine		Vidange rapide	
	Sans séisme	Avec séisme	Sans séisme	Avec séisme	Sans séisme	Avec séisme
Amont	2.345	1.537	2.186	1.153	2.119	1.225
Aval	2.017	1.46	1.952	1.389	1.952	1.389

Dans les figures suivantes, les surfaces de glissement critiques sont présentées pour toutes les situations de calcul, comprenant une masse importante de remblai et des surfaces qui creusent la crête de la digue.

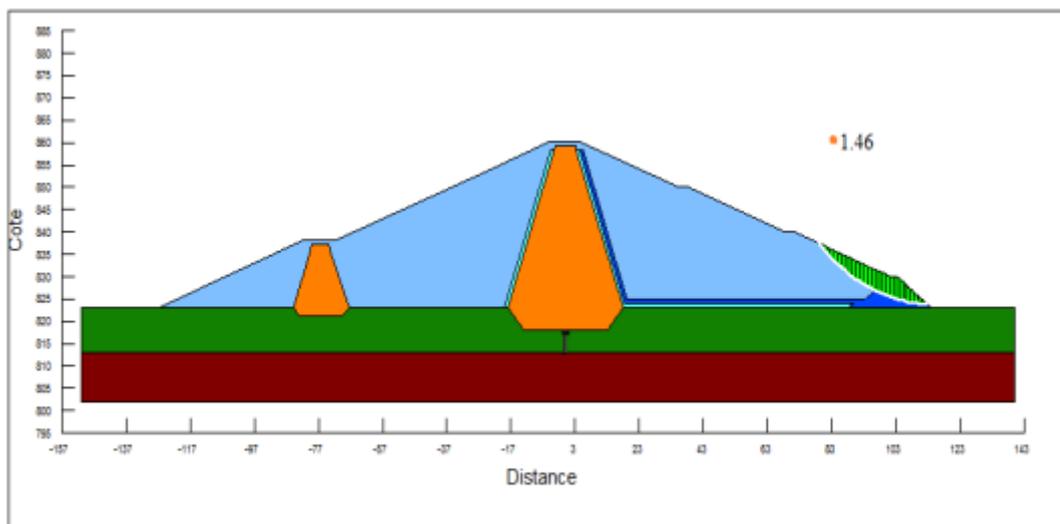


Figure IV.23 : Résultat pour le cas de Fin de construction avec séisme.

Le facteur de sécurité est de 1,46 qui est supérieur à 1,1

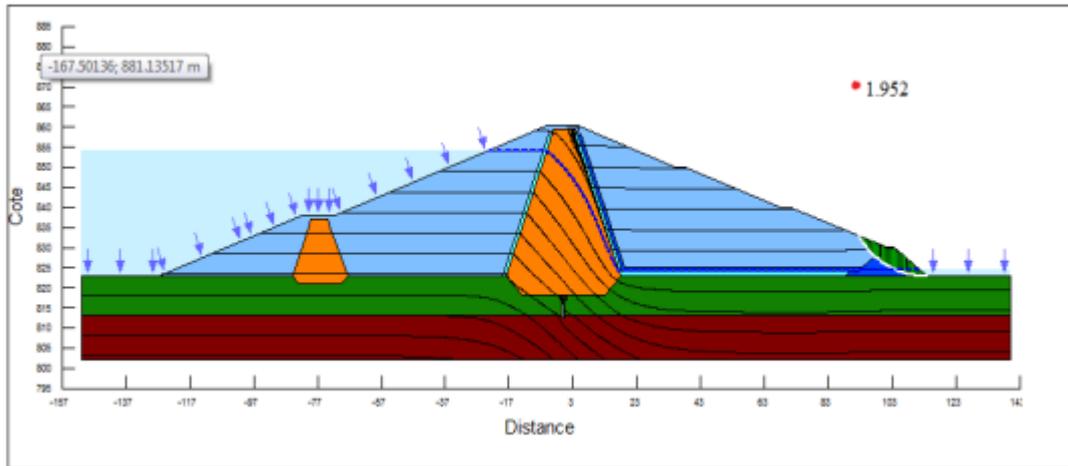


Figure IV.24 : Résultat pour le cas de retenue pleine.

Le facteur de sécurité obtenu est de 1,952 qui est supérieure à 1,2.

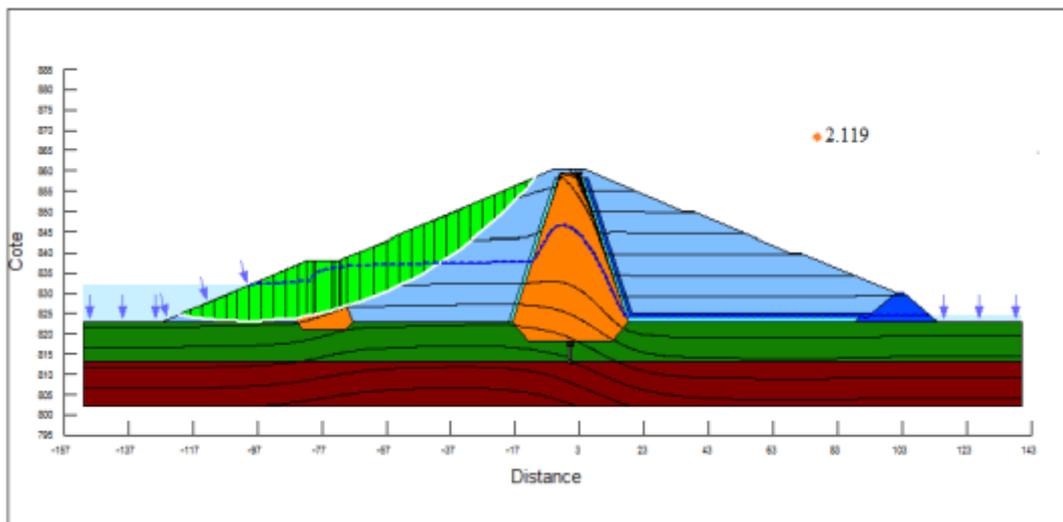


Figure IV.25 : Résultat pour le cas de vidange rapide.

Le facteur de sécurité obtenu est de 2,119 qui est supérieur à 1,2.

IV.6. Conclusion

Rappelons que les coefficients admissibles sans séisme et avec séisme sont respectivement $(1,2 \div 1,15)$ et $(1,1 \div 1,05)$. D'après les résultats obtenus pour différents types de fonctionnement, il est remarqué que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissibles sans séisme et avec séisme. Ainsi, la stabilité des pentes des talus de notre ouvrage est assurée.

Conclusion générale

Conclusion générale

Dans le cadre de notre projet intitulé "Étude de faisabilité du barrage de Boukmouri", nous avons réalisé un mémoire de synthèse qui comprend une étude hydrologique du bassin versant et de la cuvette, une analyse pour choisir la variante de la digue tout en vérifiant sa stabilité, et nous avons également abordé l'organisation du chantier.

Nous avons opté pour une digue en remblai avec un noyau argileux d'une hauteur de 37,23 m, correspondant à un volume de réservoir d'environ 27,23 millions de mètres cubes. La stabilité des talus de la digue a été évaluée à l'aide du logiciel Géostudio, qui a permis de déterminer les coefficients de sécurité des talus et de garantir leur stabilité.

Les conditions topographiques du site nous ont conduits à choisir un évacuateur de crues latéral avec un entonnement latéral d'une largeur déversante de 30 m et une lame déversant de 3,87 m.

En conclusion :

- La construction du barrage de Boukmouri est réalisable et ne présente pas de difficultés techniques particulières, cependant, nous recommandons de mener des investigations supplémentaires afin de trouver de nouvelles zones d'emprunt pour combler le déficit en matériaux.
- Grâce à la capacité de retenue du barrage, celui-ci peut assurer la durabilité de l'approvisionnement en eau, favorisant ainsi le développement du secteur agricole 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 connexes.
- La réalisation du barrage de Boukmouri générera un grand nombre d'emplois dans les secteurs de l'exploitation du barrage, de l'agriculture et des services, tant à court terme pendant la phase de construction qu'à long terme une fois le barrage en exploitation.

Enfin, nous pouvons affirmer que cette étude nous a permis d'aborder tous les aspects relatifs à l'étude de la digue en nous appuyant sur les connaissances théoriques acquises tout au long de notre parcours universitaire. Nous espérons que ce travail reflète véritablement les efforts que nous avons déployés pour sa réalisation.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] **CARLIER.M , 1992** Hydraulique Générale et appliquée .Edition Eyrolles .Paris .France
- [2] **DURAND.Y , 1997** Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et équatoriale.
Edition Cemagref .France
- [3] **DUNGLAS.M , 1982** Cours d'ouvrage d'art 1^{er} 2^{eme} et 3^{eme} partie .Edition Cemagref .France
- [4] **HASSANE. M , 1995** Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue à entonnoir frontale. ENSH .Blida .Algérie
- [5] **POCHAT.R , 1980** Evacuateurs de crues .C.T.G.R.E.F. France
- [6] **TOUAIBIA.B , 2001** Les Retenues polycopié de cours de régularisation des débits .ENSH .Blida .Algérie
- [7] **TOUAIBIA.B**, Manuel pratique de l'hydrologie, ENSH. Blida. Algérie.
- [8] **TOUAIBIA. B et BENLAOUKLI B.(2004)**: introduction au dimensionnement des retenues collinaires.
- [9] **Bernardo A. R., L. Santos (2004)**, Manuel de conception et projets typiques des digues en terres : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages
- [10] **DESIGN OF SMALL DAMS (1987)** United States of the Department of the interior, Bureau of Reclamation. Third Edition.
- [11] **MIHOUBI, M.K (2013)**, Ouvrages Hydrotechniques, Manuel de dimensionnement des barrages en remblai, ENSH, Blida.

تركز هذه الدراسة على الحفاظ على المياه السطحية في الجزائر ، وتحديدأ في ولاية المدية. يتمثل عملنا في إجراء دراسة جدوى لبناء سد على واد البوكموري ، الواقع في نفس الولاية .

من خلال التحليل التفصيلي للمراحل الجيولوجية والهيدرولوجية والطبوغرافية المختلفة، تمكنا من تحديد الخيار الأفضل لتنفيذ هذا الهيكل وضمان استقراره. أما بالنسبة للتنفيذ، فقد قمنا بإعداد مذكرة توضيحية توضح بالتفصيل خطوات الحساب المختلفة.

Résumé:

Cette étude se focalise sur la préservation des eaux de surface en Algérie, plus précisément dans la wilaya de Médéa. Notre travail consiste à réaliser une étude de faisabilité pour la construction d'un barrage sur l'Oued Boukmouri, situé dans cette même wilaya.

En analysant en détail les différentes phases géologiques, hydrologiques et topographiques, nous avons pu sélectionner la meilleure option pour implanter cette structure et garantir sa stabilité. Pour ce qui est de la mise en œuvre, nous avons préparé une note explicative qui détaille les différentes étapes de calcul.

Abstract:

This study focuses on the preservation of surface water in Algeria, more precisely in the wilaya of Médéa. Our work consists in carrying out a feasibility study for the construction of a dam on Oued Boukmouri, located in this same wilaya.

By analyzing in detail, the different geological, hydrological and topographical phases, we were able to select the best option to implement this structure and guarantee its stability. As for the implementation, we have prepared an explanatory note which details the different calculation steps.