

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI
Abdellah-

DEPARTEMENT : Aménagement et Génie Hydraulique

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Hydraulique

THEME DU PROJET :

**ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE DU
BARRAGE DE BERRICHE (W.BATNA)**

PRESENTE PAR :
SAHBI MERIEM

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
B.BENLAOUKLI	Maître de conférences (A)	Président
M.D.BENSALAH	Maître Assistant (A)	Examineur
N.SAIL	Maître Assistante (A)	Examinatrice
A.ZEROUAL	Maître Assistant (A)	Examineur
M.K.MIHOUBI	Professeur	Promoteur

Session Septembre 2016

Grâce soit rendue à Dieu que nulle expression ne saurait glorifier, en dénombrer les bienfaits ou lui rendre l'hommage requis, ni les regards les plus profonds l'atteindre, ni les intelligences sonder son essence.

Ali Ibn Abi Taleb.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail, en signe de respect et d'amour a mon père que son âme repose au paradis inchallah ainsi qu'a ma très chère maman « Sadjia » et a ma sœur « Amina » pour tous les sacrifices et le soutien au long de toutes ces années dont elles ont fait preuve pour que je réussisse.

Je le dédie également à

Dalila ;

Mes sœurs : Bouchra, Maya, Amira, Nesrine ,Lyna Imene ,Ilhem, Afaf,Asma ,Rayane,Naziha,Amel,Khadidja, Baya et Hafsa,Hanane,Houda,Sabrina,Kheira.

Mes frères Oussama, Lotfi, Abdou, Lies, Haroun et Youcef.

En un mot, à toute ma famille mes tantes et oncles, mes amis et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

Une pensée a mes grands parents déjà partis.....

POUPA

Remerciements

Avant tout propos, nous remercions « Dieu » le tout puissant qui nous a donné la sagesse et la santé ainsi que le courage afin de réaliser ce modeste travail.

Ce travail est achevé dans une ambiance d'appui et de collaboration d'un certain nombre de personnes que j'aimerais remercier ici.

Je suis reconnaissante à mon promoteur du MFE, Monsieur M.K.MIHOUBI, qui m'a accueilli dans son groupe et m'a stimulé dans la réalisation de ce travail par ses précieux conseils, ses encouragements et ses critiques constructives.

Je souhaite également apporter mes vifs remerciements à Monsieur M.BOUKHLIFA pour son aide.

Je tiens également à remercier les ingénieurs de l'ANBT, Madame AICHA ainsi que Monsieur BOUCHAIR d'avoir suivi attentivement les développements de mon travail.

Je suis reconnaissante à notre chef de département de notre option Madame D.DJODAR, ainsi qu'à Monsieur MD.BENSALAH, Madame N.SAIL et Monsieur A.ZEROUAL d'avoir accepté de prendre du temps afin de lire ce travail et d'être membres de jury.

Mes remerciements s'adressent également à Monsieur B.BENLOUAKLI pour avoir présidé ce jury.

Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé d'une façon ou d'une autre dans la réalisation de mon travail trouveront ici ma profonde reconnaissance.

أمام الطلب المتزايد والمستمر علي الماء تبقى السدود هي الحل المتينى في أغلب الأحيان لحل هذه المشكلة. وفي هذا الإطار تدرج دراستنا هذه والمتمثلة في عمل دراسة لسد بريش ببلدية تيلاتو ولاية باتنة وذلك لتلبية حاجيات المنطقة في مجال السقي وكذا الماء الشروب.

Résumé

Devant la demande en eau qui ne cesse d'augmenter, les barrages restent la solution la plus adoptée pour remédier à ce problème, c'est dans ce cadre là que s'inscrit mon présente mémoire qui consiste à faire une étude de variantes de la digue du barrage Berriche dans la commune de TILATO wilaya de BATNA, afin de satisfaire les besoins en irrigation et en eau potable de la région.

Abstract

Knowing that water demand continues to increase, dams remain the most adopted solution to remedy this problem. It is within this framework that my present study fits; it consists in making a study variations of the embankment of Berriche dam in the town of TILATO Wilaya of BATNA, in order to satisfy irrigation and water drinking needs of the region

Table des matières

Introduction générale.....	1
Chapitre 1 : Présentation du site de l'étude.....	2
1.1 Objectif du projet.....	2
1.2 Localisation du site	2
1.3 Etude topographique.....	3
1.3.1 Conditions du choix d'un site	3
1.3.2 Choix du site	4
Chapitre 2 : Etude géologique et géotechnique.....	5
2.1 Cartographie du site	5
2.2 Géologie régionale	6
2.2.1 Structure géologique de la région	6
2.2.2 Principales formations géologiques :	6
2.2.3 Hydrogéologie de la région	7
2.3 Géologie du domaine d'étude	8
2.3.1 Structures géologiques au site et dans la cuvette	8
2.3.2 Stratigraphie et lithologie du site et de la cuvette.....	9
2.3.3 Hydrogéologie de la cuvette	9
2.3.4 Géologie des rives	11
2.3.5 Stabilité des versants	11
2.4 Matériaux de construction.....	11
2.5 Etude géotechnique, résultats et interprétation	12
2.5.1 Programme des reconnaissances géotechniques	12
2.5.2 Résultats des essais et conclusions.....	13
2.6 Séismologie.....	18
Chapitre 3 : Etude Hydrologique.....	20
3.1 Présentation du bassin versant.....	20
3.1.1 Caractéristiques morphologique du bassin versant.....	21
3.1.2 Caractéristiques hydrographiques	24
3.1.3 Caractéristiques climatologiques :.....	26
3.2 Analyse et critique des données	30

3.2.1	Indépendance.....	30
3.2.2	Homogénéité	31
3.2.3	Représentativité	31
3.3	Etude des précipitations	32
3.3.1	Précipitation moyenne annuelle	32
3.3.2	Précipitations maximales journalières	34
3.3.3	Pluies de courtes durées.....	37
3.4	Les apports liquides	38
3.4.1	Apport moyen annuel	38
3.4.2	Caractéristiques de l'écoulement :.....	41
3.4.3	Apports fréquentiels :.....	44
3.4.4	Génération synthétique d'une série d'apports au site du barrage Berriche	45
3.5	Les crues.....	47
3.5.1	Estimation des débits maximums fréquentiels.....	47
3.5.2	L'hydrogramme de crue au site du barrage Berriche	52
3.5.3	Choix de la crue de projet.....	54
3.6	Les apports solides	55
3.7	Régularisation	58
3.7.1	Courbe caractéristique de la retenue.....	59
3.7.2	Evaluation des besoins en eau	60
3.7.3	Evaluation des pertes.....	61
3.7.4	Calcul du volume utile	62
3.8	Laminage des Crues.....	65
3.8.1	Description du phénomène.....	65
3.8.2	III.8.2. Principe de calcul	65
3.8.3	Méthode de Kotcherine	66
3.8.4	Méthode de MUSKINGUM.....	68
Chapitre 4 : Etude des variantes de la digue.....		73
4.1	Généralités sur les types des barrages	73
4.2	Critères de choix d'un type de barrage.....	75
4.3	Choix de variante pour le barrage de Berriche.....	77

Chapitre 5 : Etude de la variante détaillée.....	89
5.1 Dimensionnement de la digue	89
5.1.1 Hauteur du barrage.....	89
5.1.2 Largeur en crête	91
5.1.3 Pente des talus	92
5.2 Dimensionnement de l'évacuateur de crue	93
5.2.1 Coursier et bec déviateur (saut de ski).....	96
5.3 Etude d'optimisation.....	99
5.3.1 Calcul du coût approximatif de la digue.....	99
5.3.2 Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues	101
5.4 Etude de stabilité.....	103
5.4.1 Actions aux quelles soumis l'ouvrage	103
5.4.2 Stabilité au glissement.....	105
5.4.3 Stabilité au renversement.....	105
Chapitre 6 : Organisation de chantier	112
6.1 Travaux de préparatoires et installation de l'entreprise	112
6.1.1 Installations destinées au personnel	112
6.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux	112
6.1.3 Installations destinées à la réparation des engins	113
6.1.4 Installation destinées pour la préfabrication	113
6.1.5 Les moyens de chantier.....	113
6.1.6 La succession des travaux.....	113
6.2 Planification	114
6.2.1 Définition	114
6.2.2 Techniques de la planification	114
6.2.3 Plannings	117
6.3 Délai de construction et programme des travaux.....	117
Conclusion générale	118
Bibliographie	120

Listes des figures

Figure 1.1 : Site du barrage de Berriche W.Batna, (ANRH)	3
Figure 2.1 : Configuration structuro-stratigraphique générale au site et à la cuvette du barrage Extrait de la carte géologique (Les Tamarins ; Echelle 1/50000).	7
Figure 2.2 : Schéma représentatif de la direction générale de la structure géologique (ANBT)	8
Figure 2.3 : Configuration géologique et hydrologique de la cuvette réservoir (ANBT).....	10
Figure 3.1: Situation géographique du bassin versant.....	20
Figure 3.2 : Délimitation du bassin versant de Berriche.....	21
Figure 3.3 : Courbe surface-hauteur de la retenue.....	23
Figure 3.4: Variation mensuelle des caractéristiques climatiques.	27
Figure 3.5 : Carte évapo-métrique du nord de l'Algérie (ANRH ,1/500 000)	27
Figure 3.6 : Extrait de la carte pluviométrique du nord de l'Algérie, (ANRH, 1/500 000)	32
Figure 3.7: Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle au site du barrage.....	33
Figure 3.8 : Ajustement des pluies journalières maximales à la loi Gumbel.	34
Figure 3.9: Ajustement des pluies journalières maximales à la loi Log Normal.36	
Figure 3.10: Série des apports liquides de la station de Chemorah.....	40
Figure 3.11: Variation de la série d'apport au site du barrage Berriche.	46
Figure 3.12 : Série chronologique des crues observées à la station de Chemorah.	49
Figure 3.13 : Ajustement de la loi de Gumbel à la série des débits maximums de la station de Chemorah.....	50
Figure 3.14 : Ajustement de la loi Log-Normale à la série des débits maximums de la station de Chemorah.....	51
Figure 3.15 : Hydrogrammes de crue probables du Barrage de Berriche.....	54
Figure 3.16 : Hydrogramme correspondant à la crue de projet choisie.	55
Figure 3.17 : Courbe capacité-hauteur caractéristique de la retenue.....	60
Figure 3.18: Graphique de la lame déversante selon méthode de Kotcherine. ..	67
Figure 3.19: Courbes de laminage de crue par la méthode de Muskingum pour différentes largeurs de déversoir.	70
Figure 4.1 : Coupe type de la variante 1 -barrage en enrochement avec un noyau central.....	84
Figure 4.2 : Coupe type de la variante 2 -barrage en BCR.....	86
Figure 5.1 : Profil longitudinal suivant du barrage	92
Figure 5.2 : Profile d'un déversoir WES.	93
Figure 5.3 : Tracé des profils de déversoir pour chaque largeur.	95

Figure 5.4 : Saut de ski.	97
Figure 5.5 : Trajectoire du jet pour différents angles de sortie.	98
Figure 5.6 : Coupe transversale de l'évacuateur de crue incorporé dans le corps du barrage	101
Figure 5.7: Réduction des sous pressions par voile d'étanchéité et forages drainants	109

Liste des tableaux

Tableau 2.1 : Tableau récapitulatif des essais géotechniques effectués (ANBT).	12
Tableau 2.2 : Résultats des essais de perméabilité.....	13
Tableau 2.3 : Résultats des essais physico-chimiques et géotechniques de la fondation.....	14
Tableau 2.4 : Résultats des analyses granulométriques des matériaux de constructions.	15
Tableau 2.5 : Poids spécifiques des matériaux des zones d'emprunt N° 4 et 5. .	15
Tableau 2.6 : Valeurs des limites d'Atterberg des matériaux des zones d'emprunt N° 4 et 5.	15
Tableau 2.7 : Valeurs des teneurs en eau obtenus par les essais Proctor.	16
Tableau 2.8 : Tableau récapitulatif des résultats des essais géo mécaniques des matériaux fins	16
Tableau 2.9 : Caractéristiques géomécaniques des enrochements	17
Tableau 3.1 : Tableau récapitulatif de calcul du temps de concentration.	25
Tableau 3.2 : Distribution mensuelle des paramètres climatiques.....	26
Tableau 3.3 : Distribution mensuelle de l'évaporation au site du barrage K'sob	28
Tableau 3.4 : Distribution mensuelle de l'évaporation au site du barrage Berriche	28
Tableau 3.5 : Récapitulatif des caractéristiques hydro-morphologiques et climatologiques du bassin versant de l'oued berriche au site du barrage Berriche	28
Tableau 3.6 : Caractéristiques des stations pluviométriques.	32
Tableau 3.7 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle à la station de Merouana.....	33
Tableau 3.8 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle du bassin versant de l'oued Berriche au site du barrage Berriche	33
Tableau 3.9 : Les paramètres de la loi Gumbel.....	34
Tableau 3.10 : Les paramètres de la loi Log-normal	35
Tableau 3.11 : Résultat du Test de Kolmogorov-Smirnov :	36
Tableau 3.12 : Pluies maximales journalières calculées pour Différentes périodes de retour par la loi Galton.	37
Tableau 3.13 : Valeurs des pluies maximales journalières fréquentielle	37
Tableau 3.14 : Pluies de Temps Tc et leurs Intensités pour différentes périodes de retour.	38
Tableau 3.15 : Apport moyen calculé par les différentes formules empiriques...	39
Tableau 3.16 : Caractéristiques des deux bassins analogues. Caractéristiques des deux bassins analogues.....	40
Tableau 3.17 : Tableau récapitulatif des caractéristiques de l'écoulement.	42

Tableau 3.18 : Récapitulatif des résultats de calcul du coefficient de variation.	43
Tableau 3.19: Résultats statistique des données selon la loi Log –Normal.....	44
Tableau 3.20 : Résultats du test de Kolmogorov-Smirnov	44
Tableau 3.21 : Apports fréquentiels au site du futur barrage.....	45
Tableau 3.22 : Valeurs comparatives des paramètres statistiques au site du barrage.....	45
Tableau 3.23: Répartition mensuelle de l’apport moyen au site du barrage Berriche en %	47
Tableau 3.24: Synthèse des résultats pour la détermination des crues fréquentielles par les formules empiriques.....	48
Tableau 3.25: Les paramètres resultants de la loi Gumbel.....	49
Tableau 3.26: Résultats du teste	50
Tableau 3.27 : Les paramètres de la loi Log-normal	51
Tableau 3.28 : Débits maximums fréquentiels à la station de Chemorah.....	52
Tableau 3.29 : Débits maximums fréquentiels au site du barrage Berriche	52
Tableau 3.30 : Calcul de la décrue par la méthode de Sokolovsky pour différentes périodes de	53
Tableau 3.31 : Calcul de la montée de la crue par la méthode de Sokolovsky pour différentes périodes de retour.....	53
Tableau 3.32 : Période de retour de la crue de projet en fonction du type de l’ouvrage.	54
Tableau 3.33 : Paramètre K pour différents degré de perméabilité du bassin... ..	56
Tableau 3.34 : Paramètre « Z »en fonction du type d’érosion du sol.	57
Tableau 3.35 : Résultats de calcul de transport solide par les formules empiriques.....	57
Tableau 3.36 : récapitulation des besoins en eau dans la région d’étude.	60
Tableau 3.37: Répartition mensuelle de la demande en eau pour l’irrigation. ..	61
Tableau 3.38 : Répartition mensuelle de la demande en eau potable.....	61
Tableau 3.39: Répartition mensuelle de l’évaporation au site du barrage.	61
Tableau 3.40 : Tableau de Radkovitch $r = f(M0)$:.....	63
Tableau 3.41: Volume utile de la retenue pour différents coefficient de régularisation.	63
Tableau 3.42: Résultat de la méthode du bilan.	64
Tableau 3.43: Lame déversée et débit correspondant obtenus par la méthode de Kotcherine pour différentes largeurs du déversoir.....	68
Tableau 3.44: Résultats de la méthode de Muskingum.....	72
Tableau 4.1 : Valeurs indicatives des pentes des talus	79
Tableau 4.2 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation....	80
Tableau 4.3 : Gradient admissible en fonction de la Classe de l’ouvrage et de type de fondation.....	81
Tableau 4.4: Epaisseur de l’enrochement et diamètre médian D50 minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.....	83

Tableau 4.5: Calcul du volume total de la digue enrochement.....	85
Tableau 4.6 : Calcul du volume du noyau en argile.....	85
Tableau 4.7 : Calcul du coût de la variante 1.....	85
Tableau 4.8 : Calcul du volume total de la digue en BCR	87
Tableau 4.9 : Calcul du cout de la variante 2.....	87
Tableau 5.1 : Valeurs de la revanche selon les différentes formules	90
Tableau 5.2 : Résultats de calcul de la largeur en crête par les différentes formules.	91
Tableau 5.3 : Récapitulatif des dimensions de la digue pour différentes largeurs de déversoir	93
Tableau 5.4 : Résultats de calcul de profil aval du déversoir pour les quatre largeurs.....	94
Tableau 5.5 : Résumé des différents paramètres da chaque variante de déversoir.	95
Tableau 5.6 : vitesses et hauteurs d'eau au pied de chaque déversoir de largeur Bd.....	97
Tableau 5.7: : Rayon du bec et distance d'impacte pour chaque variante de déversoir	98
Tableau 5.8 : Hauteurs des parois latérales de chaque coursier de largeur Bd.	99
Tableau 5.9 : Tableaux donnant le volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes.....	100
Tableau 5.10 : Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes.....	101
Tableau 5.11 : Résultats de calculs du coût de l'évacuateur pour les différentes largeurs déversantes.....	102
Tableau 5.12 : Tableau récapitulatif des prix totaux.....	102
Tableau 5.13: Tableau récapitulatif des caractéristiques de la digue pour la variante de déversoir choisie	103
Tableau 5.14: Les résultats de calcul de stabilité.....	107
Tableau 5.15 : Valeurs de r	110

Liste des Planches

Planche N°01 : Plan d'aménagement de l'oued Berriche (W.BATNA)

Planche N°02 : Coupe géologique suivant l'axe de la digue de oued
Berriche(W.BATNA)

Planche N°03 : Coupe transversale des variantes de la digue de oued
Berriche(W.BATNA)

Planche N°04 : Coupe transversale et détails de la variante BCR de la digue de
Oued Berriche(W.BATNA)

Introduction générale

L'eau est pour l'Algérie une ressource dont l'importance évidente est rehaussée par sa rareté.

Les ressources en eau constituent de plus en plus un élément stratégique dans le processus du développement socio-économique du pays.

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

Aujourd'hui, la demande en eau a augmenté, ceci est dû à la croissance démographique et le développement social et économique, alors la moindre ressource hydrique fera l'objet d'une étude approfondie pour l'exploiter à fond. L'existence des petits oueds traversant plusieurs régions du pays a permis à l'Algérie de se pencher vers la construction des petits barrages.

Dans cette optique, la wilaya de Batna a bénéficié d'un projet de construction d'un barrage dans la commune de Tilato, intitulé Barrage de Berriche.

Notre étude fait l'objet de la possibilité de la réalisation de la digue de ce dernier dans le but d'exploiter les eaux du bassin versant de cet oued de manière à satisfaire les besoins en eau potable et en irrigation de la région.

Chapitre 1 :

Présentation du site de l'étude

Introduction

Le site d'un barrage dit potentiel est une sélection parmi plusieurs sites candidats de moins en moins nombreux selon des considérations géologiques, géotechniques, hydrologiques et topographiques, dont le choix de l'emplacement du barrage se fait bien dans une phase avant le dimensionnement de la digue .

1.1 Objectif du projet

Dans le cadre de l'aménagement et le développement rural de la région de Tilato et dans le but de valoriser les eaux d'oued Berriche, s'inscrit le projet de réalisation d'un barrage au niveau de ce même oued.

L'objectif de ce futur barrage est de répondre à la demande en eau de la région de Ain Touta dans la wilaya de Batna, destiné aux terres agricoles et à l'approvisionnement en eau potable.

1.2 Localisation du site

Le site du barrage est situé sur oued Berriche, qui prend source depuis les sommets du versant septentrional du djebel Tebaga (Belezma) ; commune de Tilalo ; de la Daïra de Ain Touta sud-ouest de la wilaya de Batna.

Géographiquement, les gorges de Berriche occupent une position presque médiane entre les deux communes d'Ouled Aouf au nord et de Tilatou au sud, l'accès y est possible depuis les deux localités.

Depuis l'amont, une piste agricole plus ou moins carrossable rapproche jusqu'à 3km du site de manière privilégiée sur tout point de vue, l'accès est meilleur à partir de l'axe routier reliant Ain Touta à Barika (RN28) ; où 2 Km à la sortie ouest de la cimenterie, en suivant la route asphaltée de Ghassrou, les gorges de Berriche sont situées à 6 Km du pont du chemin de fer. On peut donc dire que le site présente une situation géographique très avantageuse.

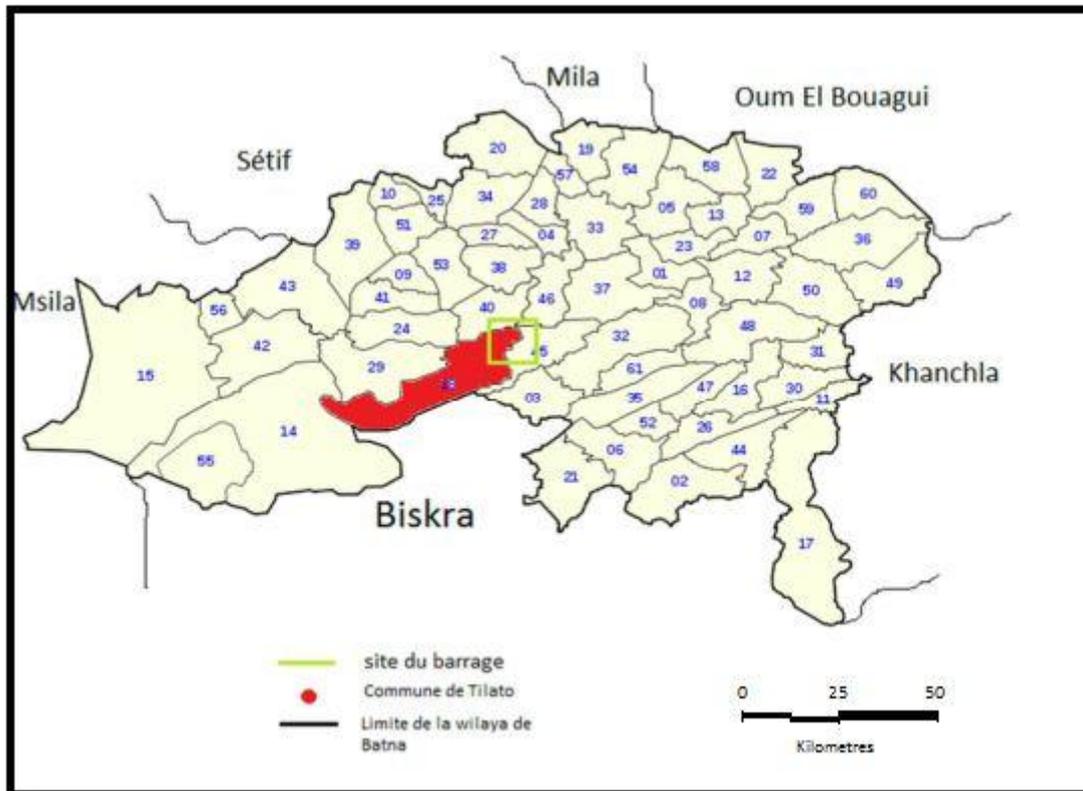


Figure 1.1 : Site du barrage de Berriche W.Batna, (ANRH)

1.3 Etude topographique

L'étude du projet d'un barrage concerne une étude topographique qui s'inscrit dans le cadre d'une étude préliminaire, dont cette dernière consiste à voir l'habilité topographique du site à retenir la quantité d'eau qui réponds aux besoins en eau de la région ainsi qu'à bien savoir ou positionner l'axe du barrage.

1.3.1 Conditions du choix d'un site

Du point du vue topographique, il convient de trouver un site qui répond à la fois :

- Aux besoins en fournissant un volume d'eau suffisant
- Un resserrement de la gorge liant les deux rives pour réduire de manière significative le volume du barrage
- Un site apte à l'emplacement des ouvrages annexes
- A de meilleures conditions d'exploitation (se trouvant à proximité des différents accès routiers).

1.3.2 Choix du site

Le choix final du site d'implantation du barrage s'est appuyé sur une étude comparative entre deux solutions d'implantation :

« amont » à l'entrée des gorges avec les coordonnées UTM Fuseau 31 sont : X=752,925 km Y= 3919,875 km Z=896 m NGA et « aval » à la sortie des gorges, distant de quelques centaines de mètres du premier et dont les coordonnées sont X=752,65 km Y= 3919,663 km Z=888 m NGA.

Cette comparaison a montré que pour une même hauteur du barrage, le volume utile de la retenue au site amont est nettement supérieur à celui du site aval. Par conséquent, l'amortissement des crues au site amont sera faite avec des hauteurs d'eau inférieures à celles du site aval pour des mêmes conditions hydraulique de déversoir

Cela est dû au faite que les deux sites partagent la même cuvette et que le site amont se situe à une altitude supérieure à celle du site aval.

Conclusion

À la lumière de ce qui précède et tenant compte des conditions topographiques, on constate que le site amont préconisé, de coordonnées UTM (Fuseau 31) : X=752,925 Y= 3919,875 Z=896 m NGA est favorable pour la réalisation d'un barrage sur l'oued Berriche et qui réponds aux critères d'un barrage-réservoir.

Chapitre 2 :

Etude géologique et géotechnique

Introduction

Les études géologiques et géotechniques établies sur le site du futur barrage nous permettent de se prononcer sur la faisabilité du projet et de recommander les types des ouvrages les mieux adaptés à implanter, en fonction de la nature du sol et de ces caractéristiques, ainsi que la disposition en qualité et en quantité des matériaux de construction au voisinage du site.

L'intérêt de l'étude est donc de répondre aux questions concernant :

- La stabilité mécanique du barrage, l'étanchéité de son corps et de la cuvette ;
- La résistance de la fondation, son étanchéité et les traitements nécessaires.

2.1 Cartographie du site

Le relief régional majeur orienté est-ouest, est constitué de trois chaînes montagneuses : Guernet (1155m), djebel Ktef Deba (1253m) et djebel Tebaga (1258m).

Entre ces deux derniers massifs rocheux, l'intense érosion par les eaux d'oued Berriche engendre un profond encaissement de la gorge. Les rives sont symétriques et les pentes sont raides ($\alpha=60^\circ$ environ) et forme un V sur toute la longueur de la vallée.

Au niveau de l'axe du barrage, la largeur de l'oued est de 50 m environ et le lit est complètement obstrué par d'énormes blocs et rochers de nature calcaire dus aux chutes à partir des sommets des deux rives.

L'essentiel du relief est constitué par de large affleurements, dur, cohérent, de roches calcaréo-marneuse agencés sous forme de cuestas¹ et de combes², individualisées, bien perceptible sur les rives.

A la sortie supérieure des gorges, s'amorce un évasement brusque des reliefs de bordures délimitant ainsi une cuvette fermée a pente générale douce et régulière, si ce n'est quelques rares rehaussements topographiques dus au pointement en saillie de bancs calcaires durs, en forme de véritables murailles maçonnées, que l'on rencontre au fur à mesure que l'on se rapproche de la localité d'Oulad Aouf.

Quant à l'oued, il conserve un cours très étroit, faiblement sinueux parallèle à la rive gauche. Latéralement, l'enceinte de la cuvette n'est traversée que par quelques petits affluents dont le plus significatif est celui de l'oued Tiremlit qui rejoint l'oued Berriche à 150 m à l'amont de l'axe du barrage.

2.2 Géologie régionale

2.2.1 Structure géologique de la région

L'analyse géologique régionale affirme que la structure globale de la région est un vaste anticlinal dont la crête est orientée Est-Ouest. Au plan tectonique, cette structure est fortement hachée de failles verticales à faible rejet et de direction dominante NNW-SSE à NW-SE.

2.2.2 Principales formations géologiques :

Les principales formations géologiques identifiées sont de nature très variable particulièrement au sud de l'anticlinal, elles sont relevées sur la base d'une coupe NS traversant l'anticlinal, où on distingue essentiellement :

- De larges affleurements de terrains Crétacé d'âge Cénomaniens moyen jusqu'au Turonien avec une lithologie très hétérogènes verticalement, constitué de la base au sommet de :
 - Des calcaires blancs a passées marneuses ;
 - Des dolomies saccharoïdes ;
 - Des calcaires rudistes ;
 - Des alternances calcaréo-marneuse.

¹ **Cuesta** n. f. [mot espagnol signifiant pente] : Relief dû à l'érosion d'une couche dure à pendage modéré et montrant une pente faible sur le dos de la couche, du côté du pendage (revers), et une pente forte du côté inverse, là où la couche a été tranchée par l'érosion (front).

² **Combe** n. f. [mot gaulois] : Dépression creusée par l'érosion au cœur d'une voûte anticlinale dont les couches dures superficielles ont été enlevées et montrent des couches tendres sous-jacentes.

- Des dépôts Miocènes reposant sur la formation supérieure du crétacé caractérisés par des brèches, des conglomérats et des marnolites rouge, avec un pendage sensiblement horizontal.
- Des dépôts plus récents d'âge Quaternaire le long du cours de l'oued Berriche, constitués de conglomérats et d'argile sableuse dans la partie supérieur du bassin, et des éléments très grossiers prédominent le lit de l'oued en allant vers l'aval.

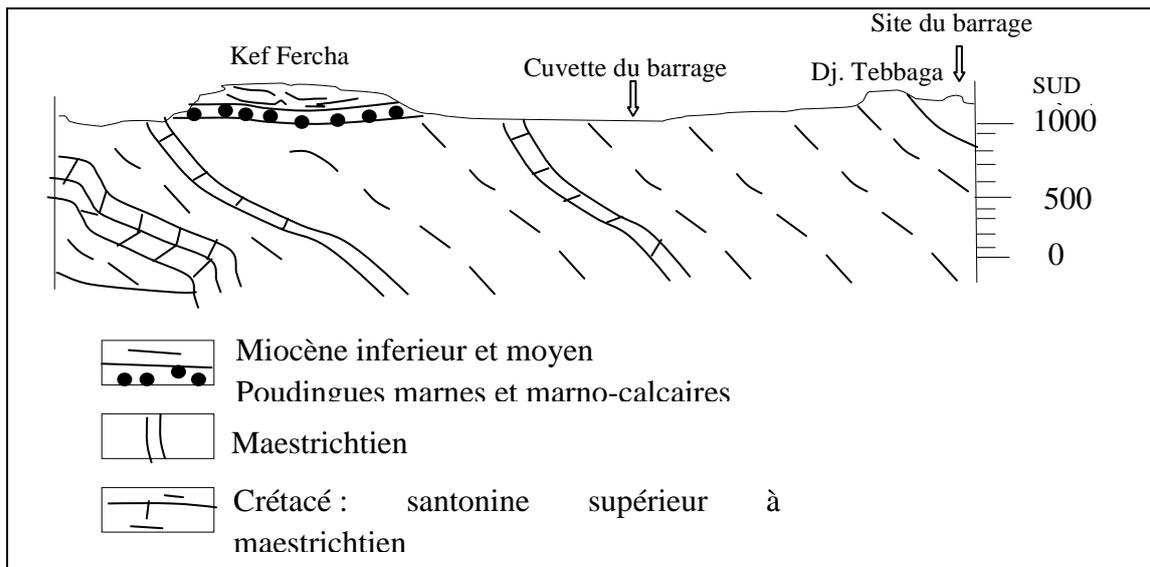


Figure 2.1 : Configuration structuro-stratigraphique générale au site et à la cuvette du barrage Extrait de la carte géologique (Les Tamarins ; Echelle 1/50000).

2.2.3 Hydrogéologie de la région

Le fonctionnement hydrogéologique général dans la région reste non défini jusqu'à présent par ce que il n'y a pas eu encore des essais de perméabilité dans ce site.

Compte tenu des litho-faciès observés, l'existence des nappes est limitée aux aquifères calcaires dont la fissuration et les joints de stratification privilégient la circulation et la rétention des eaux.

On relèvera la prédominance des alternances à bancs marneux, souvent fréquents dans la cuvette ; et qui constitue un critère hydro lithologique défavorable à l'écoulement vu leurs imperméabilités.

L'observation de terrains a mis en évidence l'apparition de petites sources issues des calcaires tel que Ain Tiremlit sur le versant droit de la cuvette du barrage. En conclusion, en égard à toutes ces considérations préliminaires ayant trait au

facteur perméabilité des roches en places, il revient aux essais d'eau de type Lugeon, de conclure sur le degré de fissuration souterraine des calcaires,

2.3 Géologie du domaine d'étude

2.3.1 Structures géologiques au site et dans la cuvette

La structure géologique du bassin de l'oued Berriche a été bien définie dans l'étude régionale précédente, il est important de signaler que notre aire d'étude n'occupe qu'une infime partie du flanc méridionale.

L'inclinaison des bancs concordants dans la cuvette, est de 54° SSE alors qu'au site du barrage des variations sont relevées : l'angle du pendage oscille entre 36° et 63° SSE et atteint exceptionnellement 72° à la sortie aval des gorges.

Nous retiendrons que malgré le pendage théoriquement défavorable, le risque de glissement dit "banc par banc" de la structure sous l'effet du poids de l'ouvrage et des poussées, est exclu compte tenu de la nature des roches en place et de l'ancrage très profond de ces assises.

La direction des bancs est sensiblement uniforme $-N 280^\circ$ -, aussi bien dans l'assiette du barrage qu'à hauteur de la cuvette. Par contre, on observe un net changement de direction sur les points hauts de la rive droite, leur orientation devient $N300^\circ - 320^\circ$.

La structure traverse l'axe de l'oued tantôt parallèlement, tantôt obliquement. , la figure ci- dessous en donne une représentation :

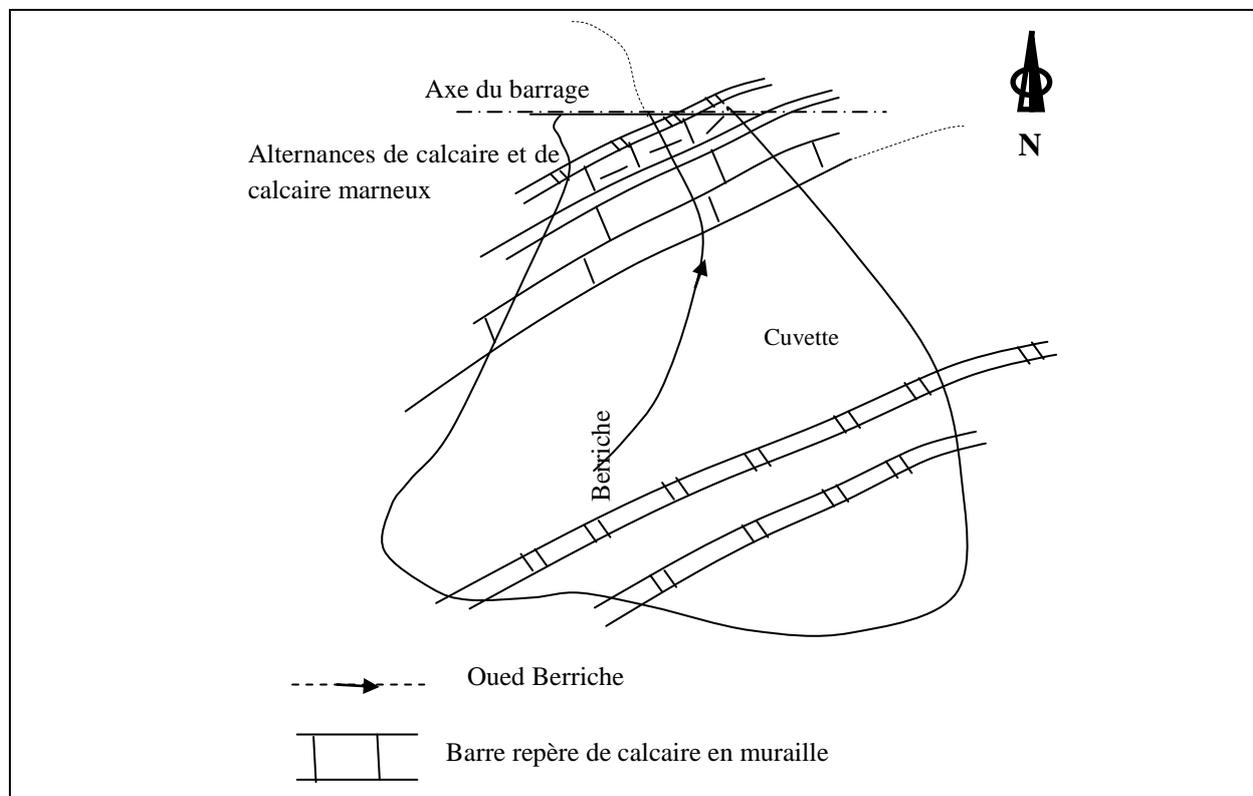


Figure 2.2 : Schéma représentatif de la direction générale de la structure géologique (ANBT)

Le site et la cuvette ne sont affectés par aucune faille. A l'inverse, on constate une fracturation superficielle intense mais espacée. Au site, les fissures relevées sur les bancs calcaires d'épaisseur métrique sont distantes de 2 à plusieurs décimètres.

2.3.2 Stratigraphie et lithologie du site et de la cuvette

Au site du barrage, on distingue deux termes morphologiques se reliant dans le relief : il ya une alternance de combes et de cuesta respectivement correspondantes à des calcaires marneux et de bancs de calcaire dur beaucoup plus insensible à l'érosion.

les formations géologiques sont représentées, de manière prédominante, par des marnes associées à des petits bancs calcaires d'âge très probablement Santonien supérieur à Crétacé.

Dans la partie supérieure de la cuvette, de barres calcaires en forme de murailles en saillis témoignent nettement de la direction générale de toute la structure géologique de la région d'étude. Un niveau relativement tendre, marneux, vient s'intercaler sur une épaisseur de 6m.

On note que la cuvette est recouverte soit par des éboulis de pente, des colluvions ou des terrasses alluviales à proximité des deux oueds : Tiremli en rive droite et Berriche en rive gauche.

2.3.3 Hydrogéologie de la cuvette

L'étude géologique et les observations du site (reconnaissance et collecte de données sur les forages et puits existants dans la cuvette et sa périphérie) permettent de distinguer deux aquifères d'importance inégale :

- La nappe des alluvions des oueds, peu développée en épaisseur et faiblement sollicitée comme en témoigne les quelques puits à grand rayons et où le niveau statique de la nappe se situe à environ 2,5m de profondeur par rapport au sol de la berge gauche du oued Berriche. Ces points d'eau se trouvent à 400 m environ à l'amont de l'axe du barrage.
- La nappe discontinue des calcaires fissurés, mise en production par quelques forages destinés à l'irrigation et même à l'alimentation en eau potable.

La fréquence importante des bancs marneux imperméables constituent des écrans successifs étanches. Il s'agit donc d'une succession de petites nappes individualisées sans communication entre elles, ce qui est confirmé par le faible débit d'exploitation.

Les seules pertes possibles se feront probablement à travers la fissuration superficielle des seules calcaires, quand ces derniers seront au contact des eaux retenues.

Par voie de conséquence, on estime qu'avec la réduction (fermeture) en profondeur de la fissuration, le colmatage et la saturation des ouvertures superficielles peuvent être rapidement atteinte. De plus la couverture colluvionnaire argilo-limoneuse peu perméable de la cuvette réduirait dans une large mesure le risque de percolation et atténuerait les pertes potentielles des réserves.

Au niveau de la rive gauche, la structure est quelque peu inquiétante avec des bancs calcaires ayant des épaisseurs importants et des fracturations visiblement intenses et un pendage vers l'aval.

D'autre part, la présence avantageuse sur de larges surfaces des bancs pratiquement étanches dans le même massif et la faible hauteur inondée, réduirait considérablement le risque de pertes d'eau de la retenue.

On retiendra alors que les travaux d'étanchéisation seront limités au niveau des bancs calcaires exposés à l'eau.

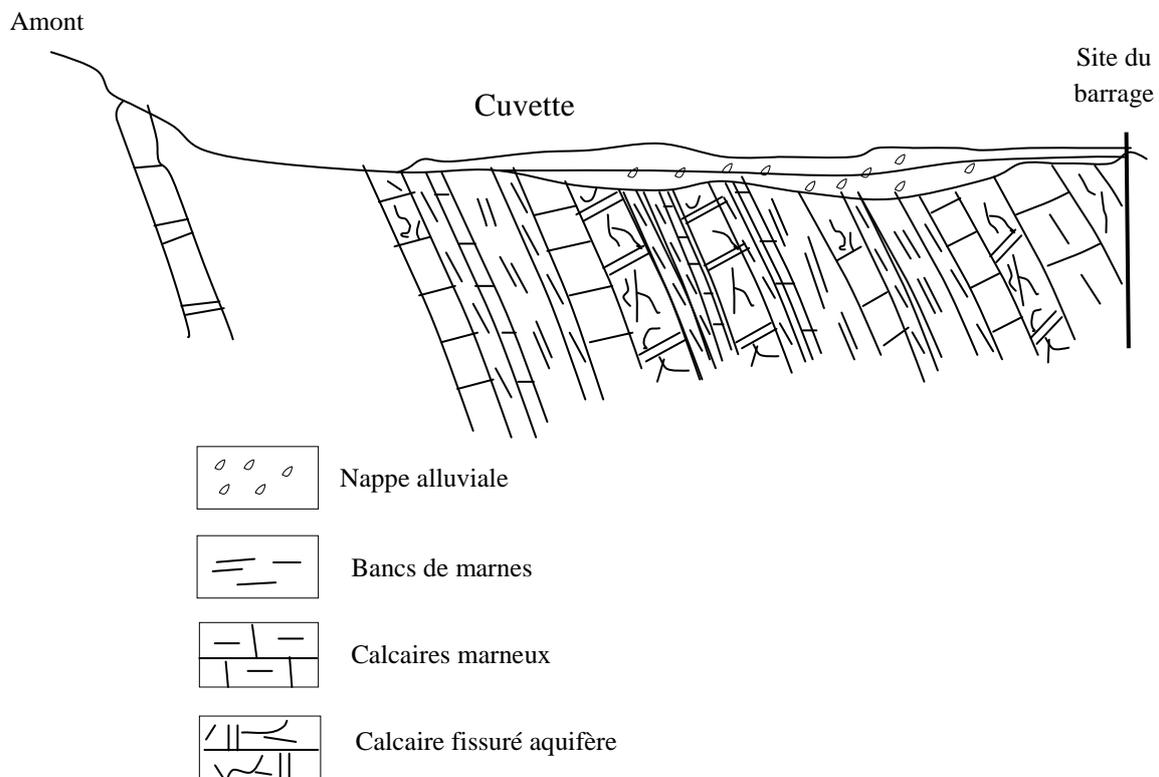


Figure 2.3 : Configuration géologique et hydrologique de la cuvette réservoir (ANBT)

2.3.4 Géologie des rives

L'uniformité et la constante monotonie de la structure géologique dans la région, se retrouve identiquement au niveau des deux rives de l'oued.

La continuité des bancs calcaires et calcaires marneux, est évidente entre les rives, cette identité de structure, en direction et pendage, engendre donc une répétition en terme lithologique et une concordance des affleurements.

On rappellera ici la forte consistance des roches affleurantes : ce qui rendra certainement très difficile toute excavation éventuelle.

2.3.5 Stabilité des versants

Sur la rive gauche, on observe de gros blocs très fréquents proviennent des affleurements calcaires dont ceux qui atteignent le lit de l'oued sont rares, par contre, dans la partie haute du site, les bancs calcaires sont découpés et très instables pour les deux versants. Pour la sécurité de l'ouvrage, les dispositions à prendre consiste à éliminer tout risque de chute.

2.4 Matériaux de construction

En prévision de l'étude d'une variante de barrage avec usage de matériaux naturels locaux, il a été procédé, à une distance raisonnable du site, à une prospection de ces matériaux, en vue de les caractériser pour une éventuelle exploitation.

- Enrochements et granulats : La configuration calcaireuse de la région, offre une grande possibilité d'exploiter les bancs de calcaire pour deux destinations éventuelles : la confection de blocs pour le rip-rap du barrage et la production de granulats et d'agrégats de toutes dimensions.

Pour des raisons d'accessibilité et de proximité, trois zones ont été retenues ; deux zones (zone1, zone3) se situent en rive droite à quelques centaines de mètres à l'aval de l'axe du barrage et une zone (zone 2) en rive gauche à l'aval des gorges.

- Matériaux argileux : toutes les zones potentielles d'emprunt de ces matériaux sont situées à l'aval du barrage, essentiellement sur les rives et berges de l'oued de Berriche.

Le choix apporté en définitif sur deux zones accessibles, non accidentées situées au lieu-dit "draa Leg Nater ", sur le talus droit délimitant la piste goudronnée menant vers Ghassrou.

La zone 4 a été prospectée par trois fouilles (F1-F2-F3) et la zone 5 par trois tranchées (F4-F5-F6).

2.5 Etude géotechnique, résultats et interprétation

2.5.1 Programme des reconnaissances géotechniques

Pour les fondations, il s'agit de trois sondages (SB1-SB2-SB3) inclinés vers l'amont, implantés de manière linéaire dans l'axe de la digue de sorte à étudier et les appuis et les assises de fondation de l'ouvrage, qui atteignent respectivement les profondeurs (40-30,6-35,2m). Et des essais d'identifications des matériaux.

Les reconnaissances et la description visuelle des matériaux se sont déroulées au fur et à mesure de l'ouverture des fouilles, dont la profondeur varie de 1,5 à 2,2 m.

L'analyse des caractéristiques physiques et mécaniques est établie sur la base d'un échantillonnage suffisant des matériaux des tranchées.

Les matériaux d'enrochement ont fait l'objet d'un ramassage manuel de blocs de roche à la surface des affleurements.

L'ensemble des essais effectués sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 2.1 : Tableau récapitulatif des essais géotechniques effectués (ANBT).

Fondation	Perméabilité	Essais de type Lugeon	SB 1	07
			SB 2	06
			SB 3	05
	Portance	Résistance mécanique R_t, R_c		/
Analyses physico-chimique		/		
Matériaux de construction	Enrochements	Essais Brésilien		03
		Essais Deval		03
		Essais de compression simple ³		03
	Couverture colluvionaire	Analyse granulométrique		05
		Analyse sédimentométriques		05
		Essais Proctor normal ou modifié		03
		Teneur en eau naturelle		03
		Paramètres de densité $\gamma_h, \gamma_s, \gamma_d$		03
		Limites d'Atterberg LL ET LP		03
		Indices de plasticité		03
		Essais de cisaillement		03
		Degré de saturation		03
		Indice de consistance		03

2.5.2 Résultats des essais et conclusions

2.5.2.1 Fondations : Classification et identification des matériaux

L'ouvrage reposera sur au plus deux termes lithologiques compacts, durs : il s'agit du calcaire cristallin gris et du calcaire marneux plus tendre

L'observation in-situ montre que ces affleurements sont superficiellement altérés avec formation d'un mince encroutement de couleur sombre. Pour les calcaires cette altération laisse classer la roche dans la catégorie II ou III correspondant aux termes SW ou NW de la nomenclature établie par la Société Internationale de Mécanique des Sols.

- **Résultats des essais de perméabilité**

Les résultats obtenus, dans chaque sondage sont récapitulés ci-dessous, les quantités sont données en litres par minute et par mètre de terrain.

Tableau 2.2 : Résultats des essais de perméabilité.

Profondeur d'essais	SB1	SB2	SB3
2 à 7 m	/	148	/
2 à 10 m	1,2	4,5	/
10 à 15 m	3,5	5,8	1,5
15 à 20 m	2,6	6	1,8
20 à 25 m	10,6	141,8	195
25 à 30 m	2	6,3	186
30 à 35 m	3,3	/	196
35 à 40 m	9,6	/	/

- **Résultats des essais physico-chimiques et géotechniques de la fondation**

Les résultats de l'analyse chimique attestent qu'il s'agit de calcaire, le pourcentage des autres éléments chimiques, les valeurs pondérales et de résistance mécanique des matériaux sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 2.3 : Résultats des essais physico-chimiques et géotechniques de la fondation

Carbonate de calcium CaCO ₃	77- 84 – 92 %
Sulfate	< 0,5 %
Silice	Rive gauche : 6%
	Rive droite : 1,5 %
Porosité	3 - 4 %
Densité humide	$\gamma_h = 2,62$
Densité sèche	$\gamma_d = 2,59$
Résistance à la traction Rt	Rive gauche : 79 bars
	Rive droite : 243 bars
	Axe de l'oued : 132
Résistance à la compression RC	Rive gauche : 423 bars
	Rive droite : 564 bars
	Axe de l'oued : 299 bars

• Conclusions

Les matériaux récepteurs de l'ouvrage présentent une consistance suffisante pour supporter l'ouvrage à projeter, en plus d'une continuité et d'une identité des faciès entre les rives et l'axe central de la vallée.

Le matériau calcaire est dur à très dur, parfois siliceux, très peu sulfaté, dense et pratiquement sans altération dès les premiers mètres forés. Sa porosité est très négligeable.

D'une manière générale, le coefficient de perméabilité oscille entre 10^{-6} m/s et 10^{-9} m/s. Les plus fortes perméabilités sont rencontrées en rive gauche, au-delà de 20 m de profondeur. Les valeurs calculées sont de l'ordre de $2 \cdot 10^{-6}$ m/s, correspondant à des terrains moyennement perméables.

Dans l'axe central, le même ordre de perméabilité est enregistré en subsurface soit de 2 à 7 m de profondeur et puis entre 20 et 25m.

Dans le massif de la rive droite, la perméabilité est jugée faible avec des valeurs comprises entre 10^{-8} et $8 \cdot 10^{-9}$ m/s.

Dans la masse même des formations étudiées la perméabilité est faible à très faible voire imperméable.

2.5.2.2 Matériaux de construction

- **Résultats d'identification des matériaux**

- *Analyse granulométrique*

Tableau 2.4 : Résultats des analyses granulométriques des matériaux de constructions.

Zone d'argile	20-2mm en%			2-0,2 mm en%			0,2-0,02 mm en%			0,02- 0,002 mm			< à 0,002 mm en%		
	min	max	moy	min	max	moy	min	max	moy	min	max	moy	min	max	moy
N°4	0	4	2	3	14	8	24	40	32	10	25	15	37	50	44
N°5	3	12	7	4	9	6	26	32	30	12	20	10	30	65	45

- *Valeurs pondérales des matériaux*

Tableau 2.5 : Poids spécifiques des matériaux des zones d'emprunt N° 4 et 5.

	Poids spécifique (t/m ³)
Zone N°4	2,66—2,69—2,75—2,66—2,73
Zone N°5	2,80—2,68—2,70

- *Limites d'Atterberg*

Tableau 2.6 : Valeurs des imites d'Atterberg des matériaux des zones d'emprunt N° 4 et 5.

	ZONE N°4					ZONE N°5		
Limite de liquidité(W _L)	56,5	57,8	51,8	47,6	48,1	52	49,9	52,2
Limite de plasticité(W _P)	25,73	24,47	30,15	25,62	22,66	27,94	22,9	28,9
Indice de plasticité (I _p)	30,77	27,33	21,65	21,98	25,44	24,06	26,9	26,3

- **Essais Proctor**

Tableau 2.7 : Valeurs des teneurs en eau obtenus par les essais Proctor.

	Ech 1	Ech 2	Ech 3	Ech 4	Ech 5	Ech 6	Ech 7	Ech 8
teneur en eau naturelle W_{nat} (%)	11,5	9,57	10,6	10,57	7,17	12,96	9,49	11,67
teneur en eau optimum W_{opt} (%)	*	14,10	15,5	13,9	11,2	12,6	13,9	13,5
Densité sèche γ_s (t/m ³)	*	2,69	2,75	2,66	2,73	2,80	2,68	2,70

Avec * : Echantillon intact de faible quantité.

- **Caractéristiques géomécaniques :**

En résumé, les caractéristiques géo-mécaniques des matériaux de construction sont présentés dans les deux tableaux suivants :

- **Matériaux argilo- sablo-limoneux**

Tableau 2.8 : Tableau récapitulatif des résultats des essais géo mécaniques des matériaux fins

Zone d'argile N°4	Perméabilité			Essai oedo- métrique	Essais triaxiaux				Cisaillement direct				
	N° de la tranchée	Profondeur (m)	Perméabilité (m/s)		C (bar)	C (bars)	φ°	φ°	φ°				
	1	2	4,1. 10 ⁻⁹						CU	UU	CD	CU	UU
2	2	4,57. 10 ⁻⁹	0,017 – 0,026 – 0,062	0,55	0,55	14	15	19	1,7	18	0,9	1,1	0,25
3	1,9	6,91. 10 ⁻⁹		0,55	14	15	19	1,7	18	0,9	1,1		
				0,55	14	15	19	1,7	18	0,9	1,1		

Zone d'argile N°5	7	4																	
	6	5																	
	1,5	1,5																	
	6,05. 10 ⁻⁹	4,62. 10 ⁻⁹	5,25. 10 ⁻⁹	1,33. 10 ⁻⁹															
		0,026																	
		0,6																	
		0,5																	
		16																	
		26																	
		29																	
		7																	
		18																	
		0,24																	
		1,32																	
		0,88																	

• **Enrochements**

Tableau 2.9 : Caractéristiques géomécaniques des enrochements

	Densité humide $\gamma_h(t/m^3)$	Rc à l'état sec (bars)	Porosité (%)
Zone 1	2,61	408	3,3
Zone 2	2,69	204	0,3

• **Conclusions**

D'après l'analyse granulométrique des deux zones d'emprunt, la classification à donner au matériau est une argile sableuse faiblement limoneuse.

Les résultats de l'analyse pondérale des matériaux attestent une masse volumique appréciable et une homogénéité des matériaux des deux zones d'emprunt.

Les limites d'Atterberg montrent qu'il s'agit de sols moyennement plastiques à plastique et toutes les valeurs sont comprises dans les limites acceptables usuellement adoptées.

Comparativement aux valeurs de W_e nat, les résultats des essais Proctor définissant les valeurs de W_{opt} , on conclut que l'arrosage de remblai à compacter est nécessaire.

La perméabilité définie est très acceptable de l'ordre de 10^{-9} m/s. Les sols sont donc pratiquement imperméables et pouvant être utilisés comme noyau de la digue.

Les matériaux argileux identifiés sont peu à moyennement compressibles et peu gonflants pour l'ensemble de la zone N°4. Concernant la zone N°5, la partie centrale semble la plus intéressante.

Les résultats obtenus quant à l'angle de frottement et à la cohésion correspondent à des sols de moyennes caractéristiques mécaniques.

2.6 Séismologie

L'analyse des chroniques séismologiques recensées pour la région d'étude et ses environs montre que plusieurs tremblements de terre s'y sont épisodiquement manifestés dans le temps. En effet le site du barrage lui-même appartient à un vaste domaine géologique fortement tectonisé, caractérisé par un plissement des structures et un important réseau de failles.

Il s'agit des chaines de l'Atlas Saharien où plusieurs foyers de séisme, plus ou moins intenses, ont été enregistrés.

On relèvera cependant à travers l'historique que la région n'a pas connu de violents séismes. Les intensités maximales enregistrées varient de II à VI, alors qu'un seul séisme d'échelle IV a affecté la localité d'AinTouta (la localité la plus proche du site du barrage) et qui a été ressenti sur un rayon de 24 Km.

À la base de ces considérations, nous retenons possible le risque d'un séisme d'intensité moyenne pendant la période de vie du barrage. Il y a lieu ainsi d'en tenir compte pour concevoir une bonne stabilité du barrage en assurant un coefficient de sécurité suffisant.

Conclusion

La faisabilité d'un barrage sur l'oued Berriche repose sur les conclusions et recommandations suivantes :

- Les dispositions constructives sont avantageuses. Néanmoins, la dureté de la roche, particulièrement en rive gauche, rendra les excavations et les entailles difficiles.
- Dans la partie centrale de la vallée, les dépôts alluvionnaires d'épaisseurs très négligeables sont à excaver totalement pour dénuder le substratum.

- L'assise de la fondation de par sa portance et son homogénéité ne laisse poser aucun problème de tassement ou de glissement pouvant compromettre la stabilité de l'ouvrage.

D'un point de vue étanchéité du site, les résultats obtenus témoignent l'existence d'une fissuration drainante mais peu développée localisée à des profondeurs aléatoires.

À l'issu de l'étude menée sur les matériaux de construction locaux, il ressort que les enrochements sont disponibles en quantité et en qualité, par contre, le volume des matériaux argileux estimé des zones N°4 et N°5 est jugé insuffisant, d'où la nécessité de rechercher d'autres zones d'emprunt.

Quant aux alluvions, les conditions d'exploitabilité du lit de l'oued ne sont pas les meilleurs ni en qualité ni en quantité et la recherche d'une sablière dans l'espace communale s'impose à proximité du site des conditions qui pouvant permettront d'appuyer.

De façon générale on peut dire que le site choisi est favorable pour l'implantation du barrage du point de vue topographique et géologique.

Chapitre 3 :

Etude Hydrologique

Introduction

L'hydrologie est une science qui offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement que sur celui de l'exploitation des systèmes.

Cette dernière est très indispensable. Elle a pour objectif d'étudier les conditions de la réserve d'une part et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage. Elle peut être basée sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région.

3.1 Présentation du bassin versant

Le bassin versant de l'oued Berriche est situé dans la partie Nord Est du grand bassin versant de Chott El Hodna (code ANRH 05), ses limites topographiques de partage des eaux sont formées par une série de sommets ; Djebel El Mhasseur au Nord, les monts de Belezma à l'est, Djebel Tebaga et Djebel Ketef Deba au Sud, et Djebel Ech Chetfa à l'Ouest.

Le contour du bassin versant de l'oued Berriche a été déterminé sur la carte topographique à l'échelle 1/25 000, en suivant la ligne conventionnelle de partage des eaux. La Figure suivante présente la délimitation du bassin.



Figure 3.1: Situation géographique du bassin versant

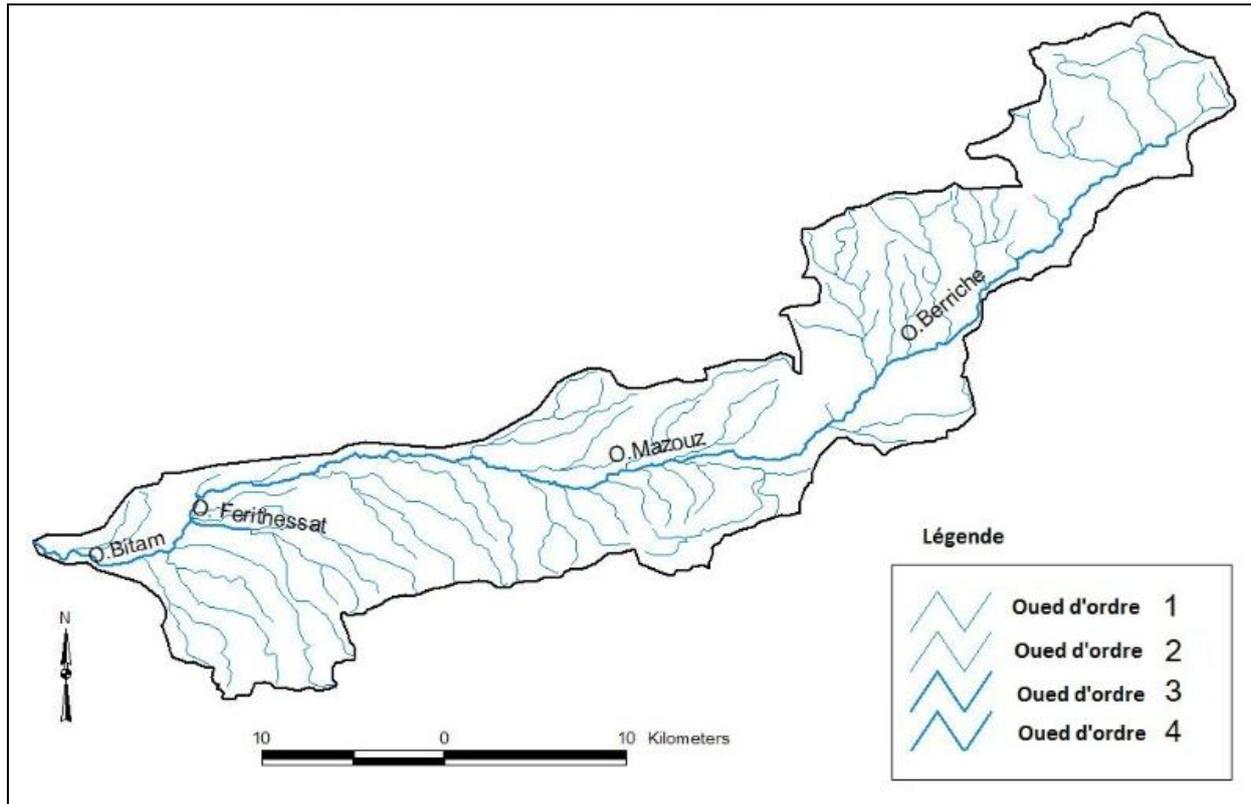


Figure 3.2 : Délimitation du bassin versant de Berriche

3.1.1 Caractéristiques morphologique du bassin versant

3.1.1.1 Paramètres géométriques

a) Superficie du bassin versant

Après avoir délimité le contour du bassin versant, sur la carte topographique au 1/25 000 de la région qui est de 172 Km².

b) Périmètre du bassin versant

Le périmètre du bassin versant est obtenu directement en utilisant la même carte et à la même échelle, $P = 100$ Km.

Longueur du talweg principal : C'est le talweg le plus long curvimètre et il est de, $L = 26,5$ Km

c) Indice de compacité

L'indice admis par les hydrologues pour caractériser la forme d'un bassin versant est l'indice de compacité de Gravelius qui est le rapport du périmètre du bassin à celui d'un cercle de même surface.

$$K_G = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} = 2,1 \quad (3.1)$$

Cet indice est proche de 1 pour un bassin versant de forme quasiment circulaire et supérieur à 1 lorsque le bassin est de forme allongée.

d) Le rectangle équivalent ou le rectangle de Gravelius

La notion de rectangle équivalent a été introduite dans l'étude géomorphologique des bassins et elle permet la comparaison des bassins entre eux de point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement, en possédant la même superficie et le même périmètre que le bassin considéré et par conséquent le même indice de compacité K_G .

La longueur et la largeur du rectangle équivalent :

$$L, l = \frac{K_G \sqrt{A}}{1,12} \left[1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_G} \right)^2} \right] \quad (3.2)$$

e) Coefficient d'allongement

Ce coefficient est obtenu par la relation : $Ca = L^2 / S = 4,1$

L : la longueur du talweg principal, $L=26,5$ Km.

S : la superficie du bassin versant.

3.1.1.2 Paramètres du relief

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures, etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques suivants :

a) Courbe hypsométrique

Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude, elle est obtenue par planimétrie des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses et les différentes cotes, elle permet la construction de la courbe capacité –hauteur qui est indispensable pour la détermination de différentes hauteurs du barrage.

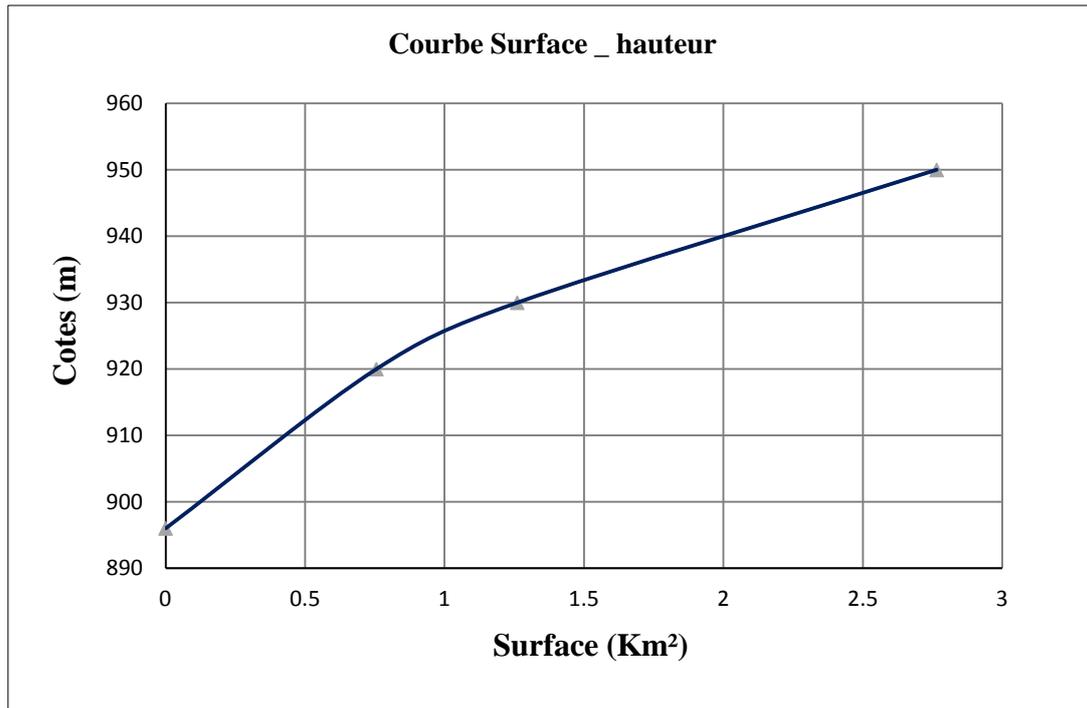


Figure 3.3 : Courbe surface-hauteur de la retenue

b) Les altitudes caractéristiques

➤ Les altitudes minimale et maximale

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire.

➤ L'altitude moyenne

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suit :

$$H_{\text{moy}} = \sum \frac{h_i \cdot S_i}{S} \quad [\text{m}] \quad (3.3)$$

S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km²] ;

h_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m] ;

S : superficie totale du bassin versant [km²].

c) Pente moyenne du bassin

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct - donc sur le temps de concentration T_c et influence directement le débit de pointe lors d'une averse.

3.1.2 Caractéristiques hydrographiques

a) Temps de concentration

Le temps de concentration est une caractéristique importante dans la formation de la crue pluviale et son débit de pointe. Il intègre l'influence complexe des processus hydrauliques et hydrologiques sur les versants et dans le lit de l'oued, il se définit comme la durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre le point le plus éloigné du bassin et l'exutoire de ce dernier.

Il existe plusieurs formules de calcul du temps de concentration, nous en adoptons les plus utilisés :

- **Formule de Giandotti**

$$T_c = \frac{1,5L + 4\sqrt{S}}{0,8\sqrt{H}} ; [\mathbf{h}] \quad (3.4)$$

S : surface du bassin versant (Km^2)

H : Différence entre l'altitude moyenne et celle de l'exutoire (m).

L : Longueur du thalweg principale (Km).

- **Formule de Turraza**

$$T_c = 0,108 \frac{\sqrt[3]{S}}{\sqrt{I}} L ; [\mathbf{h}] \quad (3.5)$$

S : surface du bassin versant en Km^2 ;

I : pente moyenne du cours d'eau, en m/m ;

L : longueur du cours d'eau principal en Km.

- **Formule de Kirpich**

$$T_c = 0,945 \frac{L^{1,155}}{D^{0,385}} ; [\mathbf{h}] \quad (3.6)$$

L : longueur du cours d'eau principal en Km.

D : différence d'altitude entre les extrémités du talweg, en m.

- **Formule de Témez:**[Ferrer P, 1993]

$$T_c = 0,3 \left(\frac{L}{I_r^{1/4}} \right)^{0,76} ; [\mathbf{h}] \quad (3.7)$$

T_c: Temps de concentration en heures.

L: Longueur du thalweg principal en km

Tableau 3.1: Tableau récapitulatif de calcul du temps de concentration.

Formule	T _c [h]
Formule de Giandotti	5,3
Formule de Turraza	2,4
Formule de Témez	4,3
Formule de Kirpich	3,4

Conclusion

Le rôle déterminant que joue le temps de concentration dans la suite du travail, et son utilisation direct dans beaucoup de formules, nous conduit à faire un choix judicieux qui convient à notre bassin versant. Sachant que chacune des formules de calcul de T_c a été établit dans des conditions bien définit, il est toujours important de vérifier régionalement la validité de ces formules.

Il est à signaler aussi que la formule de Kirpich est adoptée aux petits BV et aux BV fortement urbanisés. Tandis que celle de Giandotti souvent utilisée pour des bassins versant ayant des surfaces relativement grandes, surestime le T_c dans le cas de notre bassin. Tout ça nous a amené à adoptée la formule de Témez, formule très recommandée et qui a été fondé sur des observations de 13 crues réelles dans des bassins versants algériens. Et qui donne une valeur de T_c raisonnable relativement aux caractéristique morphologique de notre bassin versant (forme allongée, pente,..).

b) Vitesse de ruissellement :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} = 6,6 ; [\text{Km/h}] \quad (3.8)$$

L_p : Longueur du thalweg principal en Km

T_c : temps de concentration en h.

c) Densité de drainage

La densité de drainage, introduite par Horton, est la longueur totale du réseau hydrographique par unité de surface du bassin versant :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \quad [\text{Km/Km}^2] \quad (3.9)$$

3.1.3 Caractéristiques climatologiques :

L'absence d'une station climatologique dans le bassin versant de l'oued Berriche nous a conduits à chercher une station analogue, la plus proche des lieux d'étude et dont les données sont disponibles.

Les caractéristiques climatologiques (humidité relative, vitesse du vent et température) sont donc déterminées à la base des observations relevées à la station météorologique de Batna (1967-1994), située à l'est du bassin versant d'étude et dont les coordonnées sont : Latitude. : 35,55 N, Longitude : 06,18 E, Z : 1051,9 m.

Les distributions mensuelles de chaque paramètre climatique au site du futur barrage sont exposées ci- dessous :

Tableau 3.2 : Distribution mensuelle des paramètres climatiques.

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moyenne
H (%)	75,3	70,5	66,2	63,0	58,1	51,9	43,1	46,0	58,0	65,2	72,0	76,7	62,2
V (m/s)	3,9	4,0	4,3	4,3	4,0	3,8	3,6	3,5	3,3	3,3	3,2	4,0	3,8
T (C°)	4,9	6,1	8,5	11,6	16,4	21,9	25,2	24,6	20,2	14,8	9,3	5,7	14,1

On voit alors que la température a pour valeur moyenne 14,1 et elle atteint sa valeur maximale au mois de Juillet. La moyenne de l'humidité est de 62,2 % et celle de la vitesse du vent 3,8 m/s. Le graphique suivant montre mieux la variation mensuelle de ces différents paramètres.

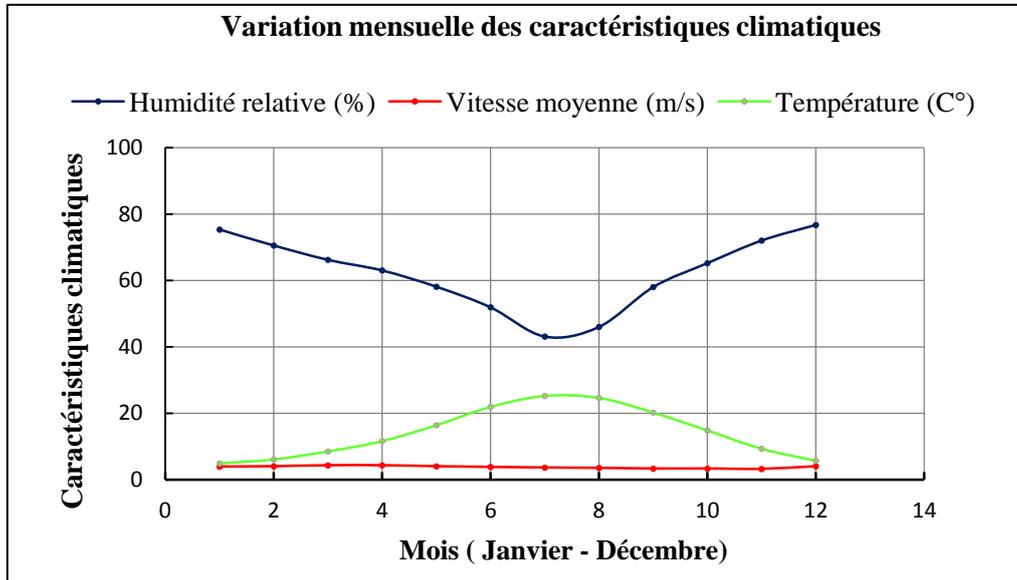


Figure 3.4: Variation mensuelle des caractéristiques climatiques.

La valeur moyenne de l'évaporation a été relevée à partir de la carte de l'ANRH, quant à la distribution mensuelle, nous gardons la même distribution que celle du barrage de K'sob, étant donné l'absence d'une station évapo-métrique dans le bassin versant de l'oued Berriche.

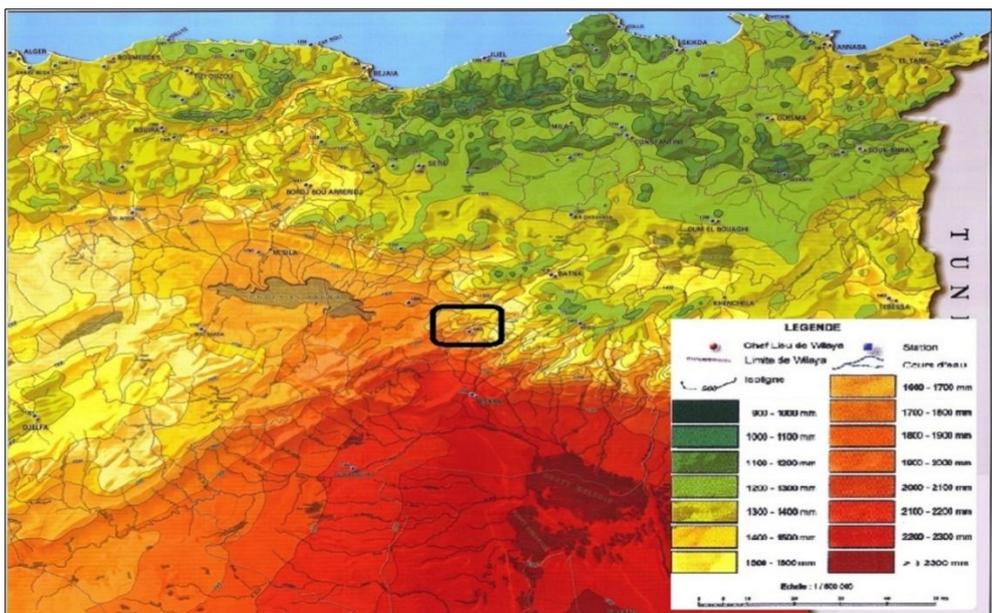


Figure 3.5 : Carte évapo-métrique du nord de l'Algérie (ANRH, 1/500 000)

A partir de la carte, on voit que notre site appartient à une zone où l'évaporation est comprise entre 1700 et 1800 mm, pour la suite d'étude on prend une valeur moyenne de l'évaporation égale à 1750 mm.

Tableau 3.3 : Distribution mensuelle de l'évaporation au site du barrage K'sob

	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
Ev	187	143	85	66,2	66	74	102	150	199	244	300	278,2	1894,4
Ev %	9,87	7,55	4,48	3,49	3,48	3,91	5,38	7,92	10,5	12,9	15,84	14,68	100

	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
Ev %	9,87	7,55	4,48	3,49	3,48	3,91	5,38	7,92	10,5	12,9	15,84	14,68	100
Ev (mm)	172,7	132,1	78,4	61,1	60,9	68,4	94,2	138,6	183,8	225,8	277,2	256,9	1750

Tableau 3.4 : Distribution mensuelle de l'évaporation au site du barrage Berriche

Tableau 3.5 : Récapitulatif des caractéristiques hydro-morphologiques et climatologiques du bassin versant de l'oued berriche au site du barrage Berriche

Désignation	Symbole	Unité	Quantité
Surface du bassin versant	S	Km ²	172
Périmètre du bassin versant	P	Km	100
Indice de compacité	K _G	/	2,1
Coefficient d'allongement	C _a	/	4,1
La longueur équivalente du bassin	L	Km	45,4
La largeur équivalente du bassin	l	Km	3,8
L'altitude maximum	H _{max}	m	2130
L'altitude minimum	H _{min}	m	896
L'altitude moyenne	H _{moy}	m	1373,8
Pente moyenne	I _{moy}	°	10,19
Temps de concentration	T _c	h	4

Densité de drainage	D_d	Km/Km ²	0,2
Vitesse de ruissellement	V_r	m/s	1,8
Humidité moyenne	H	%	62.2
Température moyenne	T	C°	14.1
Vitesse du vent moyenne	V	m/s	3.8
Evaporation moyenne	Ev	mm	1750

Conclusion

On peut aisément conclure que le bassin versant est de forme allongé, ce résultat est déduit de l'indice de compacité K_g qui est largement supérieur à 1, ceci est confirmé aussi par la grande différence entre la longueur et la largeur du rectangle équivalent. Cette caractéristique nous donne une première idée du débit de pointe et de l'hydrogramme de crue de notre cour d'eau, effectivement une forme allongée d'un bassin versant favorise des faibles débits de pointes en raison du temps de concentration relativement élevé.

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitation, températures,..Etc.), dans notre cas l'altitude moyenne est assez élevée donc on s'attend à une précipitation respectable.

En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement ; le bassin versant de Berriche ayant une pente moyenne donc il donne une idée assai claire de la vitesse modeste de l'écoulement au niveau du bassin versant.

3.2 Analyse et critique des données

Etant donné qu'aucune station pluviométrique ou hydrométrique n'est localisée dans le bassin versant de Berriche, l'étude hydrologique a été basée sur les données des stations qui se trouvent aux alentours du bassin en question. En ce qui concerne les précipitations, une station pluviométrique a été retenues (Merouana) car c'est la seule dont les données sont disponibles, et une seule station hydrométrique a été prise en considération (celle du bassin versant analogue qui semble le plus convenable du point de vue topographique, géologique, hydrologique et climatologique).

Les données ont été obtenues de l'Agence National des Ressources Hydriques (ANRH).

Les précipitations se présentent sous forme de totaux mensuels et annuels ainsi que des pluies journalières maximales.

Les données hydrométriques se présentent sous formes de débits et apports mensuels et annuels ainsi que des débits journaliers maximaux et s'étalent sur une période de 35 ans (1969-2003).

Avant de procéder à la détermination des apports, pluies et débits au sein du bassin d'étude, une vérification rigoureuse et détaillée des données est nécessaire pour valider certaines hypothèses de base relatives à la constitution des échantillons observés à savoir l'indépendance, l'homogénéité et la représentativité de ces derniers.

3.2.1 Indépendance

L'application des méthodes statistiques sur un échantillon repose essentiellement sur l'hypothèse d'indépendance. Afin de vérifier cette hypothèse, nous allons utiliser le test de Wald-Wolfowitz. Ce test consiste à :

Calculer de la statistique R, sa moyenne $E[R]$, sa variance $Var[R]$ et de la statistique T par les formules suivantes :

$$R = \sum_{i=1}^{N-1} x_i x_{i+1} + x_N x_1 \quad (3.9)$$

$$E[R] = \frac{(S_1^2 - S_2)}{N-1} \quad (3.10)$$

$$S_k = \sum_{i=1}^N x_i^k \quad (3.11)$$

$$Var[R] = \frac{(S_2^2 - S_4)}{N-1} + \frac{(S_1^4 - 4S_1^2 S_2 + 4S_1 S_3 + S_2^2 - 2S_4)}{(N-1)(N-2)} - \{E[R]\}^2 \quad (3.12)$$

$$T = \frac{R - \bar{R}}{\sqrt{\text{Var}(R)}} \quad (3.13)$$

Comparer la valeur absolue de T avec la valeur normale centrée réduite $U_{1-\alpha/2}$. Si $|T| \leq U_{1-\alpha/2}$, l'hypothèse d'indépendance est vérifiée.

En admettant un risque d'erreur $\alpha=5\%$, Le résultat d'application du test de Wald-Wolfowitz sur la série de la station de Merouana est donné en annexe 3.1.

D'après ces résultats, on retient que, la série issue de la station pluviométrique 05_12_01 vérifie cette hypothèse pour le risque d'erreur retenu.

3.2.2 Homogénéité

Il existe plusieurs tests pour vérifier l'homogénéité des séries de données, nous allons utiliser dans ce cas celui de Wilcoxon.

Le test de Wilcoxon consiste à :

Diviser la série d'observations en deux échantillons $X(x_1, x_2, \dots, x_i)$ et $Y(y_1, y_2, \dots, y_i)$ de tailles N et M respectivement avec $N < M$.

Classer la série (XUY) par ordre croissant en attribuant à chaque valeur son rang et sa série d'origine (X ou Y).

La condition pour que la série soit homogène est : $W_{\min} < W_x < W_{\max}$

Avec : $W_x = \sum R_{x_i}$: somme des rangs des x_i

$$W_{\max, \min} = \frac{N(N+M+1)}{2} \pm 1,96 \sqrt{\frac{NM(N+M+1)}{12}} \quad (3.14)$$

L'application du test de Wilcoxon a la séries de données montre qu'elle est homogène .Les résultats obtenus sont données en annexe 3.2.

3.2.3 Représentativité

Dans le but d'étudier la représentativité de la période retenue pour la station (de 1966 à 2009 pour la station pluviométrique et de 1969 à 2003 pour la station hydrométrique), On a choisi la méthode des écarts à la moyenne cumulés qui sera appliqué aux observations des différentes stations.

La méthode des écarts cumulés consiste à calculer les modules $K_i = P_i / P$, ainsi que les différences $(K_i - 1)$ et les sommes $\sum (K_i - 1)$ puis à reporter sur un système d'axes, les sommes en fonction du temps. Si la courbe est croissante, la période en question est humide et si elle est décroissante, elle sera sèche.

Une période est dite représentative si elle comprend au moins une période sèche et une autre humide.

L'application de cette méthode a la station pluviométrique et la station hydrométrique indique que toutes les périodes correspondantes chacune à sa station sont représentatives, les tableaux et les graphiques qui se trouvent en annexe 3.3 montrent ce résultat.

3.3 Etude des précipitations

Au départ, trois postes pluviométriques ont été sélectionnées à proximité du bassin versant de Berriche pour la détermination de la pluie moyenne annuelle, deux de ces postes présentent une période d'observation assez courte et pleine de lacunes avec des valeurs douteuses ce qui nous a conduit à les éliminer par la suite.

Le tableau ci –dessous donne les caractéristiques des quatre stations pluviométriques prise en considération et la figure montre leur localisation:

Tableau 3.6 : Caractéristiques des stations pluviométriques.

Code	nom	X	Y	Z(m)	Période de fonctionnement
05_12_01	Merouana	790,75	263,65	1000	(1966--2009)

3.3.1 Précipitation moyenne annuelle

Afin de donner une meilleure estimation, nous avons utilisé la carte de l'ANRH ainsi que les données pluviométriques de la station de Merouana .

La méthode des isohyètes et celle des polygones de Thiessen n'ont pas été utilisées étant donné l'absence de station pluviométrique à l'intérieur du bassin versant et le nombre très faible de postes pluviométriques autour du bassin.

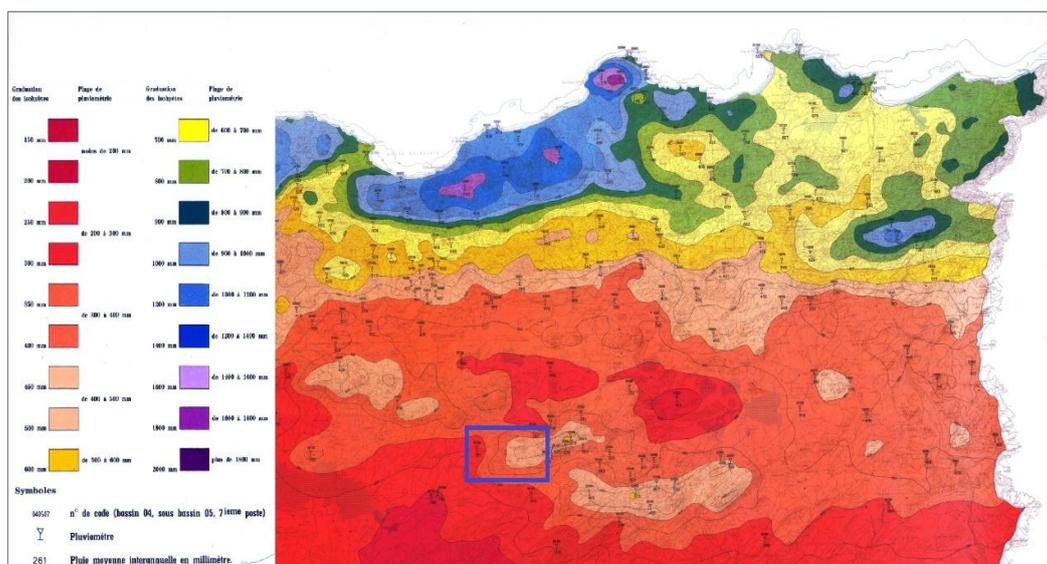


Figure 3.6 : Extrait de la carte pluviométrique du nord de l'Algérie, (ANRH, 1/500 000)

L'altitude moyenne au niveau du bassin d'étude est : 1373,8m..

L'exploitation de la carte pluviométrique de l'Algérie du nord établie par l'ANRH donne une valeur de la pluie moyenne égale à 400 mm, on adopte cette valeur pour la suite des études.

- **Choix d'une station représentative**

Après l'analyse, on conclue que la station de Merouana qui est la plus proche de notre bassin versant et ayant la plus grande période d'observation (42 ans), se rapproche le mieux du régime pluviométrique du bassin versant de l'oued Berriche vu qu'elle possède la pluie moyenne et l'altitude moyenne les plus proche de ceux de notre bassin.

La répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle à la station de Merouana est la suivante :

Tableau 3.7: Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle à la station de

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	TOTAL
P (mm)	31,6	27,1	31,4	37,4	31,6	30,1	41,6	35,5	37,2	15,9	5,1	6,6	331
%	9,6	8,2	9,5	11,3	9,5	9,1	12,6	10,7	11,2	4,8	1,5	2	100

Cette répartition (%) sera valable pour représenter le bassin versant de l'oued de Berriche au site du barrage Berriche.

Tableau 3.8: Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle du bassin versant de

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	TOTAL
%	9,6	8,2	9,5	11,3	9,5	9,1	12,6	10,7	11,2	4,8	1,5	2	100
P(mm)	38,4	32,8	38	45,2	38	36,4	50,4	42,8	44,8	19,2	6	8	400

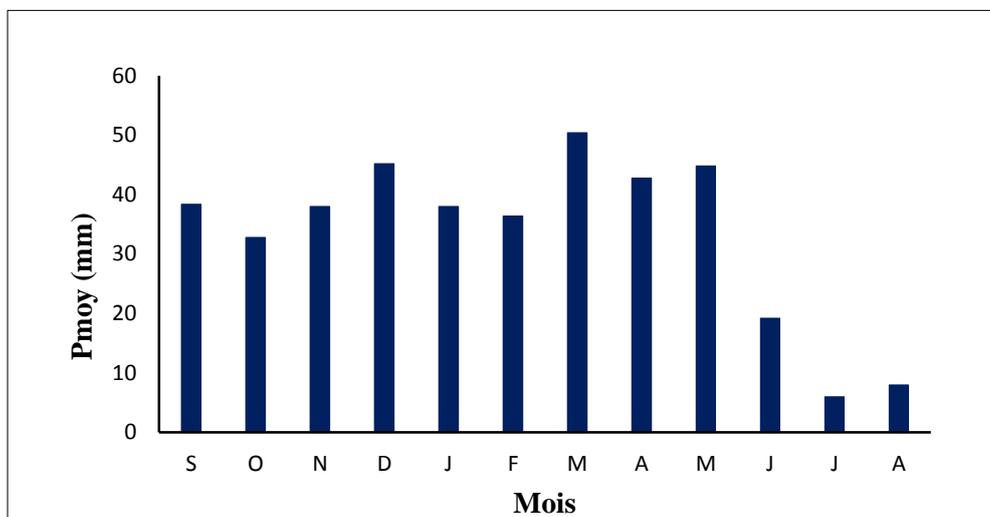


Figure 3.7: Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle au site du barrage

3.3.2 Précipitations maximales journalières

Pour la détermination des pluies fréquentielle, on propose d'ajuster la série de pluies journalières maximale de la station de MEROUANA (05-12-01) aux deux lois, celle de Gumbel et de Galton (Log Normal).

Les résultats sont représentés ci-dessous :

- Statistiques estimées à partir des données et calculées à partir des estimateurs des paramètres de la loi Gumbel :

Tableau 3.9: Les paramètres de la loi Gumbel

Statistique	Données	Paramètres
Moyenne	40,044	0,577
Variance	389,939	1,645
Asymétrie (Cs)	0,923	1,140
Aplatissement (Ck)	0,085	2,400

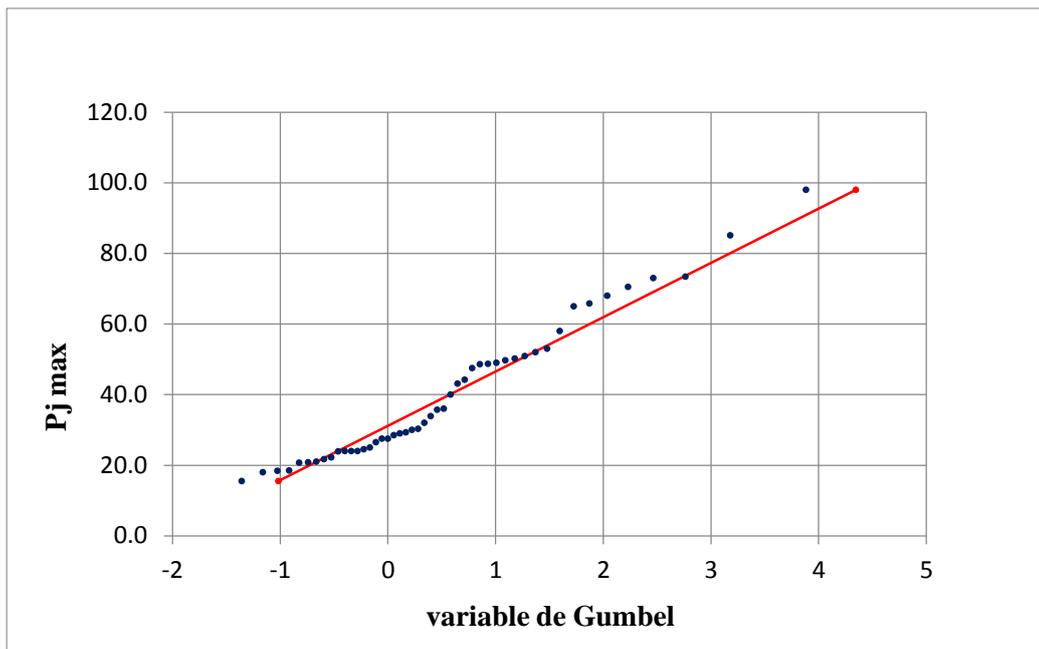


Figure 3.8 : Ajustement des pluies journalières maximales à la loi Gumbel.

- **Test de Kolmogorov-Smirnov**

D	1,000
p-value	< 0,0001
alpha	0,05

Interprétation du test

H₀ : L'échantillon suit une loi de Gumbel

H_a : L'échantillon ne suit pas une loi de Gumbel

Etant donné que la p-value calculée est inférieure au niveau de signification $\alpha=0,05$, on doit rejeter l'hypothèse nulle H₀, et retenir l'hypothèse alternative H_a.

Le risque de rejeter l'hypothèse nulle H₀ alors qu'elle est vraie est inférieur à 0,01%.

- Statistiques estimées à partir des données et calculées à partir des estimateurs des paramètres de la loi Log-normale :

Tableau 3.10 : Les paramètres de la loi Log-normal

Statistique	Données	Paramètres
Moyenne	40,044	40,057
Variance	389,939	400,857
Asymétrie (Cs)	0,923	1,624
Aplatissement (Ck)	0,085	5,031

Paramètres estimés : $\mu = 3,579$; $\sigma = 0,472$

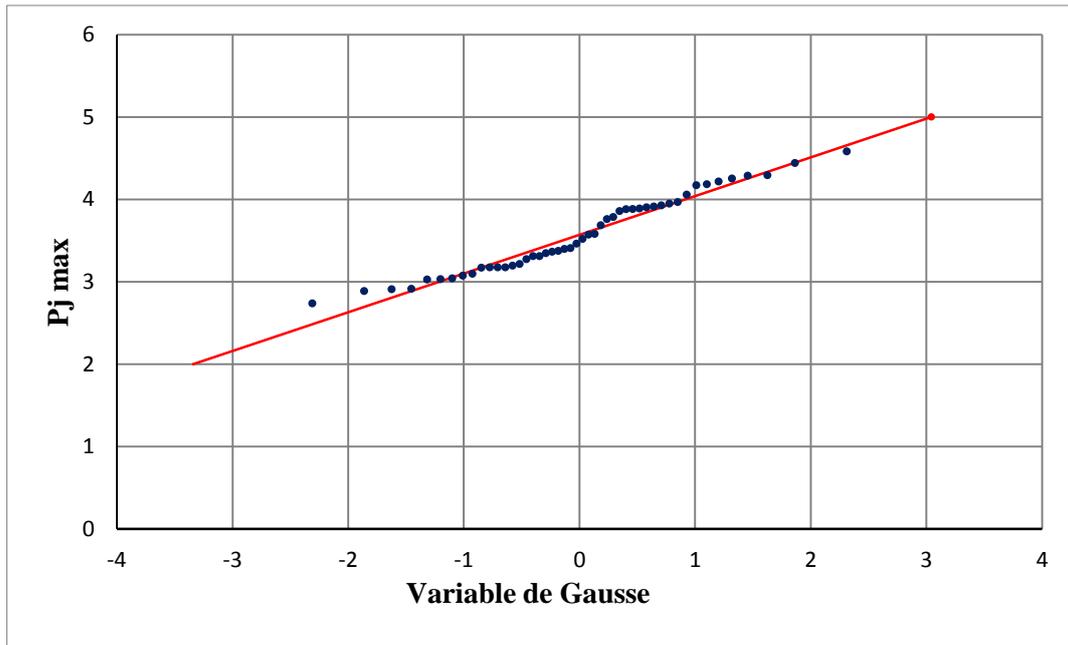


Figure 3.9: Ajustement des pluies journalières maximales à la loi Log Normal.

Tableau 3.11: Résultat du Test de Kolmogorov-Smirnov :

D	0,118
p-value	0,492
alpha	0,05

Interprétation du test

H_0 : L'échantillon suit une loi Log-normale

H_a : L'échantillon ne suit pas une loi Log-normale

Etant donné que la p-value calculée est supérieure au niveau de signification seuil $\alpha=0,05$, on ne peut pas rejeter l'hypothèse nulle H_0 .

D'après les deux graphiques, on constate que la loi de Galton s'ajuste mieux à la série de pluie maximale journalière par rapport à celle de Gumbel, ce qui est confirmé par les tests de Kolmogorov-Smirnov.

Les pluies maximales journalières calculées pour différentes périodes de retour par la loi de Galton sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.12 : Pluies maximales journalières calculées pour Différentes périodes de retour par la loi Galton.

Période de retour (ans)	Pj max (mm)
20	77,7
50	94,2
100	107,1
1000	153,3
10000	206,0

3.3.3 Pluies de courtes durées

Les pluies de courtes durées pour différentes périodes de retour sont déterminées par la formule de Body :

$$P_{(t,f)} = P_{j\max f} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (3.15)$$

$P_{(t,f)}$: Pluie de durée t pour une fréquence donnée (mm).

$P_{j\max f}$: Pluie maximale journalière pour la même fréquence (mm).

t : durée de la pluie (h)

b : Exposant climatique ; $b = 0,25$.

$I_{t,f}$: Intensité de pluie ; $I_{t,f} = P_{t,f} / t$.

Dans notre cas, on prend la durée de pluie qui correspond au temps de concentration $t = T_c$.

Les résultats de calcul sont regroupés au tableau :

Tableau 3.13 : Valeurs des pluies maximales journalières fréquentielle.

Période	10000	1000	100	50	20
Fréquence	0.9999	0.999	0.99	0.98	0.95
$P_{\max J}$ (mm)	206.0	153.3	107.1	94.2	77.7

Tableau 3.13 : Pluies de Temps Tc et leurs Intensités pour différentes périodes de

Périodes de retour (ans)	Pluies fréquentielle de durée Tc (mm)	Intensité de pluie (mm/h)
20	49,7	12,4
50	60,2	15,0
100	68,4	17,1
1000	98,0	24,5
10000	131,6	32,9

Le tableau des précipitations et d'intensités ainsi que les graphes correspondants sont représentés sur l'annexes 3.4

3.4 Les apports liquides

3.4.1 Apport moyen annuel

L'apport liquide moyen annuel de l'oued Berriche sera estimé par le biais de deux méthodes différentes : formules empirique et par analogie.

1/Formules empiriques

- **Formule de Mallet-Gautier**

$$L_e = 600 \cdot P [1 - 10^{-0,36P^2}] \quad (3.16)$$

L_e : Lamme d'eau en mm

P : pluie moyenne annuelle(m).

- **Formule de COUTAGNE « 1 »**

$$L_e = a \cdot P^2 \quad (3.17)$$

Cette formule est valable pour $\frac{1}{8a} < P < \frac{1}{2a}$ avec: $a = \frac{0,001}{0,8+0,14 T}$

T : température moyenne annuelle égale à 14.1C° ;

P : précipitations moyennes annuelles ;

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

- **Formule de SAMIE**

$$L_e = P^2(293 - 2,2\sqrt{S}) \quad (3.18)$$

S : Surface du bassin versant en (Km²) ;

P : pluie moyenne annuelle en (m).

- **Formule de TURC**

$$L_e = P - \frac{P}{\sqrt{0,9 + \left(\frac{P}{L}\right)^2}} \quad (3.19)$$

P : Pluie moyenne annuelle en mm

L : Variable thermique : $L = 300 + 25 T + 0,05 T^3$;

T : Température moyenne annuelle °c.

- **Formule de L'ANRH**

$$A_{\text{moy}} = 0,915 \cdot P^{2,684} \cdot S^{0,842} \quad (3.20)$$

S : Surface du bassin versant (Km²);

P : Pluie moyenne annuelle en m ;

Les résultats obtenus par les différentes formules sont représentés dans le tableau

Tableau 3.14: Apport moyen calculé par les différentes formules empiriques.

Formule	Lame d'eau (mm)	Apport moyen(Hm ³)
Formule de Samie	42,3	7,3
Formule de Coutagne « 1 »	57,6	9,9
Formule de l'ANRH	34,9	6
Formule de Turc :	27,8	4,8
Formule de Mallet-Gautier	29,8	5,1

La moyenne empirique de toutes les formules donne une valeur égale à 6,6 Hm³.

2/ Méthode d’analogie

Puisque on a aucune station hydrométrique dans le bassin versant de l’oued de Berriche comme nous l’avons mentionné auparavant, on s’est intéressé à déterminer un bassin versant analogue dont les données d’observations seront disponibles.

Suite à notre recherche on a trouvé que le bassin versant où la station de Chemorah se situe, semble le plus convenable de point de vue géographique, hydrographique et climatologique.

Le tableau suivant résume les caractéristiques des deux bassin analogues :

Tableau 3.15 : Caractéristiques des deux bassins analogues. Caractéristiques des deux bassins

Caractéristiques	Bassin versant du barrage Berriche	Bassin versant de la station de Chemorah
Nom de l’oued	Berriche	Chemorah
Coordonnées : X Y	780,3 237,3	855,10 264,45
Altitudes (m) : Max Min	2130 895	2300 890
Superficie(Km ²)	172	765
K _G	2,1	1,2
P	400	380
T	14,1	14,1

La série des apports liquides de la station de Chemorah s’étale sur une période de 35 années d’observations. Le graphe ci-dessous montre la répartition annuelle de

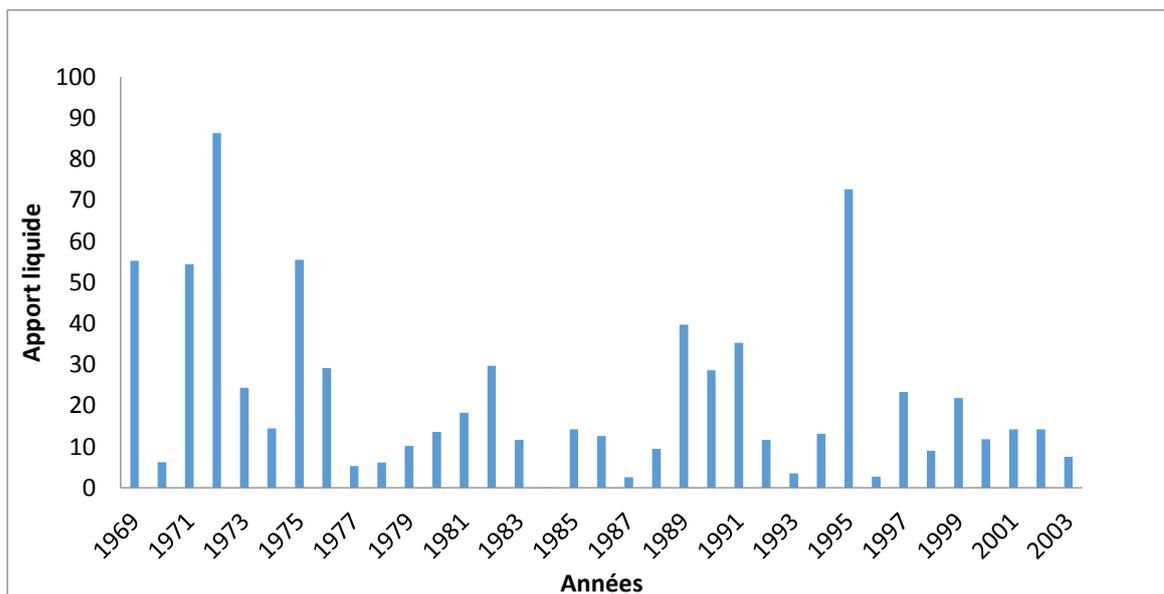


Figure 3.10: Série des apports liquides de la station de Chemorah.

cette série :

On retient que les valeurs extrêmes de l'apport liquide de cette station sont :

$A_{max} = 86,38 \text{ Hm}^3$, $A_{min} = 0,12 \text{ Hm}^3$ et l'apport moyen $A_{moy} = 22 \text{ Hm}^3$.

Sur la base de l'apport moyen annuel observé au site de la station de Chemorah (22 Hm^3), on peut calculer l'apport moyen annuel sur le site du barrage Berriche en supposant que le coefficient d'écoulement (C_e) est invariant dans les deux sites vu la similitude de leurs caractéristiques, la représentativité et l'homogénéité de la série des apports annuels de la station Chemorah (voir annexe).

L'invariance du coefficient d'écoulement implique la relation suivante

$$A_B = A_C \frac{S_B \cdot P_B}{S_C \cdot P_C} \quad (3.21)$$

A_B : Apport moyen annuel dans le site du barrage Berriche;

S_B : Surface du bassin versant de Berriche;

A_C : Apport moyen annuel dans le bassin versant de Chemorah;

S_C : Surface du bassin versant de Chemorah ;

P_B : pluie moyenne annuelle dans le site du barrage Berriche ;

P_C : pluie moyenne annuelle dans la station de Chemorah ;

$$\text{AN: } A_B = 22 \frac{172 \cdot 400}{765 \cdot 380} = 5,2 \text{ Hm}^3.$$

Conclusion

Pour la suite de l'étude on admet la valeur de l'apport moyen obtenue par analogie avec la station de Chemorah puisque celle-ci est basée sur des données observées.

3.4.2 Caractéristiques de l'écoulement :

1. Lamme d'eau écoulée

$$L_e = \frac{A_{moy}}{S_{B,V}} \quad (3.22)$$

A_{moy} : Apport moyen du bassin versant ;

$S_{B,V}$: Surface du bassin versant.

2. Coefficient de l'écoulement

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \quad (3.23)$$

L_e : Lamme d'eau écoulée en mm ;

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en mm ;

C_e : Coefficient d'écoulement.

3. Module spécifique

$$M_0 = \frac{Q_0}{S_{B.V}} \quad (3.24)$$

$$Q_0 = \frac{A_{\text{moy}}}{T} \quad (3.25)$$

donc : $M_0 = \frac{A_{\text{moy}}}{T.S_{B.V}}$

A_{moy} : Apport moyen du bassin versant ;

T : Temps d'une année en "s" ;

$S_{B.V}$: Surface du bassin versant.

Tableau 3.16 : Tableau récapitulatif des caractéristiques de l'écoulement.

Variable	Lame d'eau écoulee (mm)	Coefficient d'écoulement	Module spécifique (l/s.Km ²)
Valeur	30,2	0,076	0,96

4. Coefficient de variation

La variabilité de l'apport moyen annuel au niveau du bassin versant d'oued Berriche s'évalue en calculant le coefficient de variation. Pour le faire, nous allons utiliser les formules empiriques et la méthode analogique.

1/ Formules empiriques

- **Formule de Sokolovski**

$$C_v = 0,78 - 0,29 \log q - 0,063 \log(S+1) \quad (3.26)$$

Où : q : Débit spécifique en (module de l'écoulement relative) (l/s.Km²);

S : Superficie du bassin versant en (Km²).

- **Formule de Kritsky-Menkel:**

$$C_v = \frac{0,83}{S^{0,06} \cdot q^{0,27}} \quad (3.27)$$

Où : S : Superficie du bassin versant en (Km²) ;

q : Débit spécifique en (l/s.Km²)

- **Formule d'Antonov**

$$C_v = \frac{0,83}{(S + 1000)^{0,076}} \quad (3.28)$$

- **Formule de Padoun**

$$C_v = \frac{0.93}{M_0^{0.23}} \quad (3.29)$$

M_0 : module spécifique de l'écoulement (l/s/Km²)

2/ Par analogie

Le coefficient de variation peut être déterminé sur la base de l'analogie avec la station de Chemorah :

$$C_v = C_{va} \cdot \left(\frac{q_a}{q} \right) \quad (3.30)$$

C_v : coefficient de variation des apports au site du barrage Berriche

C_{va} : coefficient de variation des apports à la station Chemorah pour une période de 35ans, ($C_{va}=0,94$) ; q : débit spécifique (l/s/km²) au barrage de Berriche

q_a : débit spécifique (en l/s/km²) à la station de Chemorah pour une période de 35ans, ($q_a = 0,91$ l/s.Km²).

Tableau 3.17 : Récapitulatif des résultats de calcul du coefficient de variation.

Formule	Résultat
Sokolovski	0,64
Kritsky-Menkel	0,61
Antonov	0,49
Padoun	0,93
Analogie	0,89

On peut dire que le coefficient de variation obtenu par analogie représente le mieux la variation de l'apport au sein de notre bassin puisque celui-ci repose sur des observations réelles sur une période assez longue. Parmi les autres formules, on remarque que celle de Padoun se rapproche le mieux au résultat obtenu par analogie et elle est recommandée dans le cas d'absence du bassin analogue au bassin d'étude.

3.4.3 Apports fréquentiels

Pour le dimensionnement de notre barrage, une étude des apports fréquentiels paraît nécessaire.

L'analyse statistique de la série d'apport à la station de Chemorah a montré que cette dernière s'ajuste bien à la loi Log-Normal.

Statistiques estimées à partir des données et calculées à partir des estimateurs des paramètres de la loi Log-normale :

Tableau 3.18: Résultats statistique des données selon la loi Log –Normal

Statistique	Données	Paramètres
Moyenne	21,989	28,076
Variance	425,185	2542,231
Asymétrie (Cs)	1,483	11,179
Aplatissement (Ck)	1,505	517,065

- **Test de Kolmogorov-Smirnov**

Tableau 3.19 : Résultats du test de Kolmogorov-Smirnov

D	0,136
p-value	0,508
alpha	0,05

Interprétation du test

H_0 : L'échantillon suit une loi Log-normale

H_a : L'échantillon ne suit pas une loi Log-normale

Etant donné que la p-value calculée est supérieure au niveau de signification seuil $\alpha=0,05$, on ne peut pas rejeter l'hypothèse nulle H_0 .

L'estimation fréquentielle des apports de l'oued Berriche au site du barrage peut être donc envisagée on adoptant cette loi :

$$A\% = \frac{A_0}{\sqrt{1+C_v^2}} e^{Z \sqrt{\ln(1+C_v^2)}} \quad (3.31)$$

Avec : $A\%$: Apport de fréquence donnée ; Z : Variable réduite de Gauss ;

A_0 : Apport annuel (Hm^3) ; C_v : Coefficient de variation.

Pour $A = 5,2 \text{ Hm}^3$ et $C_v = 0,89$, L'expression devienne : $A\% = 3,884 e^{0,764 Z}$

Les résultats de calcul pour les différentes fréquences sont donnés dans le Tableau.

Tableau 3.20 : Apports fréquentiels au site du futur barrage.

Période de retour	4/5	10	20	50	100	1000	10000
Fréquence P (%)	80	10	5	2	1	0,1	0,01
variable de Gauss	-0,84145	1,28229	1,64308	2,05046	2,32723	3,15954	3,71901
Apport (Hm^3)	2,04	10,35	13,63	18,60	22,99	43,41	66,57

3.4.4 Génération synthétique d'une série d'apports au site du barrage Berriche

Pour pouvoir procéder à une analyse interannuelle des apports dans le but d'affiner l'étude de régularisation de l'écoulement de l'oued Berriche au site du futur barrage, une génération synthétique d'une série de données équiprobable à la série observée est nécessaire, cette série aura la même probabilité d'apparition que celle observée à la station de Chemorah, avec une conservation de la moyenne, l'écart type et le coefficient de variation.

1. Génération annuelle

Connaissant la loi de distribution des apports sur l'oued Berriche qui est la loi Log-Normal dont l'équation est $A\% = 3,884 e^{0,764 Z}$, on génère une série d'apports annuels pour une période de 35 ans (Annexe 3.5) avec conservation des paramètres statistiques comme on peut le constater ci-après.

Tableau 3.21 : Valeurs comparatives des paramètres statistiques au site du barrage

Paramètres statistiques	Analogie	Série générée
Apport moyen annuel (Hm^3)	5,2	5,12
Coefficient de variation	0,89	0,82

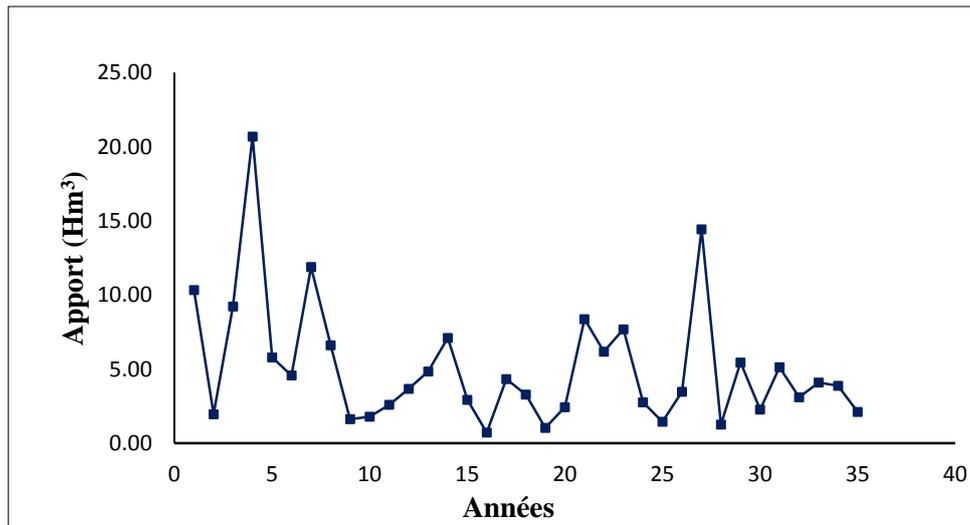


Figure 3.11: Variation de la série d'apport au site du barrage Berriche.

2. Génération mensuelle

La génération des séries mensuelles a été faite à l'aide de la méthode des fragments de Svanidse qui consiste à diviser la série annuelle en des séries mensuelles.

Pour l'application de cette méthode nous avons utilisé la série d'apport mensuelle observée à la station de Chemorah, étant donné la similitude déjà démontrée précédemment.

La désagrégation des valeurs annuelles en valeurs mensuelles sera faite comme suit :

- ↪ Classer les apports annuels observés à la station de Chemorah par ordre croissant ;
- ↪ Déterminer la classe d'apport dont les bornes sont :

$$\left[\frac{A_{i-1} + A_i}{2 A_{moy}} ; \frac{A_i + A_{i+1}}{2 A_{moy}} \right] \quad (3.32)$$

A_i : Apport moyen de l'année i ;

A_{i-1} : Apport moyen de l'année $i-1$;

A_{i+1} : Apport moyen de l'année $i+1$;

A_{moy} : L'apport moyen calculé à la station de Chemorah.

La série d'apport classée de la station de Chemorah et les répartitions en % des données mensuelles ainsi que la classe d'apport sont données en Annexe 3.6.

Calculer ensuite $\frac{A_j}{A_{\text{moy}}}$ à partir de la série annuelle générée précédemment au site du futur barrage, tel que :

A_j : Apport de l'année j ;

A_{moy} : Apport moyen du barrage Berriche.

↳ La désagrégation de chaque apport annuel de la série générée en des apports mensuels sera fondée sur la répartition en pourcentage des apports observés de l'année correspondante à la classe dont l'une des bornes est la plus proche de la valeur $\frac{A_j}{A_{\text{moy}}}$ déjà calculée.

La série d'apport mensuelle générée au site du barrage Berriche pour une période de 35 ans est donnée en annexe 3.7.

Tableau 3.22: Répartition mensuelle de l'apport moyen au site du barrage Berriche en %

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O
A (Hm ³)	0,439	0,343	0,225	0,352	0,473	0,521	0,804	0,876	0,601	0,284	0,084	0,120
%	8,58	6,70	4,39	6,88	9,24	10,18	15,70	17,10	11,75	5,55	1,64	2,35

3.5 Les crues

3.5.1 Estimation des débits maximums fréquentiels

Dans le bassin versant de l'oued Berriche nous ne disposons aucune donnée sur les événements exceptionnels enregistrés dans le passé vu l'absence d'une station hydrométrique observant ce dernier, pour cela et dans le but de faire une estimation aussi correcte que possible des débits de crue fréquentielles, plusieurs méthodes sont utilisées :

- Formules empiriques ;
- Méthode d'analogie ;

1/ Formules empiriques

a) Mallet-Gautier

La formule est donnée comme suite :

$$Q_{\max_{P\%}} = 2K \log(1 + A\bar{P}) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4\log T - \log S} \quad (3.33)$$

T : période de retour en années ;

\bar{P} : Pluie moyenne annuelle (m) ;

A, K : paramètres constants dépendants de la taille du bassin versant ;

A=20 valeur admise généralement en Algérie par l'ANRH, K=1 ;

L : Longueur du talweg principal.

b) Formule de Giandotti

$$Q_{\max P\%} = \frac{170\sqrt{(H_{\text{moy}} - H_{\text{min}})}}{1,5L + 4\sqrt{S}} P_{Tc} \quad (3.34)$$

$Q_{\max P\%}$: Débit maximum de crue en (m³/s) de même fréquence que celle de la pluie de courte durée P_{Tc} ;

S : surface du bassin versant en Km² ;

L : Longueur du talweg principal en Km ;

P_{Tc} : Pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration ;

H_{moy} : Altitude moyenne en m ;

H_{min} : Altitude minimale en m.

c) Formule de Possenti

$$Q_{P\%} = \frac{\mu \cdot S \cdot P_{j\max\%}}{L_P} \quad (3.35)$$

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

μ : Coefficient compris entre 700 – 800 ; On prend $\mu = 750$.

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

Tableau 3.23: Synthèse des résultats pour la détermination des crues fréquentielles par les formules empiriques.

Période de retour (T)	FND	Pj max	Pluie de courte durée	Débit de crue de période de retour T		
				Formule de Mallet-Gautier	Formule de Giandotti	Formule de Possenti
20	0,95	77,7	49,7	411	410,9	378,2
50	0,98	94,2	60,2	497,9	497,7	458,6
100	0,99	107,1	68,4	554,7	565,5	521,4
1000	0,999	153,3	98	711,5	810,2	746,3
10000	0,9999	206	131,6	839,5	1087,9	1002,8

2/ Méthode d'analogie

Nous avons mentionné précédemment qu'il y a une analogie entre le bassin versant de Berriche et celui de la station de Chemorah, cette dernière dispose d'une série de 35 valeurs de débits maximaux instantanées observées pendant la période (1969-2003).

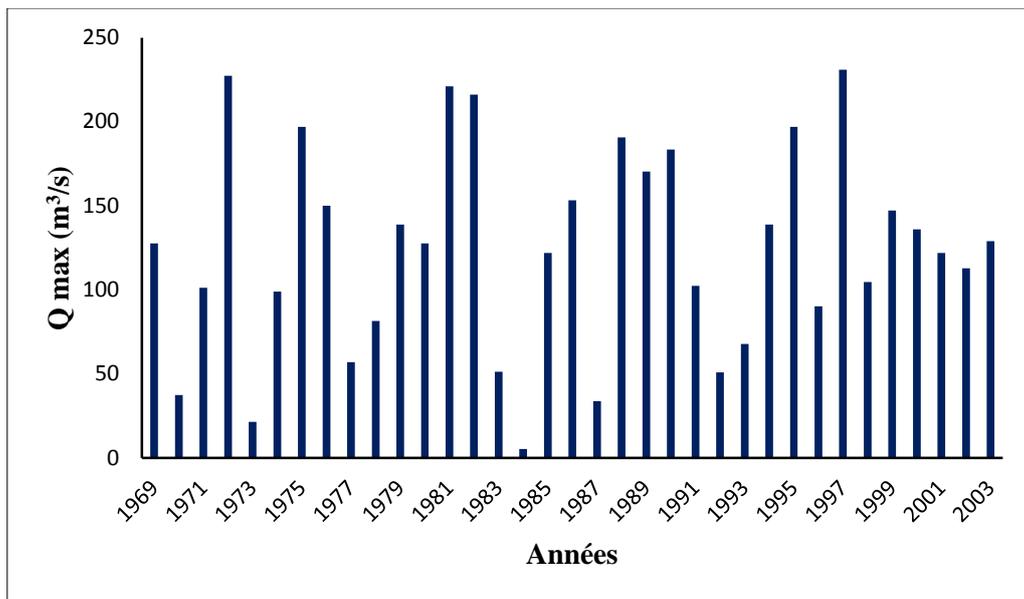


Figure 3.12 : Série chronologique des crues observées à la station de Chemorah.

L'estimation des débits fréquents à la station de Chemorah se fait par ajustement des deux lois statistiques, la loi Log Normal et la loi de Gumbel, à cette série d'observation.

Pour pouvoir juger de la qualité d'ajustement des ces deux lois de distributions, nous allons appliquer le test d'adéquation de Kolmogorov-Smirnov avec un niveau de signification égale à 5%. Les résultats sont donnés ci-dessous :

1. Loi de Gumbel

Statistiques estimées à partir des données et calculées à partir des estimateurs des paramètres de la loi Gumbel :

Tableau 3.24: Les paramètres résultants de loi Gumbel

Statistique	Données	Paramètres
Moyenne	40,044	0,577

Variance	389,939	1,645
Asymétrie (Cs)	0,923	1,140
Aplatissement (Ck)	0,085	2,400

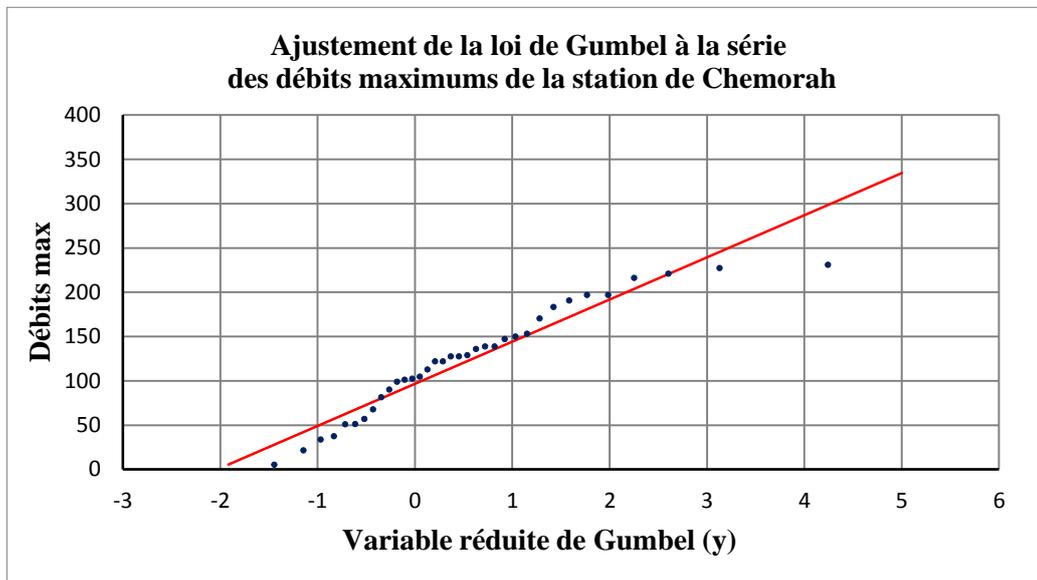


Figure 3.13 : Ajustement de la loi de Gumbel à la série des débits maximums de la station de Chemorah

2. Test de Kolmogorov-Smirnov

Tableau 3.25 : Résultats du teste

D	1,000
p-value	<0,0001
alpha	0,05

Interprétation du test

H_0 : L'échantillon suit une loi de Gumbel

H_a : L'échantillon ne suit pas une loi de Gumbel

Etant donné que la p-value calculée est inférieure au niveau de signification $\alpha=0,05$, on doit rejeter l'hypothèse nulle H_0 , et retenir l'hypothèse alternative H_a .

Le risque de rejeter l'hypothèse nulle H_0 alors qu'elle est vraie est inférieur à 0,01%.

3. Log-Normale

Paramètres estimés : $\mu= 4,627$; $\sigma= 0,769$

Statistiques estimées à partir des données et calculées à partir des estimateurs des paramètres de la loi Log-normale :

Tableau 3.26 : Les paramètres de la loi Log-normal

Statistique	Données	Paramètres
Moyenne	124,100	137,356
Variance	3736,360	15225,116
Asymétrie (Cs)	-0,013	3,420
Aplatissement(Ck)	-0,905	26,257

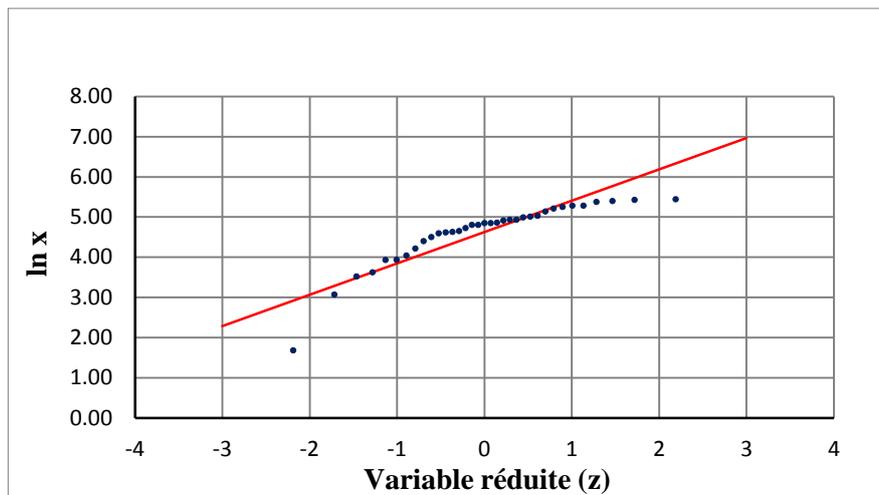


Figure 3.14 : Ajustement de la loi Log-Normale à la série des débits maximums de la station de Chemorah

4. Test de Kolmogorov-Smirnov

D	0,198
p-value	0,113
alpha	0,05

Interprétation du test

H_0 : L'échantillon suit une loi Log-normale

H_a : L'échantillon ne suit pas une loi Log-normale

Etant donné que la p-value calculée est supérieure au niveau de signification seuil $\alpha=0,05$, on ne peut pas rejeter l'hypothèse nulle H_0 .

La distribution de Galton est-elle qui s'accord donc à la série des données de la station de Chemorah.

Les quantiles obtenus sur la base de cette loi sont données dans le tableau suivant :

Période de retour (Années)	Q max (m ³ /s)
20	369,8
50	508,7
100	629,3
1000	1141,8
10000	1864,7

Tableau 3.27 : Débits maximums fréquentsiels à la station de Chemorah.

Les débits de crue de différentes fréquences estimés à la station de Chemorah sont transposés au site du barrage Berriche en appliquant la relation suivante :

$$Q_{\text{Berriche}} = K Q_{\text{Chemorah}}$$

K représente la racine du rapport des sections ; $K = \sqrt{\frac{S_{\text{Ber}}}{S_{\text{Sch}}}}$, il est égale à 0,47.

Tableau 3.28 : Débits maximums fréquentsiels au site du barrage Berriche

Période de retour (Années)	Q max (m ³ /s)
20	173,8
50	239,1
100	295,8
1000	536,7
10000	876,4

Nous admettant pour la présente étude les résultats obtenus par la méthode analogique basée sur des données observées.

3.5.2 L'hydrogramme de crue au site du barrage Berriche

L'estimation des hydrogrammes de crue probables au site du barrage Berriche est effectuée par la méthode de Sokolovsky. Cette méthode assimile

l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques, l'une pour la montée des crues et l'autre pour la décrue.

Pour la montée des crues : $Q(T_i) = Q_{\max} \left(\frac{T_i}{T_m} \right)^m$

Pour la décrue : $Q(T_i) = Q_{\max} \left(\frac{T_d - T_i}{T_d} \right)^n$

$Q(T_i)$: débit de crue au temps T_i .

Pour des crues pluviales nous avons $m=2$ et $n=3$.

Le temps de montée est généralement assimilé au temps de concentration $T_m = T_c$.

Le temps de décrue : $T_d = \gamma T_m$ ou γ est donnée en fonction des caractéristiques du bassin versant et de la végétation. Dans notre cas $\gamma = 3$.

Les résultats de calcul ainsi que les différents hydrogrammes de crue sont présentés ci-après :

Tableau 3.29 : Calcul de la décrue par la méthode de Sokolovsky pour différentes périodes de retour (Q en m^3/s).

T_i (h)	Q (20)	Q (50)	Q (100)	Q (1000)	Q (10000)
0	173,8	239,1	295,8	536,7	876,4
0,5	153,0	210,4	260,3	472,4	771,4
1	133,9	184,2	227,8	413,4	675,1
1,5	116,4	160,2	198,2	359,5	587,1
2	100,6	138,4	171,2	310,6	507,2
2,5	86,2	118,6	146,8	266,3	434,8
3	73,3	100,9	124,8	226,4	369,7
3,5	61,8	85,0	105,1	190,7	311,5
4	51,5	70,8	87,6	159,0	259,7
4,5	42,4	58,4	72,2	131,0	214,0
5	34,5	47,5	58,7	106,5	174,0
5,5	27,6	38,0	47,0	85,3	139,3
6	21,7	29,9	37,0	67,1	109,6
6,5	16,7	23,0	28,5	51,7	84,4
7	12,6	17,3	21,4	38,8	63,4
7,5	9,2	12,6	15,6	28,3	46,2
8	6,4	8,9	11,0	19,9	32,5

Tableau 3.30 : Calcul de la montée de la crue par la méthode de Sokolovsky pour différentes périodes de retour.

T_i (h)	Q (20)	Q (50)	Q (100)	Q (1000)	Q (10000)
0	0	0	0	0	0

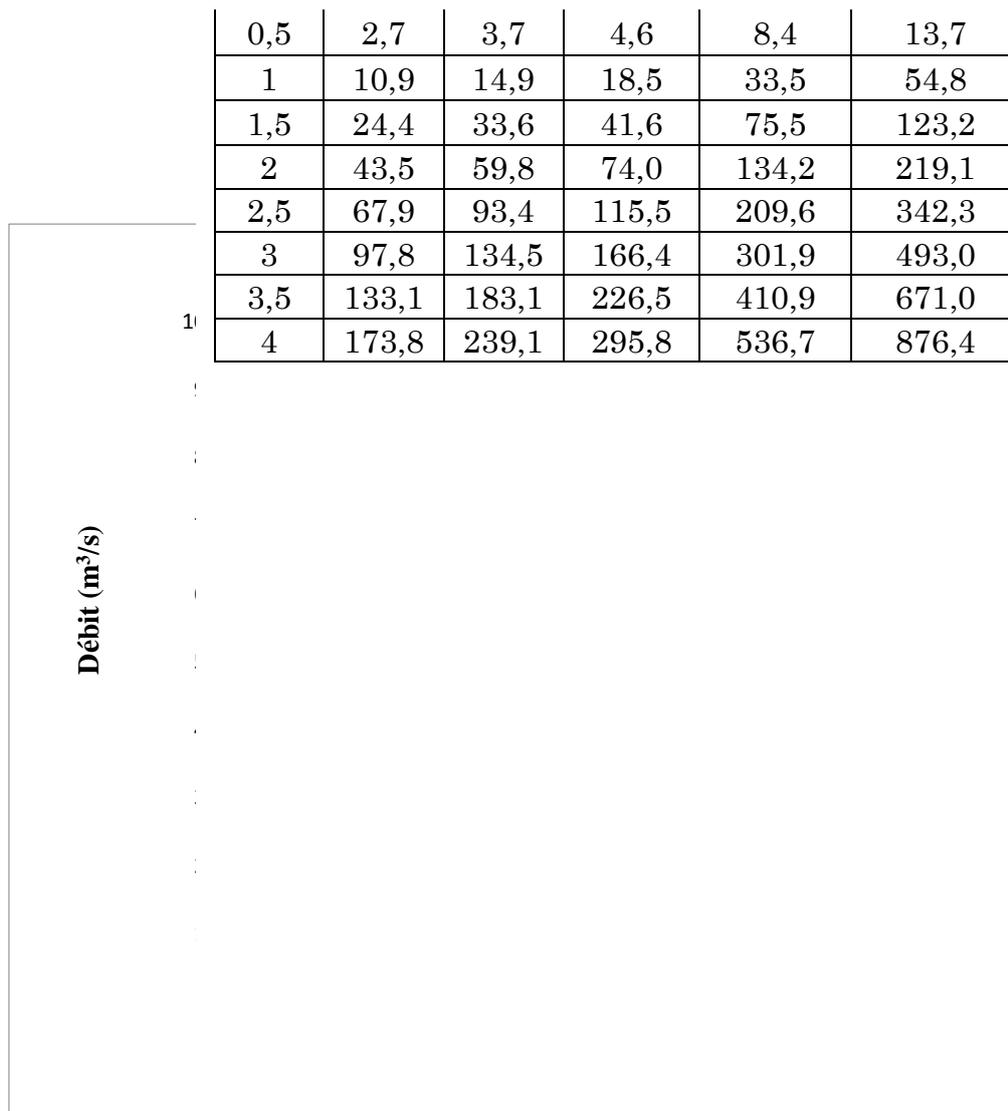


Figure 3.15 : Hydrogrammes de crue probables du Barrage de Berriche

3.5.3 Choix de la crue de projet

Pour dimensionner l'évacuateur de crues, il faut déterminer la crue maximale qu'il doit être évacué en prenant en compte l'effet de laminage par la retenue. Ce débit laminé est calculé sur la base d'un débit de pointe évalué à partir de l'étude du régime des crues. On fait, on est amené à faire un choix car il est évident qu'on ne pourra jamais protéger un ouvrage contre toute crue pouvant survenir on choisit donc une période de retour de crue, ce qui revient à accepter un certain risque qui devra être en rapport avec l'intérêt économique de l'ouvrage et les impératifs de sécurité liés au contexte local.

Voici quelques ordres de grandeurs courants concernant l'hydrologie :

Tableau 3.31 : Période de retour de la crue de projet en fonction du type de l'ouvrage.

Type de l'ouvrage	Période de retour
-------------------	-------------------

Barrage en terre	5.000 à 10.000 ans
Barrage en béton ou maçonnerie	500 à 1.000 ans
Petit barrage mais coûteux	20 à 500 ans
Digues	10 à 20 ans

En cas de vulnérabilités particulières, notamment en vies humaines, des valeurs supérieures peuvent être retenues.

Dans notre cas pour faire face aux incertitudes hydrologiques et éviter toute submersion dans le cas où la variante barrage en remblais sera retenue, nous optons pour une crue de projet de probabilité de 0,1 % ($T = 1000$ Ans). D'où $Q_{0.1\%} = 536,7 \text{ m}^3/\text{s}$.

L'hydrogramme correspondant à cette crue de projet est le suivant :

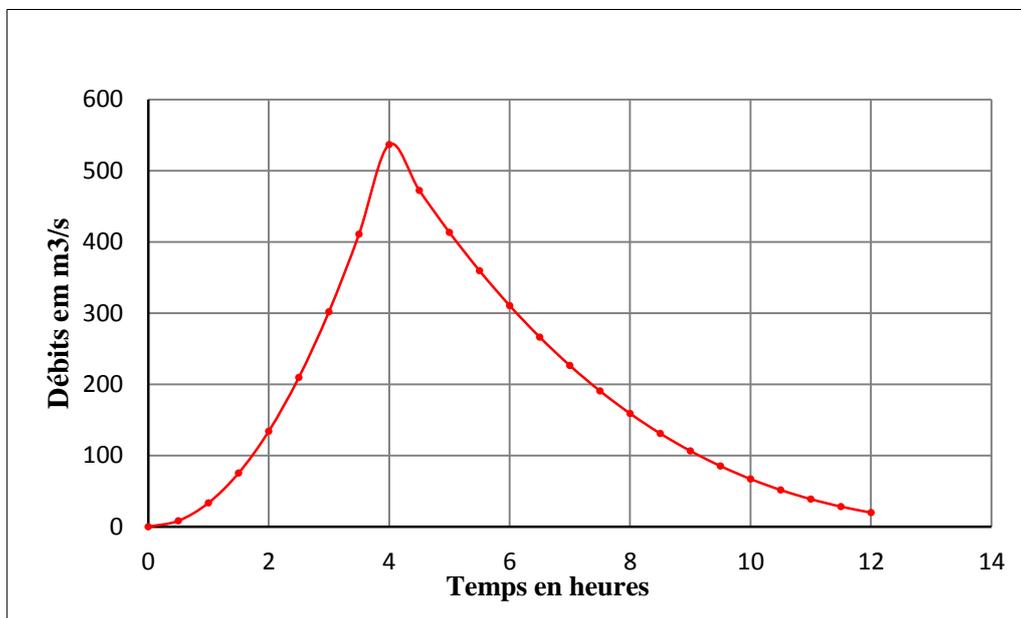


Figure 3.16 : Hydrogramme correspondant à la crue de projet choisie.

3.6 Les apports solides

La quantification des transports solides sera déterminée à partir des formules empiriques, étant donné l'absence de mesures au niveau de l'oued Berriche qui draine le bassin versant étudié.

L'estimation de cette tranche morte est indispensable pour un dimensionnement harmonieux de l'ouvrage ; une évaluation correcte de sa durée de vie et une définition rationnelle des modes de gestion et d'exploitation.

Le transport solide dans un cours d'eau constitue la seconde phase de l'érosion.

La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par la raison d'écoulement dépend essentiellement de la vitesse d'écoulement et de granulométrie

L'eau trouve la puissance nécessaire pour ce transport dans la perte de charge qu'elle subit. Le champ d'exploitation de vitesse varie tout au long du profil de l'oued d'amont en aval.

L'eau met en jeu deux types de mécanismes : le charriage et la suspension qui sont les principaux types de transport solide.

a) Formule de Saidi :

Cette formule a été établie sur la base des données d'observations de 18 barrages Algériens (Voir colloque sur l'érosion des sols et l'envasement des barrages), elle donnée par l'expression suivante :

$$q_s = 0,896q_l^{0,361} \cdot P^{0,885} \quad (\text{m}^3/\text{Km}^2.\text{an}) \quad (3.36)$$

q_s : débit solide spécifique ($\text{m}^3/\text{Km}^2.\text{an}$) ;

q_l : débit liquide spécifique (l/s.Km^2) ;

P : pluviométrie moyenne annuelle (mm).

b) Formule de Tixeron-Sogreah :

Cette formule a été établie à partir des données de 32 bassins Algériens et 9 bassins Tunisiens dont les surfaces varient de 90 à 22800 Km^2 , elle est recommandée pour la région de l'Est algérien.

$$T_a = KH^{0,15} \quad (3.37)$$

T_a : Volume total de solides, en t. / $\text{km}^2.\text{an}$.

H : Lamme d'écoulement en mm, déterminée à partir de l'apport moyen.

K : Paramètre caractéristique de la perméabilité du bassin.

Tableau 3.32 : Paramètre K pour différents degré de perméabilité du bassin

.K	Degré de perméabilité
8.5	Elevé
75	Moyen
350	Moyen à faible
1400	Faible
3200	Imperméabilité

c) Formule de Gravellovic

Cette formule prend en considération le coefficient de température et les caractéristiques physiques du bassin versant.

$$Q_{sp} = q_{sp} C_{rm} \quad (\text{m}^3/\text{Km}^2.\text{an}) \quad (3.38)$$

$$q_{sp} = T \bar{P} \pi(Z)^{1/3} \quad (3.39)$$

$$T = \left(0,1 + \frac{t_0}{10}\right)^{1/2} \quad (3.40)$$

$$C_{rm} = \frac{\sqrt{P \cdot H_{moy}}}{0,25(L + 10)} \quad (3.41)$$

\bar{P} : Pluie moyenne interannuelle ;

T : coefficient thermique ;

t_0 : température moyenne interannuelle ;

Z : coefficient dépendant de l'érosion du sol ;

C_{rm} : coefficient de rétention ;

P : périmètre en Km du bassin versant ;

H_{moy} : altitude moyenne en Km ;

L : longueur du talweg principal en Km.

Tableau 3.33 : Paramètre « Z » en fonction du type d'érosion du sol.

Type d'érosion	Z
Erosion excessive	1 - 1,5
Intense	0,7 - 1
Moyenne	0,4 - 0,7
Faible	0,2 - 0,4
Très faible	0,1 - 0,2

Tableau 3.34 : Résultats de calcul de transport solide par les formules empiriques.

Formule	Débit solide (m3/Km2 /an)
Formule de Saidi	177,3
Formule de Tixeron-Sogreah	1167,08

Formule de Graviilovic	14710,61
------------------------	----------

A partir de ce tableau on peut constater que la formule de Sogreah et celle de Graviilovic présentent des valeurs très élevées en comparaison avec la formule de Saidi qui donne une valeur acceptable et conforme aux données lithologiques dominantes dans le bassin. En plus, cette dernière a été établie sur la base des données d'observations de barrages Algériens, On l'adopte donc pour la suite de cette étude.

- **Le volume mort du barrage**

Le volume mort est déterminé en fonction du volume total des sédiments, le nombre d'années de vie utile de l'ouvrage et le poids spécifique des sédiments.

La garde d'envasement correspondante au volume mort de la retenue est généralement calculée pour une durée de vie 50 ans pour les petits ouvrages hydrauliques en utilisant la formule suivante :

$$V_m = \frac{T.S.Ta}{\gamma} \quad (3.42)$$

D'où

$$V_m = 1,52 \text{ Hm}^3$$

T: Durée de vie de l'ouvrage (années).

γ : Densité volumétrique des sédiments, en t/m³

Pour une durée de vie de l'ouvrage égale à 50 ans, le volume mort calculé par cette relation est de 1,52 Hm³ correspondant à une hauteur de 20,7 m ce qui est conforme aux normes fixés par le comité international des grands barrages CIGB concernant la tranche morte maximale admise ($h_{vmort} < 21 \text{ m}$).

3.7 Régularisation

La régularisation de l'écoulement peut être définie comme le processus au moyen duquel on transforme le régime de l'écoulement naturel en l'adaptant aux nécessités du consommateur. Autrement dit, la régularisation de l'écoulement est l'accumulation de l'eau dans les périodes d'excès pour l'utiliser dans les périodes de déficit.

Le calcul de la régularisation rationnelle de l'eau est une garantie de la consommation.

Le choix de la garantie de consommation est établi en fonction des écarts relatifs dus aux facteurs intervenants sur le produit final alimenté en eau à partir du barrage. Pour chaque domaine d'activité on recommande une valeur probable de

cette garantie. La valeur adoptée pour l'irrigation est estimée à 80% et celle de l'eau potable varie entre 90 % et 99 %.

Pour le cas du barrage Berriche, on est en possession d'une retenue à double destination : alimentation en eau potable + irrigation.

Les calculs se font donc en imposant au même temps la garantie propre à l'AEP et celle propre à l'irrigation, c'est-à-dire qu'aucune défaillance supérieure à 2 années sur 10 n'est permise dans le cas de l'irrigation et aucune défaillance supérieure à 1 an sur 10 n'est permise dans le cas de l'AEP si on adopte une garantie de 90%.

On distingue deux modes de régularisation :

- Régularisation saisonnières.
- Régularisation interannuelle.

Si l'offre est supérieure à la demande c'est-à-dire si l'apport annuel excède la consommation, la retenue se vide et une régularisation saisonnière suffit.

Si la consommation dépasse l'apport, il est obligatoire de chercher une forme de régularisation pouvant couvrir le déficit de plusieurs années et ce, par une régularisation interannuelle. Dans ce type de régularisation, on accumule l'eau durant les années humides et on la restitue pendant les années sèches. Le cycle de remplissage et de restitution peut durer plusieurs années. Ce type de régularisation nécessite des retenues importantes pour satisfaire le consommateur aussi bien annuellement que sur plusieurs années.

Dans notre cas, l'apport annuel est inférieur à la demande, donc une régularisation interannuelle s'impose.

La méthode retenue pour effectuer ce type de régularisation est celle du bilan hydrique.

Les données de base nécessaires à une telle régularisation sont :

- La courbe (capacité – hauteur) caractéristique de la retenue ;
- Les apports mensuels de l'oued Berriche ;
- Les besoins en eau des utilisateurs ;
- L'évaluation des pertes (infiltration, évaporation).

3.7.1 Courbe caractéristique de la retenue

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \quad (3.43)$$

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

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

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

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m^3).

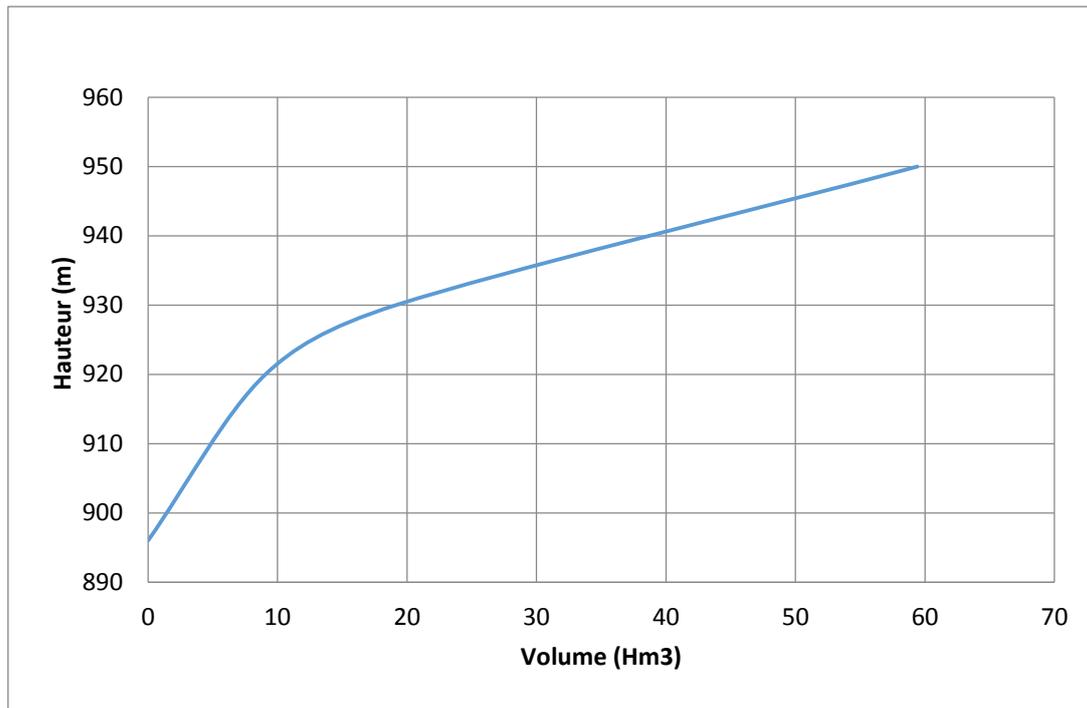


Figure 3.17 : Courbe capacité-hauteur caractéristique de la retenue.

3.7.2 Evaluation des besoins en eau

Tableau 3.35 : récapitulation des besoins en eau dans la région d'étude.

Commune à desservir	Besoins en Eau Potable			Besoins en irrigation		
	Horizon	Population	Besoin (Hm³/an)	Superficie (ha)	Volume (Hm³/an)	Périmètre
OuledAouf	2015	811	0,044	1795	8,97	Berriche, Chihat, Ain El Ouakouak, Tiremlli, Tamzerit,
* Berriche	2020	980	0,054			
*Chihat	2030	1384	0,076			
*Tamessaghit	2040	1953	0,107			

						Tamssaghit
Tilatou *Tilatou	2015	3594	0,1968	600	3	Périmètre a Tilatou
	2020	3968	0,3172			
	2030	4837	0,4148			
	2040	5896	0,4528			
Total	2040	7848	0,56	2395	11,97	

NB* :

- Dotation retenue AEP : 150l/hab/J ;
- Taux d'accroissement de l'ordre de 2 à 2,5% ;
- Dotation pour l'irrigation : 5000m³/Ha/an.

• Modulation de la demande

La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation et d'AEP sont données dans les tableaux ci-dessous :

Tableau 3.36: Répartition mensuelle de la demande en eau pour l'irrigation.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
%	7,98	4,90	4,90	4,00	4,00	4,00	10,12	10,12	10,12	11,96	15,94	11,96

Tableau 3.37 : Répartition mensuelle de la demande en eau potable.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
%	7,9	7,9	7,9	7,9	7,9	7,9	7,9	8,9	8,9	8,9	8,9	8,9

3.7.3 Evaluation des pertes

Les pertes au niveau d'une retenue sont dues à l'infiltration dépendant de l'étanchéité de la cuvette et à l'évaporation à partir du plan d'eau.

• Pertes par évaporation

Le volume évaporé pour chaque mois est obtenu en multipliant la lame évaporée donnée par le tableau suivant par la surface du plan d'eau correspond au volume moyen

Tableau 3.38: Répartition mensuelle de l'évaporation au site du barrage.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
Ev (mm)	172,7	132,1	78,4	61,1	60,9	68,4	94,2	138,6	183,8	225,8	277,2	256,9	1750

- **Pertes par infiltration**

Les pertes par infiltration sont très réduites étant donné l'étanchéité de la cuvette après l'étude géologique, on les considère comme nulles.

3.7.4 Calcul du volume utile

- **Méthode de Kritsky-Menkel**

Cette méthode nous permet de déterminer le volume utile du réservoir dans le cas d'une régularisation interannuelle à partir de la relation suivante :

$$V_u = A(\beta_s + \beta_{pa}) \quad (3.44)$$

A : apport moyen interannuel ;

β_s : Composante saisonnière du volume utile ;

β_{pa} : Composante pluri-annuelle du volume utile.

Calcul de la composante saisonnière

La composante saisonnière (β_s) est déterminée par la relation suivante :

$$\beta_s = \alpha (t - m) \quad (3.45)$$

α : Coefficient de régularisation ;

t : Durée de l'étiage en fraction de l'année ;

$$t = \frac{\text{nombre de mois secs}}{12} = \frac{6}{12} = 0,5$$

m : Volume de l'écoulement, pendant l'étiage en fraction de l'écoulement annuel total.

$$m = \frac{\text{Total des apports de la saison sèche}}{\text{Apport annuel}} = \frac{1,408}{5,2} = 0,27$$

Calcul de la composante pluri-annuelle

La composante interannuelle est déterminée en utilisant les monogrammes de Pléchkov-Svanidzé. Cette composante est fonction de P% ; α ; C_v ; C_s ; r.

P% : Probabilité de garantie ;

α : Coefficient de régularisation ;

C_v : Coefficient de variation ;

C_s : Coefficient d'asymétrie ;

r : Coefficient de corrélation entre les écoulements des années voisines.

Le coefficient est donné par le tableau de Radkovitch tableau si après :

Tableau 3.39 : Tableau de Radkovitch $r = f(M_0)$:

module spécifique M_0 (l/s.km ²)	>20	20 - 10	10 - 4	4 - 1	<1
r	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5

Les résultats de calcul de β_s et les valeurs de β_{pa} pour différents coefficients de régularisation ainsi que le volume utile correspondant sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 3.40: Volume utile de la retenue pour différents coefficient de régularisation.

Coefficient de régularisation	β_s	β_{pa}	V_u (Hm ³)
0,80	0,44	0,80	6,45
0,85	0,47	1,00	7,64
0,90	0,50	1,30	7,96
0,95	0,52	1,80	12,06

• Méthode du bilan

Cette méthode se base sur la simulation de fonctionnement de la retenue à partir de la série d'apport générée précédemment sur une période de 35 ans au site du barrage Berriche.

Le calcul est effectué en analysant chaque mois de la série des années considéré, en appliquant l'équation du bilan mensuelle qui se présente comme suit :

$$V_i = V_{i-1} + A_i - P_e - D_i \quad (3.46)$$

V_i : Volume d'eau pour le mois i ;

V_{i-1} : Volume d'eau pour le mois $i-1$;

A_i : Apport pendant le mois i ;

P_e : Pertes par évaporation ;

D_i : Demande du mois i .

Pour commencer le processus de calcul, on a supposé que la réserve initiale du premier mois est égale à la moitié du volume utile.

Pour le mois suivant, on prend le volume résiduel du premier mois comme réserve initial. Les autres étapes de calcul sont les mêmes que pour le second mois.

Plusieurs cas de simulation ont été traités pour différents coefficients de régularisation ($\alpha=0,8$; $0,85$; $0,9$; $0,95$), en faisant varier le volume régularisé jusqu'à l'obtention d'un déficit moyen admissible (10% pour l'AEP et 20% pour l'irrigation).

En annexe III.8, nous avons présenté les étapes de calcul effectuées par un programme sous Excel pour les deux premières années pour un coefficient de régularisation $\alpha=0,9$.

Tableau 3.41: Résultat de la méthode du bilan.

Coefficient de régularisation	0,8	0,85	0,9	0,95
Nombre d'années de simulation (ans)	35	35	35	35
Apport moyen annuel (Hm ³)	5,2	5,2	5,2	5,2
Volume utile (Hm ³)	6,45	7,64	7,96	12,06
Volume annuel régularisé « AEP »(Hm ³)	0,56	0,56	0,56	0,56
Volume annuel régularisé « irrigation »(Hm ³)	3,44	3,5	3,98	4,18
Volume annuel régularisé total (Hm ³)	4	4,06	4,54	4,74
Nombre d'années déficitaires « AEP » (ans)	4	4	4	4
Nombre d'années déficitaires « irrigation » (ans)	7	7	7	7

3.8 Laminage des Crues

3.8.1 Description du phénomène

Le laminage de la crue correspond au stockage partiel et temporaire dans la retenue d'un volume d'eau entrant. Dans les conditions les plus défavorables, ce volume d'eau se situera dans la tranche entre le niveau normal (NNR) et le niveau des plus hautes eaux (NPHE).

L'hydrogramme sortant de l'évacuateur après laminage sera aplati que l'hydrogramme entrant dans la retenue.

Cet effet de laminage permettra d'atténuer l'effet de la crue sur le barrage donc diminuer le débit max à évacuer par notre évacuateur.

3.8.2 III.8.2. Principe de calcul

Le calcul de laminage a pour but de dimensionner la largeur du déversoir, ainsi que le niveau forcé des eaux (NPHE), qui dépend de la capacité de l'évacuateur de crue.

L'étude de laminage repose sur l'équation différentielle suivante :

$$Q(t).dt = q(t) + S(t).dH \quad (3.47)$$

Avec :

$Q(t)$: Débit de crue entrant à l'instant (t) ;

$q(t)$: Débit déversé par l'évacuateur de crue (laminé) ;

$S(t)$: Surface de plan d'eau de la cuvette à l'instant (t).

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$(Q - q).dt = S.dH \quad (3.48)$$

$$d'où \quad Q - q = S. \frac{dH}{dt}$$

Et $\frac{dH}{dt}$, représente la vitesse de remplissage (ou de montée des eaux) dans la retenue.

Cette étude peut se faire par calcul sur ordinateur, ou par des méthodes purement dites hydrauliques, basées sur la formule de déversoir telles que ; la méthode de Blackmore, la méthode de Kotcherine, la méthode de Muskingum et de Hilden Blat.

Dans notre cas, nous allons effectuer le calcul de laminage en utilisant deux méthodes différentes : la méthode de Kotchrine et celle de Muskingum.

3.8.3 Méthode de Kotcherine

C'est une méthode grapho-analytique se basant sur les principes suivants :

- L'hydrogramme de crue et celui d'évacuation sont assimilés chacun à un triangle ;
- Les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire ;
- Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR ;
- Les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

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

$$Q = mb\sqrt{2gH}^{2/3} \quad (3.49)$$

m: coefficient de débit dépend la forme de déversoir ;

b: largeur du déversoir en (m) ;

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

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \quad (3.50)$$

H_0 : charge global ;

$\frac{\alpha V_0^2}{2g}$: Charge dynamique liée à la vitesse d'écoulement. On prend $\alpha = 1$;

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

$$V_0 = Q/S \quad \text{avec} \quad S = b H.$$

On fait le calcul des nouveaux débits en variant la largeur b de 20 à 80 m selon la formule :

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

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $Q_{\text{lam}} = f(h)$ déterminé par la formule :

$$Q_{\text{lam}} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_{\text{ch}}}{V_{\text{cr}}} \right) \quad (3.51)$$

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

V_{f} : volume forcé déduit par la courbe capacité- hauteur.

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

$$V_{\text{cr}} = \frac{1}{2} Q_{\%} T_b \quad (3.52)$$

T_b : temps global de la crue

Tous les calculs de cette méthode sont rassemblés en annexe 3.9.

Le graphique de Kotcherine résultant ainsi que la lame déversée et le débit correspondant tirés de celui-ci pour chaque largeur sont les suivants :

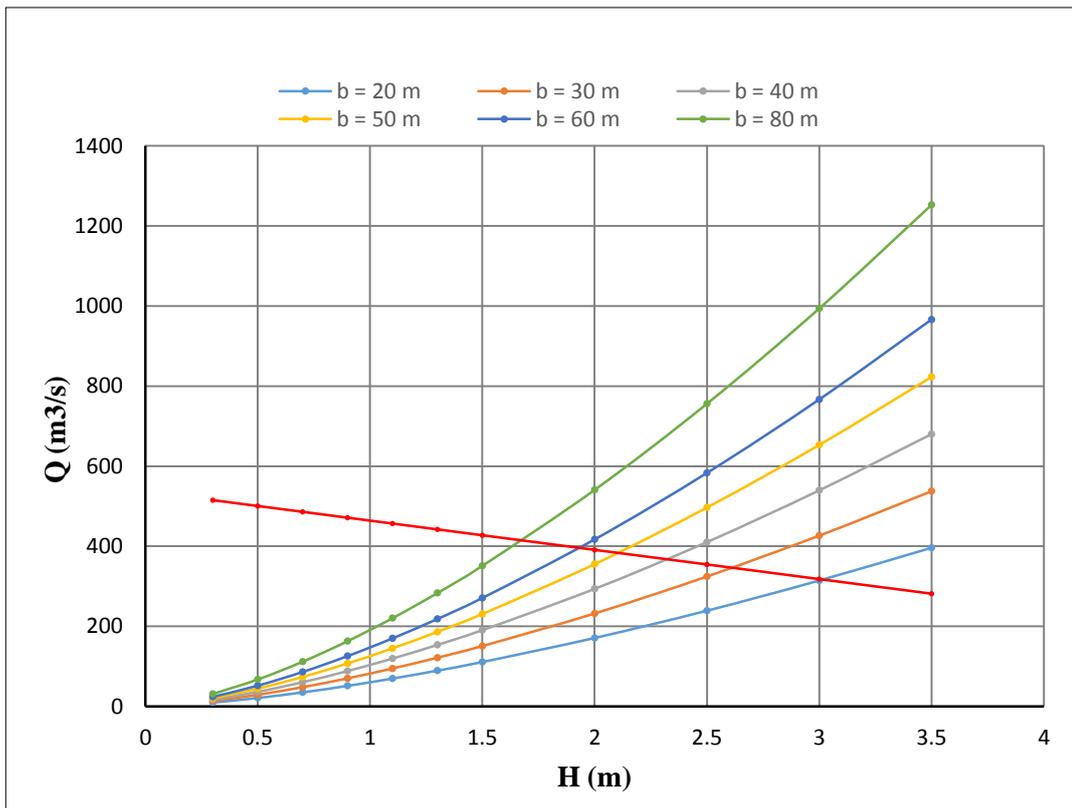


Figure 3.18: Graphique de la lame déversante selon méthode de Kotcherine.

Tableau 3.42: Lame déversée et débit correspondant obtenus par la méthode de Kotcherine pour différentes largeurs du déversoir

Largeur	Lame déversée (m)	Débit déversée (m ³ /s)
20	2,4	224
30	2,1	248
40	1,86	264
50	1,7	280
60	1,56	288
80	1,36	300

3.8.4 Méthode de MUSKINGUM

C'est une méthode très utilisée pour établir le laminage naturel dans la rivière, cette dernière a été adapté pour le laminage artificiel à travers un réservoir (un barrage dans notre cas). Cette méthode permet d'obtenir l'hydrogramme de sortie (O).

Principe de calcul

L'équation du bilan s'écrit ainsi :

$$2 * \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 * \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2 * O_2 \quad (3.53)$$

Cette équation permet de résoudre le problème car elle permet de calculer la quantité inconnue ($2 * \frac{S_2}{\Delta t} + O_2$) en fonction de celle qui figure dans le membre droit de l'équation. Rappelons que les indices 1 et 2 désignent le début et la fin de l'intervalle de temps Δt .

Le calcul se fait de manière récursive, sachant qu'à chaque itération I_1 et I_2 sont connus de l'hydrogramme d'entrée et les quantités $2 * \frac{S_1}{\Delta t} + O_1$ et O_2 sont aussi connues car elles représentent les conditions initiales avant le début de la crue.

Il nous reste de déterminer le débit de sortie O_2 à partir de la quantité $2 * \frac{S_2}{\Delta t} + O_2$, il revient à tracer la courbe caractéristique propre au barrage $O_2 = f(2 * \frac{S_2}{\Delta t} + O_2)$; cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée, elle dépend juste de la profondeur « h » dans le réservoir, on se donne arbitrairement un certain nombre de valeur de h pour couvrir adéquatement la variation du débit pendant la crue.

O_2 le débit de sortie sera calculé par la formule suivante :

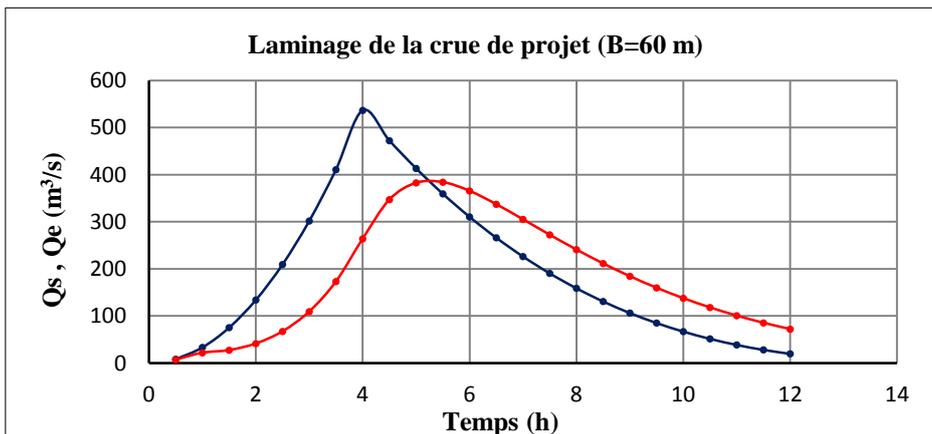
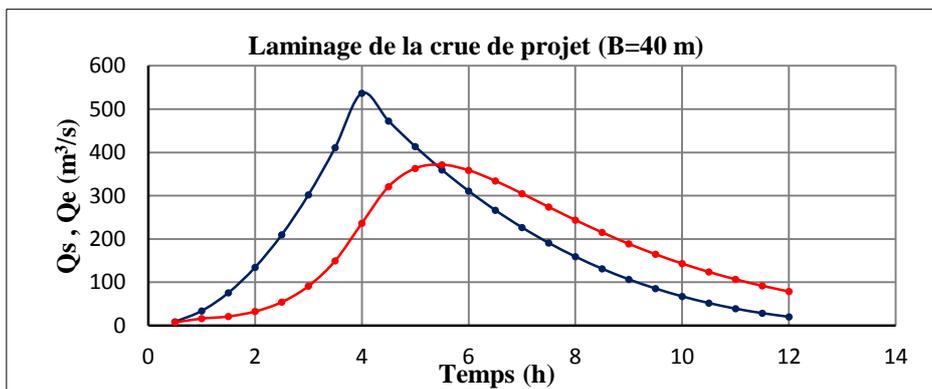
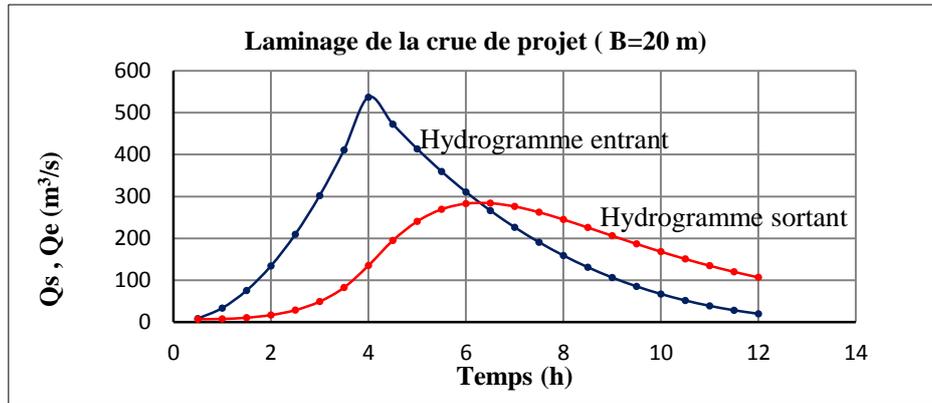
$$O_2 = m * b * \sqrt{2 * g * h^3} \quad (3.54)$$

b : la largeur du déversoir,

m : coefficient de débit = 0.49 dans notre cas,

g : accélération de la pesanteur

Et le volume S est tiré de la courbe hauteur- capacité de notre barrage déjà présentée. Tous ce travail sera fait pour les différentes largeurs de l'évacuateur de crue, les calculs sont donnés en annexe III.10 et les hydrogrammes d'entrée et de sortie pour chaque largeur sont représentées si dessous :



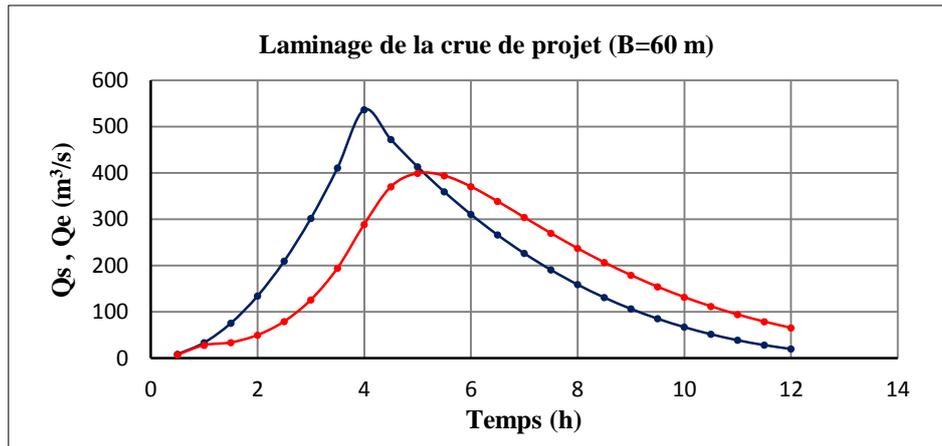


Figure 3.19: Courbes de laminage de crue par la méthode de Muskingum pour différentes largeurs de déversoir.

• Conclusion

Dans le cadre de cette étude hydrologique, on s'est intéressé à déterminer les plus importants facteurs hydrologiques dont on cite : le climat, le régime pluviométrique, les apports, les crues fréquentielles et le transport solide au niveau du bassin versant de l'oued Berriche.

L'absence de postes de mesures au niveau du bassin versant de Berriche nous a amené à chercher d'autres sources de données pour pouvoir estimer ces différents facteurs à savoir :

- Station climatologique de la wilaya de Batna ;
- Stations pluviométriques autour du bassin ;
- Station hydrométrique qui se trouve au bassin de Chemorah pris comme bassin versant analogue à notre bassin d'étude ;
- Données évapo-métriques du barrage de K'SOB ;
- Cartes pluviométrique et évapo-métrique du nord algérien établis par l'ANRH..

Il est à signaler que le réseau de mesure au voisinage du bassin versant de l'oued Berriche est très faible et le peu de stations qui existent, souffrent de lacunes sur de longues périodes dont on a même pu en utiliser.

Partant du fait que l'estimation des paramètres hydrologique et de leur variabilité est d'autant plus fiable que les mesures sont fréquentes et denses, on recommande l'enrichissement du réseau pluviométrique et hydrométrique dans

la région d'étude et l'implantation des stations de mesure à l'intérieure du bassin versant de l'oued Berriche pour une étude plus précise.

Les principaux éléments hydrologiques du bassin versant de l'oued Berriche au site du barrage de Berriche sont les suivants :

- Surface du bassin versant $S=172 \text{ km}^2$;
- Longueur de l'oued principale $L=26,5 \text{ Km}$;
- Altitude moyenne $H_{\text{moy}} = 1373,8 \text{ m}$;
- Temps de concentration $T_c = 4 \text{ h}$;
- Evaporation moyenne $E_v = 1750 \text{ mm}$;
- Précipitation moyenne $P = 400 \text{ mm}$;
- Pluie journalières maximales fréquentielles en mm :

$$P_j \text{ max (20 ans) } = 77,7$$

$$P_j \text{ max (50 ans) } = 94,2$$

$$P_j \text{ max (100 ans) } = 107,1$$

$$P_j \text{ max (1000 ans) } = 153,3$$

$$P_j \text{ max (10000 ans) } = 206,0$$

- Apport moyen annuel $A = 5,2 \text{ Hm}^3$
- Crues maximales fréquentielles en m^3/s :

$$Q \text{ max (20 ans) } = 173,8$$

$$Q \text{ max (50 ans) } = 239,1$$

$$Q \text{ max (100 ans) } = 295,8$$

$$Q \text{ max (1000 ans) } = 536,7$$

$$Q \text{ max (10000 ans) } = 876,4$$

- Volume mort $V_{\text{mort}} = 1,52 \text{ Hm}^3$
- Volume utile $V_{\text{utile}} = 7.96 \text{ Hm}^3$

Pour le laminage de crue, on remarque que les deux méthodes donnent relativement des résultats proches les uns des autres.

Pour la suite des études on va se baser sur les résultats de la méthode de Muskingum, car elle est basée principalement sur le principe de conservation de masse et fait intégrer la relation entre le stockage le débit d'entrée et le débit de sortie, de plus cette méthode est aussi la plus utilisée dans les études des barrages dans le domaine professionnel.

Les résultats de cette méthode sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.43: Résultats de la méthode de Muskingum

B (m)	Q _d (m ³ /s)	H _d (m)
20	284,08	3,48
40	371,33	2,62
60	384,21	2,04
80	399,33	1,73

Chapitre 4 :

Etude des variantes de la digue

Introduction

Après la recherche et la sélection du site d'implantation du barrage, On doit réfléchir aux différents types d'ouvrages envisageables, en fonction des conditions et contraintes locales relevées précédemment, En fait, si la gamme des barrages est assez large, il existe des critères simples permettront très vite de distinguer deux à trois variantes, Dans ce chapitre, nous allons présenter brièvement ces différents critères et exposer le choix définitif de la variante retenue pour la digue de notre barrage.

4.1 Généralités sur les types des barrages

Il existe deux principales catégories de barrages :

- Les barrages en remblai.
- Les barrages rigides.

A/ Barrages en remblai

Ils comprennent :

a) Les digues en terre

Les digues en terre se subdivisent en deux types principaux à savoir :

- **Les digues homogènes**, dont le massif est composé d'une seule catégorie de matériau,

ils sont les plus souvent réalisés en argile peu plastique dont les caractéristiques tant hydrauliques que mécaniques permettent en toute sécurité d'adapter des pentes des talus de 1/2 ou 1/2,5 en amont et en aval, moyennant le respect des spécifications de compactage .

- **Les digues zonées**, constituées d'un noyau étanche au centre et des recharges en matériaux plus grossiers dont le rôle essentiel est d'assurer la stabilité de l'ensemble du massif, On s'oriente souvent vers ce type de choix pour des ouvrages de grandes hauteurs ou lorsqu'on constate l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place et lorsque le volume de matériaux étanche est insuffisant pour constituer tout le corps du barrage.

Le massif est donc divisé en plusieurs zones chacune étant constituée d'un matériau différent, en fonction du rôle qu'elle joue.

b) Les digues en enrochements

Pour les barrages en enrochements, l'étanchéité est obtenue soit par un noyau central soit par un masque amont (géo-membrane ou voile bitumineux par exemple), C'est un ouvrage poids car la résistance à la poussée de l'eau est assurée par le poids du massif.

c) Les barrages en gabions

Les barrages en gabions sont des barrages homogènes à zones (une partie pouvant être en enrochement) munis à l'aval d'une partie déversante en gabion.

B/ Les barrages rigides

a) Les barrages poids en béton

Dans ce type d'ouvrages, le poids assure la stabilité vis-à-vis de la poussée hydrostatique et des sous pressions, ils sont réalisés soit en béton conventionnel vibré(BCV), soit en béton compacté a rouleau (BCR).

b) Les barrages à contreforts

Ils sont constitués d'un voile d'étanchéité en béton armé souvent incliné vers l'aval, qui s'appuie sur des contreforts de forme triangulaire qui assurent la stabilité de l'ouvrage, ce sont des ouvrages qui nécessitent de faibles volumes de béton, par contre les coffrages doivent être réalisés avec soin, comme pour les barrages poids la fondation doit être de bonne qualité et traitée au besoin.

c) Les barrages voûtes

Les barrages voûtes sont à réserver à des vallées rocheuses étroites, avec des fondations présentant de bonnes qualités mécaniques, moyennant quoi ils peuvent alors constituer des solutions économiques par rapport à des barrages poids par exemple, ils sont cependant très rarement utilisés pour les ouvrages de petites hauteurs de retenu.

4.2 Critères de choix d'un type de barrage

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

- La topographie et les apports du bassin versant ;
- La morphologie de la vallée ;
- Les conditions géologiques et géotechniques ;
- La disponibilité en matériaux ;
- Critères hydrauliques et régime des crues,

Dans plusieurs cas, après considération de ces aspects, plusieurs types de barrages resteront possibles, Des considérations socioéconomiques permettront alors de départager les solutions.

a) Topographie et apport du bassin versant

La topographie d'un site influe fortement sur le choix de l'ouvrage futur.

Elle consiste, en premier lieu, à vérifier si le bassin versant autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports et à calculer avec quel risque de défaillance.

En second lieu, elle consiste à vérifier la possibilité d'implantation du barrage et de ses ouvrages annexes.

b) Morphologie de la vallée

Tout barrage est nécessairement lié à son environnement ; la morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site du barrage et du type d'ouvrage le mieux adapté.

Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit, précédé à l'amont par un élargissement de la vallée, à condition que les appuis du barrage soient sains.

En effet, une vallée large conviendra mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai ; un site étroit conviendra aussi à un barrage poids et un site très étroit conviendra aussi à une voûte, Tout cela sous réserve que les fondations le permettent.

c) Géologie et conditions de fondation

La nature, la résistance, l'épaisseur, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées au droit du site constituent un ensemble de facteurs déterminants dans la sélection du type de barrage.

d) La disponibilité en matériaux (zones d'emprunt)

Le choix d'un type de barrage est subordonné à la disponibilité des matériaux de construction en qualité et quantité suffisante.

La distance d'approvisionnement doit être aussi réduite que possible pour minimiser les coûts de transport et optimiser le délai de réalisation en parant à tout retard qu'entraînerait un problème d'approvisionnement dans le cas d'un site éloigné.

D'une manière générale, si l'on dispose des sols limoneux ou argileux de quantité et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), la solution du barrage en terre homogène ou pseudo zoné s'impose comme la plus économique, du moins tant que les débits de crues à évacuer restent modestes.

Si l'on dispose de matériaux imperméables en quantité limitée, et par ailleurs de matériaux grossiers ou d'enrochements, il est envisageable de construire un barrage en terre zoné ou en enrochements avec noyau argileux.

Si l'on ne dispose que de matériaux grossiers ceux-ci peuvent être exploités pour édifier un remblai homogène, l'étanchéité étant assurée par une paroi ou coulis ou par une étanchéité amont artificielle.

Si l'on ne dispose que de l'enrochement, un barrage en enrochements compactés avec étanchéité amont rapportée (géo-membrane, masque en béton hydraulique ou béton bitumineux) conviendra.

La solution béton, en particulier la solution BCR peut également s'avérer compétitive, sous réserve de fondation suffisamment bonne nécessitant pas de fouilles trop importantes.

e) Critères hydrauliques

Des considérations d'ordre hydraulique peuvent également entrer en ligne de compte, les ouvrages en béton ou en maçonnerie offrent par exemple de meilleures garanties de sécurité vis-à-vis des incertitudes de l'hydrologie, les surverses ne leur causent en effet que des dégâts mineurs, au contraire un barrage en terre classique ne supporte rarement un débordement par-dessus de la crête, Par contre, pour évacuer des débits importants, on peut être amené (s'il n'y a pas d'aménagements en aval) de choisir des barrages en terre rendus totalement déversant par la pose d'un parement aval en gradins de gabions, en matelas Reno ou en perré mastic bitumineux par exemple, la crête étant également revêtue. On s'oriente aussi de préférence vers des ouvrages rigides lorsque le projet comporte des ouvrages hydrauliques importants à insérer dans le barrage : vannes segments, vidanges et prises de gros diamètres, conduites forcées, etc...

f) Critères socio-économiques

Le choix de certains types d'ouvrages est quasiment conditionné par des considérations socio-économiques qui peuvent être regroupées en trois (03) critères à savoir :

- La disponibilité de la main d'œuvre.
- Les objectifs généraux du projet.
- Les sujétions d'entretien.

4.3 Choix de variante pour le barrage de Berriche

Sur la base du rapport hydrologique, la topographie du terrain, la géologie de la fondation au niveau de l'axe du barrage et les matériaux de construction, deux variantes principales sont envisageables pour le barrage de Berriche :

- Variante 1 : Barrage en enrochement ;
- Variante 2 : Barrage poids en béton,

Normalement le choix définitif entre ces deux variantes devrait se faire à la base d'une étude technico-économique détaillée pour pouvoir définir la digue et les ouvrages annexes optimales.

On procède par une comparaison entre les deux variantes selon les critères de choix mentionnés précédemment car l'étude de la variante 1 n'est pas retenue en raison de l'absence des matériaux argileux en zone d'emprunt dans un périmètre proche du site du barrage. Un critère qui peut rendre le projet de réalisation onéreux.

D'après l'étude géologique et géotechnique, la fondation à l'axe du barrage est composée d'une assise en calcaire avec des alternances en marne, possédant de bonnes conditions de stabilité, de portance et d'étanchéité. Elle se prête ainsi à l'édification de tous types de barrages, en particulier, le barrage poids en béton et le barrage en enrochement.

Le site du barrage possède aussi de bonnes conditions topographiques et morphologiques, en effet, les gorges au niveau du site sont très rétrécies et les deux rives sont bien encaissées et présentent des pentes abruptes qui conviennent parfaitement à un barrage en béton.

Quant aux matériaux de construction, on dispose au niveau du site des enrochements en quantité et en qualité suffisantes contrairement aux matériaux argileux et aux alluvions.

Si on adopte la solution d'un barrage en enrochement, l'étanchéité sera garantie soit par un noyau argileux, par contre, en adoptant la solution d'un barrage poids en béton, les agrégats nécessaires pour la confection du béton peuvent être

facilement obtenus par un simple concassage des roches qui se trouvent au niveau du site, le ciment ne pose aucun problème du moment que la cimenterie de Ain-Tout a se trouvant à proximité du site.

De point de vue sécurité, Le barrage en béton offre de meilleures garanties de sécurité vis-à-vis les incertitudes de l'hydrologie vu que la submersion de celui-ci par une crue imprévisible ne lui cause que des dégâts mineurs contrairement au barrage en enrochement qui ne supporte pas la submersion.

La comparaison des solutions possibles ne doit pas se limiter au corps du barrage, celui-ci est accompagné de nombreux ouvrages annexes qui sont beaucoup plus coûteux dans le cas des barrages en matériaux locaux que dans le cas des barrages en béton : évacuateur de crues, prise d'eau, ouvrage de dérivation des eaux pendant la construction.

Le barrage béton offre la possibilité d'incorporer la totalité des ouvrages annexes dans le corps de la digue, cela permet de minimiser le cout de l'aménagement.

Tandis que le barrage en enrochement nécessite des travaux d'excavations et de terrassement trop importants pour l'implantation des ouvrages annexes sans oublier le problème de la dureté de la roche, une solution qui n'est pas économique.

- **Variante 1 : Barrage en enrochement**

Ce type de barrage en remblai est une solution largement répandue, Le barrage consiste en deux corps d'appui amont et aval qui garantissent la stabilité du noyau central situé entre les deux, lequel constitué de matériaux étanche.

Les corps d'appuis sont généralement constitués d'enrochement, en raison de sa perméabilité, la recharge amont supporte bien les fluctuations du niveau de plans d'eau, la protection du parement amont est nécessaire contre l'action érosive des vagues et des pluies. Une protection du parement aval s'impose aussi contre les intempéries.

Hauteur de barrage

$$H_b = NPHE - C_f + R + t + a \quad (4.1)$$

Où :

NPHE : niveau de plus haute eaux ;

C_f : Côte du fond ;

R : Revanche en (m)

a : Hauteur libres de sécurité (réserve constructive) ; entre 0,40 et 0,60 m

Avec, $C_f = 896 \text{ m}$; $R = 1,5$; $t = 1,5\%$; $a = 0,5$

$$H_b = 39,86 \text{ m},$$

Longueur en crête

$$L_{\text{crête}} = 181 \text{ m}$$

Largeur en crête

On opte pour une largeur de crête égale à :

$$b_{\text{cr}} = 8 \text{ m},$$

Pente des talus

Dans le but d'effectuer une conception préliminaire de la digue, on peut utiliser les valeurs d'orientation qui sont données dans le tableau suivant ; doivent être vérifiées avec un calcul de stabilité postérieur.

Tableau 4.1 : Valeurs indicatives des pentes des talus

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruits des talus amont	Fruits des talus avals
$H < 5$	-Homogène	2,5	2
	-Zoné	2	2
$5 < H < 10$	-Homogène granulométrie étendue	2	2
	-Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	-Zoné	2	2,5
$10 < H < 20$	-Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	-Homogène à fort % d'argile	3	2,5
	-Zoné	3	3
$H \geq 20$	-Homogène granulométrie étendue	3	2,5
	-Zoné	3	3

On a opté pour les pentes des talus suivantes 1,5 et 1,8 pour les parements amont et aval

La risberme

Talus aval

Au talus aval elle sert à évacuer les eaux de ruissellement, se trouve à une cote de 901 m NGA avec une largeur de 3 m.

Classification de l'ouvrage

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation, en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage, et

Tableau 4.2 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.
pour connaître la classe de notre barrage nous avons le tableau suivant :

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs du barrage (m)			
Sols rocheux	>100	70÷100	25÷70	<25
Sablonneux, pierreux, argileux non plastique	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

D'après le tableau notre barrage appartient à la **classe III**,

Le noyau central d'argile

Le barrage avec noyau est construit quand il n'existe pas de sol argileux peu perméable. La largeur de la partie supérieure du noyau d'un barrage est déterminée en tenant compte les conditions de construction de l'ouvrage et varie entre 3 et 4 m,

Largeur moyenne du noyau

Le gradient hydraulique pour le noyau est déterminé comme suite :

$$I = \frac{\Delta H}{b_{\text{moy}}} \leq I_{\text{adm}} \quad (4.2)$$

Où :

I_{adm} : gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériaux ;

b_{moy} : largeur moyenne du noyau ;

ΔH : la différence de charge d'eau,

Le tableau suivant permet de choisir les valeurs de gradient hydraulique admissible.

Tableau 4.3 : Gradient admissible en fonction de la Classe de l'ouvrage et de type de fondation

Type de sol	Classe de l'ouvrage,			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,50	1,60	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

Dans notre cas $I_{adm} = 1,8$,

$$b_{moy} = 8,07 \text{ m,}$$

La hauteur du noyau

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suit :

$$H_n = H_b - 1 \quad (4.3)$$

Où :

H_b : Hauteur du barrage.

H_n : Hauteur du noyau.

$$H_n = 38,86 \text{ m,}$$

Largeur en base du noyau

$$L_b = 2 * b_{moy} - L_{c,n} \quad (4.4)$$

Où :

L_b : La largeur de la base.

b_{moy} : Largeur moyenne du noyau.

$L_{c,n}$: La largeur en crête du noyau.

$$L_b = 13,14 \text{ m,}$$

Détermination des fruits des talus

$$L_b = 2 * m * H_n + L_{c,n} \quad (4.5)$$

Où :

L_b La largeur de la base;

m : Fruit de talus ;

H_n : Hauteur du noyau ;

$L_{c,n}$: La largeur en crête du noyau,

$$m = 0,13$$

Protection des talus

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

Le talus aval

Il sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement, en ayant soins de recouvrir le parement d'une couche d'enrochement d'épaisseur de 70 cm pour plus de sécurité.

Le talus amont

Le talus amont est protégé par un rip-rap d'enrochement, La couche de rip-rap doit être conçue afin que :

- Les blocs d'enrochement ne soit pas déplacés sous l'effet des forces hydrodynamique des vagues ;
- Les matériaux du filtre situé sous le rip-rap ne soient pas entraînés à travers les vides de celui-ci ;
- Le filtre assure bonne protection des matériaux du remblai sous-jacent contre l'érosion,

Le rip-rap doit faire face aux forces des vagues produites par le vent, et celles de trainée si elles sont importantes dans le projet.

L'épaisseur de la couche de protection en rip-rap

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

Tableau 4.4: Epaisseur de l'enrochement et diamètre médian D_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague

Hauteur des vagues $h(m)$	Epaisseur $e (m)$	D_{50} des blocs (m)
0-0,30	0,30	0,20
0,30-0,6	0,40	0,25
0,6-1,2	0,45	0,30
0,2-1,8	0,55	0,40
1,8-2,4	0,70	0,45
2,4-3,0	0,80	0,55

Pour notre cas, $0,2 < H < 1,8$ m ; $e = 0,55$ m ; $D_{50} = 0,40$ m.

Pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,8 m.

• Section type du barrage

Les caractéristiques géométriques de la section type sont les suivantes

- Cote de la crête 935,86 m NGA
- Cote du fond 896 m NGA
- Longueur en crête 181m
- Largeur en crête 8 m
- Largeur de la base 139.54m

Le parement amont

Le fruit du talus : 1,5

Le parement aval

Le fruit du talus : 1,8

- berme de 3 m en largeur avec une hauteur de 5m

Le noyau

- Le fruit de talus du noyau amont et aval 0,13
- Largeur à la crête 3,m
- Largeur en fondation 13.14 m

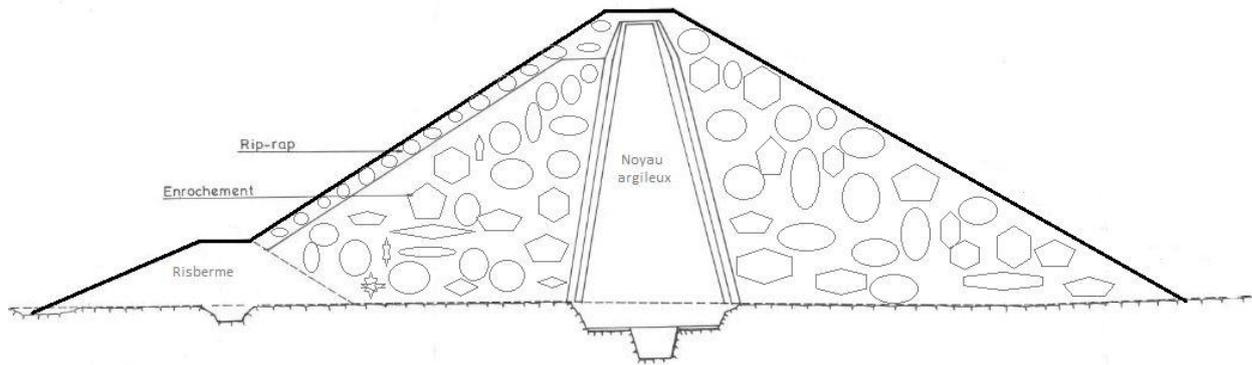


Figure 4.1 : Coupe type de la variante 1 -barrage en enrochement avec un noyau central

Le coût approximatif de la digue

Pour calculer le coût de la digue il faut d'abord calculer le volume en utilisant la formule suivante :

$$V_D = \sum V_i \quad \text{Avec :} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} L_i \quad (4.6)$$

V_i : le volume du barrage à la cote i ,

L_i : Distance entre deux coupes voisines ;

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i ; $S_i = \frac{b+B_i}{2} H_i$

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

m_1, m_2 : Les fruits des talus amont et aval ;

b : Largeur en crête (m),

H_i : Hauteur de la tranche au point i ,

Tableau 4.5: Calcul du volume total de la digue enrochement.

Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Si (m ²)	Si+1 (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0	8	0	963,35	30	28900,45
2	21,86	80,14	963,35	2283,99	30	97420,22
3	34,86	123,04	2283,99	2940,43	30	156732,74
4	39,86	139,54	2940,43	2667,96	30	168251,66
5	37,86	132,94	2667,96	809,67	30	104328,86
6	19,86	73,54	809,67	0	31	25099,84
7	0	8	0	0	0	0
Total						579114,43

Tableau 4.6 : Calcul du volume du noyau en argile.

Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Si (m ²)	Si+1 (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0,00	3,00	0,00	171,30	28,50	4882,00
2	20,86	8,42	171,30	335,27	30,00	15197,19
3	33,86	11,80	335,27	410,04	30,00	22359,54
4	38,86	13,10	410,04	379,36	30,00	23681,96
5	36,86	12,58	379,36	149,97	30,00	15879,80
6	18,86	7,90	149,97	0,00	29,50	4424,14
7	0,00	3,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Total						86424,63

Tableau 4.7 : Calcul du coût de la variante 1.

Désignation	Volume	Prix unitaire DA	Montant DA
-Remblai (Pose et transport)	492689,80	4000	1970759193,18
-Enrochement			
Noyau argileux	86424,63	2000 et majoration 5000	432123159
Total			2402882351,70 2,4 milliards DA

- **Variante 2 : Barrage en Beton poids (BCR)**

Le BCR est une innovation technique majeure dans la technologie des barrages a mené au regain d'intérêt pour les profils poids.

L'innovation consiste à mettre en place le béton et à le compacter, non plus par les moyens traditionnels, mais en utilisant les techniques de terrassement, transport par camion, réglage au bouteur, compactage au rouleau vibrant lourd.

L'un des avantages importants du BCR est la rapidité d'exécution : le massif d'un petit barrage peut être construit en quelques semaines, permettant de réduire les coûts d'immobilisation, de maîtrise d'œuvre et souvent de dérivation des eaux, le barrage étant construit en étiage avec des ouvrages de dérivation réduits au minimum.

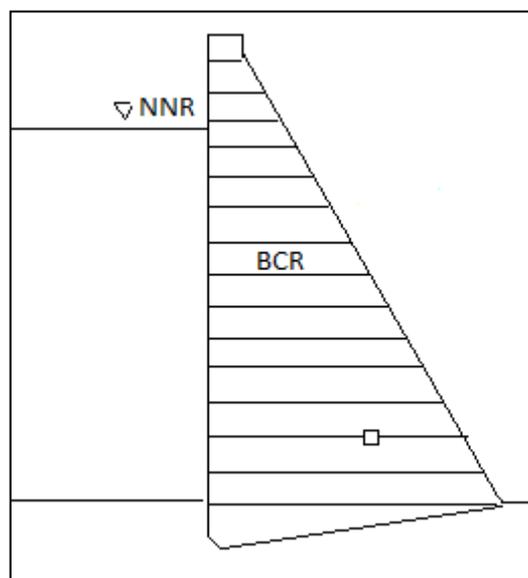


Figure 4.2 : Coupe type de la variante 2 -barrage en BCR.

Hauteur du barrage

La hauteur totale du barrage est calculée comme suite :

$$H_B = H_{NNE} + h_d + R + h_s \quad (4.7)$$

$$H_B = 39,3 \text{ m}$$

Largeur en crête

On admet pour toutes les largeurs une moyenne des trois formules qui est égale pratiquement à 8m. (Le calcul détaillé est présent dans le chapitre qui suit)

$$L_{cr} = 8 \text{ m}$$

Pente des talus

Pour un barrage poids en béton les pentes des deux parements amont et aval sont connues ;

Celle du parement aval « m » est comprise entre 0,7 et 0,8 sinon pour le parement amont on prend « n » égale à 0.

Pour vérifier ces valeurs on doit procéder par une étude de stabilité.

- **Largeur de la base**

le calcul avec les données déjà établies selon la relation suivante :

$$L_b = L_{cr} + Hb(m + n)$$

$$L_b = 35.5 \text{ m}$$

Tableau 4.8 : Calcul du volume total de la digue en BCR

Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Si (m ²)	Si+1 (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	5,2	11,9	0,0	51,7	10,5	271,6
2	15,4	19,6	51,7	212,1	10,5	1385,3
3	24,8	26,6	212,1	429,0	20	6411,8
4	32,4	32,3	429,0	652,9	20	10819,0
5	34,6	34,2	652,9	730,1	7	5339,5
6	5,0	12,0	730,1	50,0	20	17161,3
7	0,0	0,0	50,0	0,0	9	225,0
Total						41613,6

Tableau 4.9 : Calcul du coût de la variante 2

Désignation	Le volume	Prix unitaire (Pose et transport) DA	Montant DA
Total : Béton compacté a rouleau	41613,6	10 000	416136000 417 millions de DA

Conclusion

En conclusion, la solution barrage poids en béton compacté à rouleau s'impose comme la plus avantageuse du point de vue technique et économique pour les raisons suivantes :

- La possibilité de regrouper dans le barrage tous les ouvrages annexes, contrairement au barrage en enrochement dont on doit toujours faire appel à un noyau argileux dont l'on ne trouve pas une zone d'emprunt à proximité donc c'est plus coûteux.
- En particulier, pour l'évacuateur de crue, l'économie d'un ouvrage séparé d'une grande ampleur comportant un grand volume d'excavation.
- Une certaine indépendance par rapport aux saisons et aux aléas hydrologiques; une submersion éventuelle du chantier par une crue imprévue aurait des conséquences limitées.
- Un délai de réalisation court.
- Une extension limitée du chantier car les granulats pour béton seront extraits à proximité du site en broyant les roches.
- L'étanchéité assurée par ce dernier et ne nécessite pas une excavation en profondeur importante.

Dans notre cas, la variante barrage en BCR représente la solution technico-économique pour notre étude.

Chapitre 5 :

Etude de la variante détaillée

Introduction

Cette partie consiste à définir les différentes dimensions du corps de la digue à savoir : la hauteur, la longueur en crête, la largeur de base et de la crête et d'établir une étude de stabilité de la variante choisit en l'occurrence un barrage en béton par technique du BCR a profil vertical du parement amont,

5.1 Dimensionnement de la digue

5.1.1 Hauteur du barrage

La hauteur totale du barrage sera égale à la hauteur normale de la retenue majorée de la charge maximale au-dessus du seuil du déversoir, de la revanche et de la hauteur de sécurité,

$$H_B = H_{NNR} + h_d + R + h_s \quad (5.1)$$

- **Niveau Normal de la retenue (NNR)**

La hauteur normale de la retenue est calculée compte tenu de la capacité utile du barrage et de la tranche morte, Cette hauteur est tirée de la courbe caractéristique de la retenue,

Cote NNR = 931,23 m

- **Niveau des plus hautes eaux (NPHE)**

On appelle Niveau des plus hautes eaux NPHE, le niveau normale de la retenue NNR majoré de la charge maximale au-dessus du déversoir définie lors de l'étude hydrologique du bassin et qui tiennent en compte de l'effet de laminage,

$$H_{NPHE} = H_{NNR} + h_d \quad (5.2)$$

- **La Revanche**

La revanche est une tranche comprise entre la côte des plus hautes eaux et la crête du barrage, afin de tenir compte de l'action des vagues qui peuvent se produire sur le plan d'eau, Il existe plusieurs formules empiriques qui permettent d'évaluer la hauteur des vagues en fonction de la longueur du plan d'eau selon la

direction maximale du vent « Fetch » et de la vitesse du vent, on site les plus utilisées :

1) Formule de Davis

$$R = 0,75H + V^2/2g \quad (5.3)$$

Selon Stevenson :

$$H = 0,76 + 0,34\sqrt{F} - 0,26^4\sqrt{F} ; \quad (F < 18 \text{ km}) \quad (5.4)$$

Vitesse des vagues selon Gaillard

$$V = 1,5 + 2Hv \quad (5.5)$$

Avec ,

R : La revanche en m ;

F : La plus grande distance au niveau de la surface d'eau du lac suivant la direction maximale du vent e km, "Fetch" ;

H : hauteur de la vague (m) ;

V : vitesse de propagation de la vague (m / s),

2) Formule de MALLET et PACQUANT

$$R = H + V^2/2g \quad (5.6)$$

$$H = 0,5 + 0,33\sqrt{F} \quad (5.7)$$

Les résultats de calcul de la revanche par les trois formules pour un fetch F=2 Km sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 5.1 : Valeurs de la revanche selon les différentes formules

Formule	STEVENSON GAILLARD	MALLET PACQUANT	et
R en m	1,3	1,6	

On fixe

$$R = 2 \text{ m}$$

Pour des raisons de sécurité et pour prendre en considération l'incertitude dans la détermination de la direction exacte du vent maximale, on préfère prendre comme revanche 1,5 m pour la suite du calcul,

5.1.2 Largeur en crête

La largeur en crête doit être suffisante pour assurer la bonne circulation non seulement des engins pour la finition de l'ouvrage et ultérieurement pour son entretien mais aussi pour la circulation des véhicules, parce que le barrage est souvent un chemin routier qui relie entre les villages,

Elle peut être calculé par différentes formules on site les plus utilisées :

1) Formule de KNAPPEN,

$$b_{cr} = 1,65\sqrt{Hb} \quad (5.8)$$

2) Formule de,PREECE

$$b_{cr} = 1,1\sqrt{Hb} + 1 \quad (5.9)$$

3) Formule Anonyme

$$b_{cr} = 3,6\sqrt[3]{Hb} - 3 \quad (5.10)$$

Où :

b_{cr} : largeur en crête du barrage,

H_b : hauteur du barrage,

Les résultats se résument comme suit:

Tableau 5.2 : Résultats de calcul de la largeur en crête par les différentes formules.

Les largeurs déversantes B	Les largeurs en crêtes			
	Formule de Knappen	Formule de Preec	Formule Anonyme	Moyenne
20	10,53	4,57	9,38	8,16
40	10,42	4,55	9,30	8,09
60	10,34	4,54	9,24	8,04
80	10,30	4,53	9,20	8,01

On remarque que la largeur du déversoir n'influe pratiquement pas sur la valeur de la largeur en crête, les valeurs sont presque constantes pour chaque formules en variant la largeur du déversoir.

Pour cela on admet pour toutes les largeurs une moyenne des trois formules qui est égale pratiquement à 8m.

Cette largeur admise, prend suffisamment en charge la largeur recommandée pour assurer la bonne circulation sur le barrage.

5.1.3 Pente des talus

Pour un barrage poids en béton les pentes des deux parements amont et aval sont connues ;

Celle du parement aval « m » est comprise entre 0,7 et 0,8 sinon pour le parement amont on prend « n » égale à 0

Pour vérifier ces valeurs on doit procéder par une étude de stabilité par la suite,

- **Largeur de la base**

On le calcul avec les données déjà établies selon la relation suivante :

$$L_b = L_{cr} + H_b * m \tag{5.11}$$

- **Longueur en crête**

Elle est directement lue sur le profil longitudinal du barrage après avoir positionné la hauteur finale de la crête.

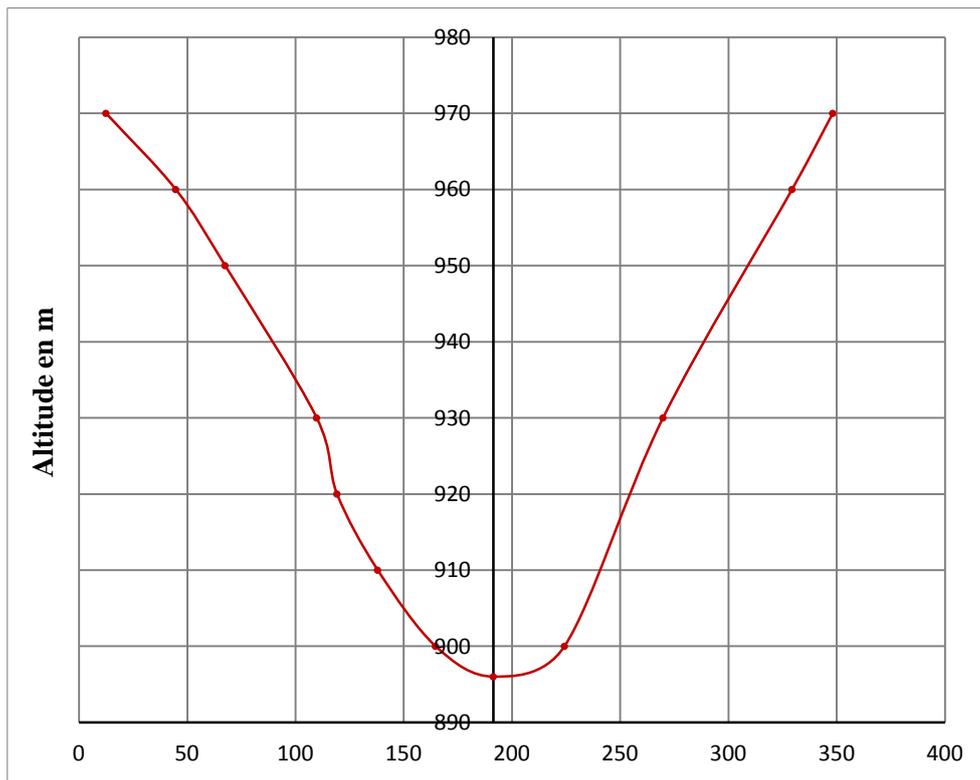


Figure 5.1 : Profil longitudinal suivant l'axe du barrage

Bd (m)	20	40	60	80
--------	----	----	----	----

Tableau 5.3 : Récapitulatif des dimensions de la digue pour différentes largeurs de déversoir

NNR(m)	85,23	35,23	85,23	35,23
hd (m)	3,48	2,62	2,04	1,73
NPHE (m)	38,71	37,85	37,27	36,96
R (m)	2	2	2	2
H _B (m)	40,7	39,9	39,3	39,0
Lcr (m)	8	8	8	8
Lb (m)	38,525	37,925	35,5	37,25
Côtes de la crête (m,NGA)	936,7	935,9	935,3	935,0
Longueur en crête (m)	186	182	180	178

5.2 Dimensionnement de l'évacuateur de crue

Le déversoir

Le déversoir frontal est la composante de l'ouvrage qui va réguler les débits déversés à travers l'évacuateur, c'est pourquoi sa conception correcte garantit son bon fonctionnement.

Le profil choisi pour le seuil du déversoir est un profil de type WES. ces profils sont composés d'un ou deux arcs de cercle en amont du sommet et d'une parabole d'équation:

$$\frac{Y}{H_0} = K \left(\frac{X}{H_0} \right)^n \quad (5.12)$$

Avec : H₀ : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

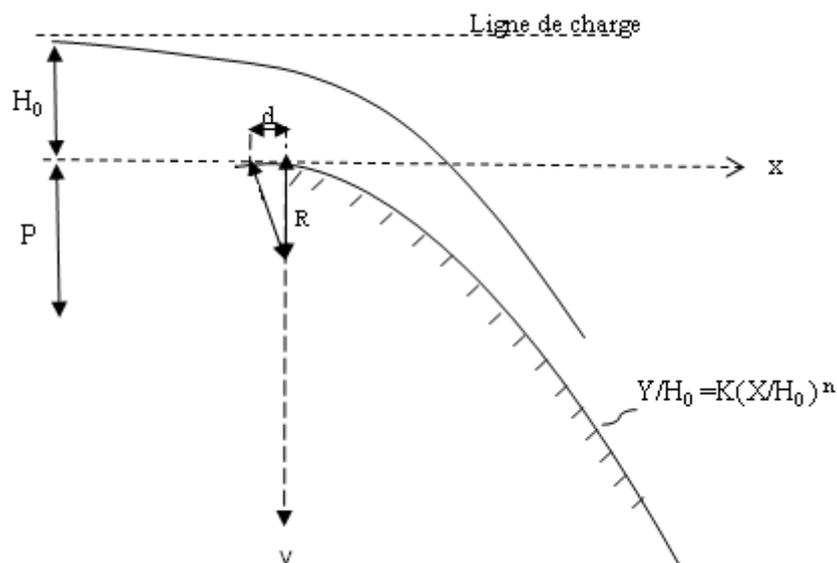


Figure 5.2 : Profil d'un déversoir WES.

Les hauteurs du parment amont (P) et du parement aval (P*) du déversoir se calculent par les formules suivante :

$$P = 0.5 H_0 \quad (5.13)$$

$$P^* = \left(Y_1 + \frac{Q_d^2}{18.46 B_d^2 Y_1^2} \right) - H_0 \quad (5.14)$$

$$Y_1 = \sqrt[3]{\frac{Q_d^2}{88.29 B_d^2}} \quad (5.15)$$

Où : Y_1 = Profondeur de l'eau au pied du déversoir (m).

Q_d = Débit déversé (m^3/s).

B_d = Longueur de la lame déversante (m).

Sachant que : $R=0.48 H_0$; $d=0.115 H_0$

Les calculs de ces différents paramètres ainsi que le profil aval du déversoir pour les différentes largeurs du déversoir sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau 5.4 : Résultats de calcul de profil aval du déversoir pour les quatre largeurs.

Bd= 20 m		Bd= 40 m		Bd= 60 m		Bd= 80 m	
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
0	0	0	0	0	0	0	0
0.5	0.05	0.3	0.03	0.2	0.02	0.2	0.02
1	0.19	0.6	0.09	0.3	0.03	0.4	0.06
1.5	0.39	0.9	0.20	0.6	0.11	0.6	0.13
2	0.66	1.2	0.33	0.9	0.24	0.8	0.22
2.5	0.99	1.5	0.49	1.2	0.40	1	0.33
3	1.37	1.8	0.69	1.5	0.60	1.2	0.46
3.5	1.81	2.1	0.91	1.8	0.84	1.4	0.61
4	2.31	2.4	1.15	2.1	1.11	1.6	0.77
4.5	2.86	2.7	1.43	2.4	1.41	1.8	0.96
5	3.46	3	1.73	2.5	1.52	2	1.16
5.5	4.11	3.3	2.05	2.8	1.87	2.2	1.38
6	4.81	3.6	2.40	3.1	2.24	2.4	1.61
6.5	5.56	4	2.91	3.4	2.65	2.5	1.74
6.6	5.72	4.6	3.74	3.7	3.09	2.6	1.87

Les résultats de ce tableau sont obtenus en appliquant la formule du profil de WES, on prend les valeurs de X pour obtenir les valeurs de Y jusqu'à ce que la valeur de Y obtenue soit égale ou supérieure à la hauteur du parement aval P* calculée.

Tableau 5.5 : Résumé des différents paramètres de chaque variante de déversoir.

Bd	20	40	60	80
Qd	284.08	371.33	384.21	399.33
H0	3.48	2.62	2.04	1.73
P	1.74	1.31	1.02	0.87
R	1.67	1.26	0.98	0.83
d	0.40	0.30	0.23	0.20
Y1	1.32	0.99	0.77	0.66
P*	5.62	3.74	2.48	1.79

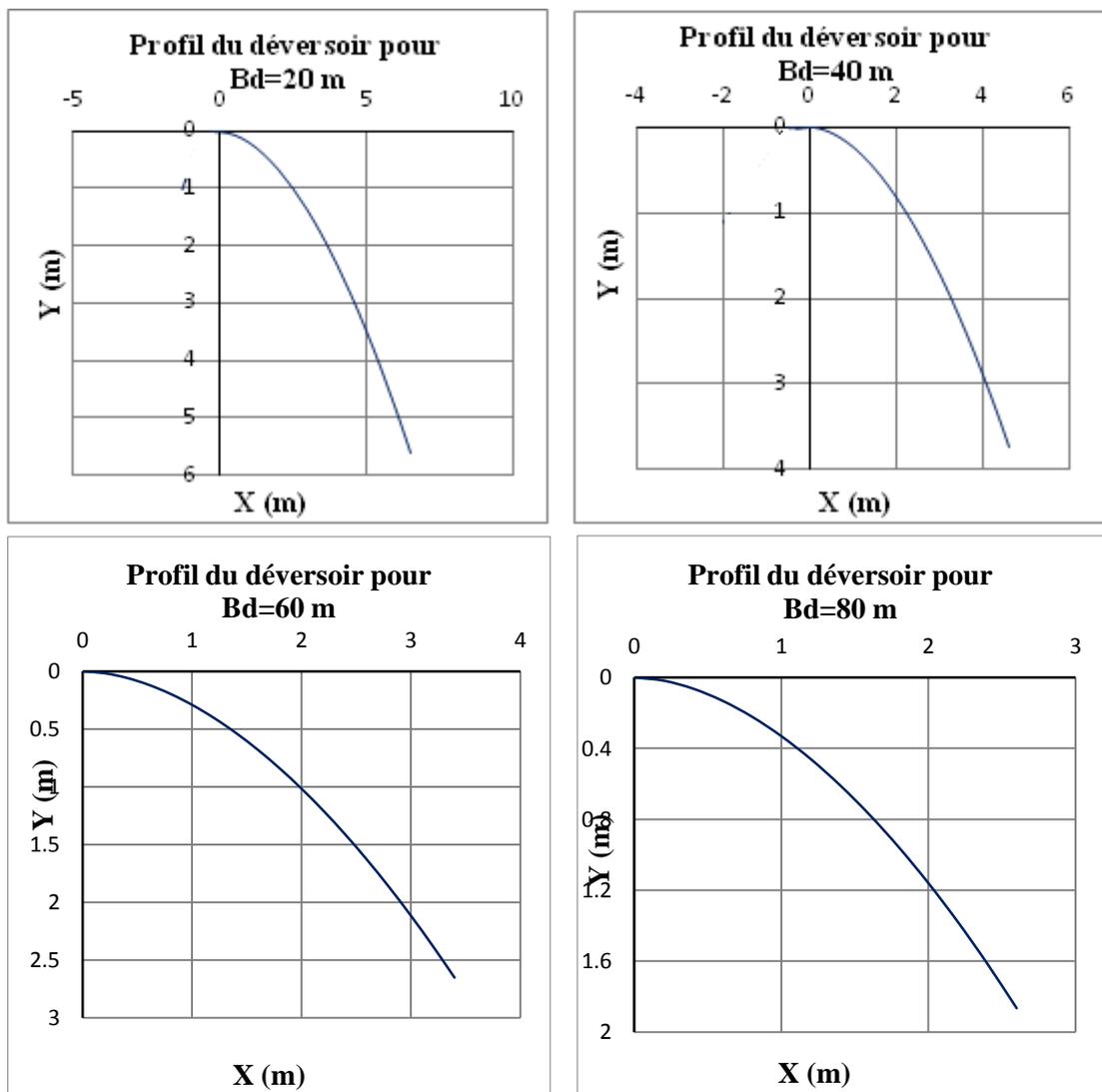


Figure 5.3 : Tracé des profils de déversoir pour chaque largeur.

5.2.1 Coursier et bec déviateur (saut de ski)

Le coursier est un élément capital de l'évacuateur, possède la géométrie du barrage lui-même ainsi la pente du coursier sera celle du parement aval du barrage ($m=0.7$) et sa largeur est égale à celle du déversoir.

Afin d'estimer la vitesse V et le tirant d'eau Y au pied du coursier, paramètres essentielles pour le dimensionnement du bec déviateur. on résout un système d'équations issus de la relation de Bernoulli. Si H_0 désigne la charge disponible en haut du seuil et H la charge résiduelle au pied du coursier. on a :

$$H_0 - H = \Delta H \quad (5.16)$$

$$\left(z_0 + \frac{P_0}{\rho g} + \frac{V_0^2}{2g}\right) - \left(z + \frac{P}{\rho g} + \frac{V^2}{2g}\right) = \Delta H \quad (5.17)$$

P_0 et P équivalent à la pression atmosphérique prise comme pression de référence. donc :

$$\left(z_0 + \frac{V_0^2}{2g}\right) - \left(z + \frac{V^2}{2g}\right) = \Delta H \quad (5.18)$$

$$Z_0 = H + h_0 ; z = y$$

$\frac{V_0^2}{2g}$ Peut être négligé car V_0 est faible devant V ; l'équation devient donc :

$$H + h_0 - y - \frac{V^2}{2g} = \Delta H \quad (5.19)$$

En générale. on considère que ΔH vaut 10% de la charge disponible. $\Delta H = 0.1(H + h_0)$. ce qui conduit à :

$$H + h_0 - y - \frac{V^2}{2g} = 0.1(H + h_0) \quad (5.20)$$

$$V = \sqrt{2g(0.9(H + h_0) - y)} \quad (5.21)$$

Or. $y = \frac{Q}{L.V}$ tels que Q = Débit laminé et L = la longueur de la cuvette.

Le système à résoudre pour obtenir y et V est donc le suivant :

$$\begin{cases} V = \sqrt{2g(0.9(H + h_0) - y)} \\ y = \frac{Q}{L.V} \end{cases} \quad (5.22)$$

La résolution est faite en procédant par itérations successives. les résultats obtenus pour chaque variante de largeur de déversoir sont les suivants :

Tableau 5.6 : vitesses et hauteurs d'eau au pied de chaque déversoir de largeur Bd.

Bd (m)	Y(m)	V (m ³ /s)
20	0.54	26.19
40	0.36	25.96
60	0.25	25.8
80	0.19	25.72

De ces résultats, On déduit la distance de l'impact du jet ainsi que la géométrie du saut de ski.

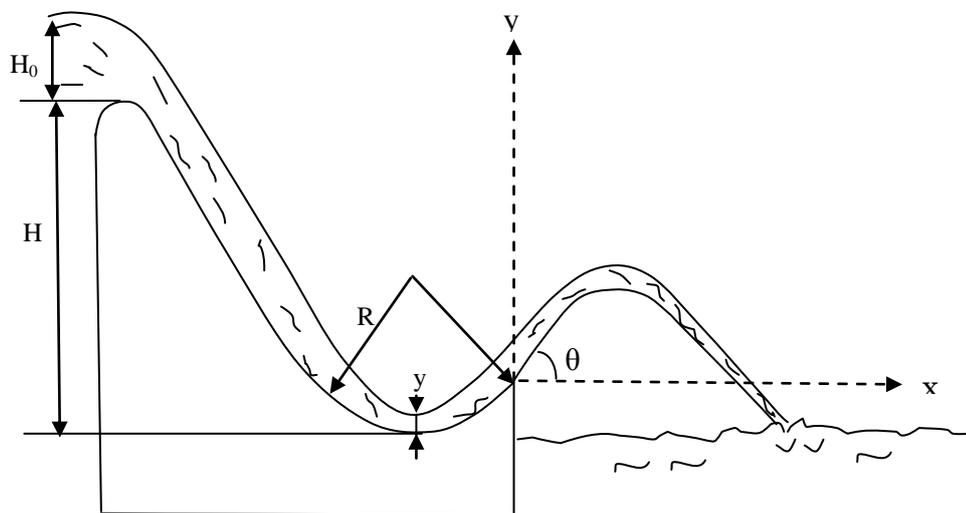


Figure 5.4 : Saut de ski.

Selon l'USBR. le rayon de courbure R du saut de ski ne devrait pas être inférieure à cinq fois le tirant d'eau y et l'angle de sortie du jet doit être comprise entre 35° et 45°.

La trajectoire du jet sortant de saut de ski peut être tracée selon l'équation suivante :

$$Y = X \operatorname{tg} \theta - \frac{X^2}{3.6 \left(y + \frac{V^2}{2g} \right) \cos^2 \theta} \quad (5.23)$$

Y : tirant d'eau au pied du barrage ;

V : vitesse au pied du barrage ;

θ : Angle de sortie du jet ;

X. Y : Coordonnées de la trajectoire du jet par rapport au système d'axe de la Figure 5.4;

On donne dans la figure suivante les trajectoires du jet pour différents angles de sortie

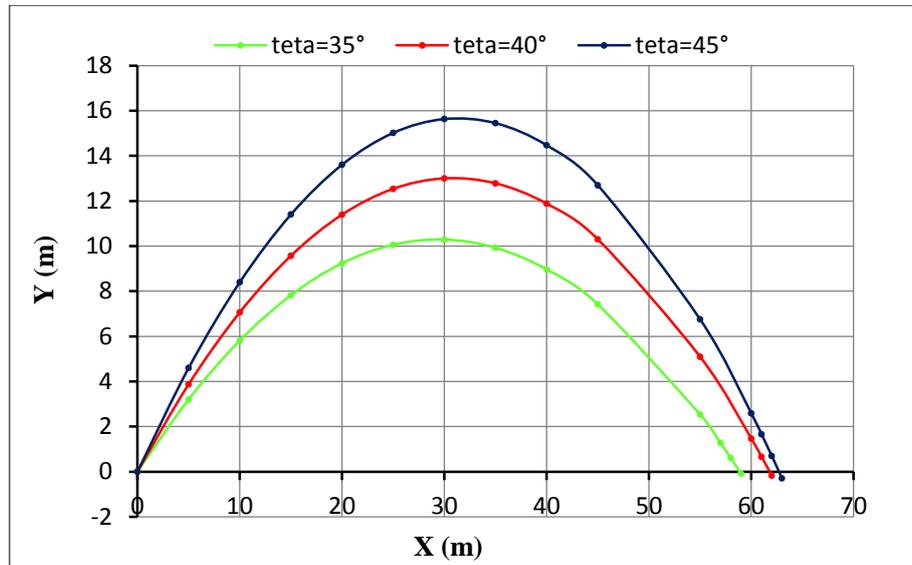


Figure 5.5 : Trajectoire du jet pour différents angles de sortie.

Pour cette gamme d'angle, on remarque que la distance du point d'impact varie peu, on retiendra donc l'angle qui causera un minimum de surpression $\theta = 35^\circ$.

La distance du point d'impact du jet est calculée par la formule :

$$X = 1.8 \left(Y + \frac{v^2}{2g} \right) \sin 2\theta \tag{5.24}$$

Tableau 5.7: : Rayon du bec et distance d'impacte pour chaque variante de déversoir

B(m)	R (m)	X (m)
20	3	58.92
40	2	57.60
60	1.5	56.72
80	1	56.27

Afin d'éviter un affouillement trop profond dans la zone d'érosion, on prévoit une fosse remplie d'eau revêtu au fond par de gros blocs rocheux.

- **Calcul de la hauteur des parois latérales du coursier**

Du point de vue hydraulique, la hauteur des murs bajoyers est déterminée de la manière suivante

$$h_m = y + R \quad (5.25)$$

y : hauteur d'écoulement dans le coursier ; R : la revanche.

Dans le cas général. la revanche est de l'ordre de 0.5 m.

Afin d'éviter tout débordement. la lame d'eau prise pour le calcul des murs bajoyers est celle à l'amont du coursier.

Cette dernière est déterminée en appliquant la relation de Bernoulli entre le seuil de déversoir et le départ de coursier comme il a été fait pour le calcul de la lame d'eau en aval de coursier mais cette fois la perte de charge ΔH est nulle.

Le tableau suivant présente le résultat de calcul pour les quatre variantes de déversoir :

Tableau 5.8 : Hauteurs des parois latérales de chaque coursier de largeur Bd.

Bd (m)	y amont (m)	V amont (m/s)	R (m)	h_m (m)
20	1.1	12.9	0.5	1.6
40	0.89	10.4	0.5	1.39
60	0.73	8.8	0.5	1.23
80	0.66	7.6	0.5	1.16

5.3 Etude d'optimisation

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue. afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement.

Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

5.3.1 Calcul du coût approximatif de la digue

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

$$V_D = \sum V_i \quad \text{Avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} L_i \quad (5.26)$$

V_i : le volume du barrage à la cote i.

L_i : Distance entre deux coupes voisines ;

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i ; $S_i = \frac{b+B_i}{2} H_i$

B_i : Largeur de base donnée par : $B_i = (m_1 + m_2) H_i + b$.

m_1, m_2 : Les fruits des talus amont et aval ;

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i .

• **Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes**

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

Tableau 5.9 : Tableaux donnant le volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes

Digue N°01 (B = 20m)						
Coupe N°	H_i (m)	B_i (m)	S_i (m ²)	S_{i+1} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
1	6.6	13.0	0.0	69.1	13	449.4
2	16.8	20.6	69.1	240.2	10.5	1624.2
3	26.2	27.7	240.2	467.0	20	7072.6
4	36.4	35.3	467.0	788.1	26	16316.0
5	38.2	36.7	788.1	852.8	12	9845.3
6	36.0	35.0	852.8	774.0	27	22664.6
7	6.4	12.8	774.0	66.6	44	18492.3
8	0.0	0.0	66.6	0.0	11	366.1
Total						76830.4

Digue N°02 (B = 40m)						
Coupe N°	H_i (m)	B_i (m)	S_i (m ²)	S_{i+1} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
1	5.8	12.4	0.0	59.0	11.5	339.3
2	16.0	20.0	59.0	224.0	10.5	1485.8
3	25.4	27.1	224.0	445.1	20	6691.4
4	35.6	34.7	445.1	760.1	26	15667.5
5	36.0	35.0	760.1	774.0	12	9204.4
6	35.2	34.2	774.0	742.7	27	21864.6
7	5.6	12.0	742.7	56.0	44	17571.8
8	0.0	0.0	56.0	0.0	10	280.0
Total						73104.9

Digue N°03 (B = 60m)						
Coupe N°	H_i (m)	B_i (m)	S_i (m ²)	S_{i+1} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
1	5.2	11.9	0.0	51.7	10.5	271.6
2	15.4	19.6	51.7	212.1	10.5	1385.3
3	24.8	26.6	212.1	429.0	20	6411.8
4	32.4	32.3	429.0	652.9	20	10819.0
5	34.6	34.2	652.9	730.1	7	5339.5
6	5.0	12.0	730.1	50.0	44	17161.3
7	0.0	0.0	50.0	0.0	9	225.0
Total						41613.6

Digue N°04 (B = 80m)						
-----------------------------	--	--	--	--	--	--

Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Si (m ²)	Si+1 (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	4.9	11.7	0.0	48.2	10	241.0
2	15.1	19.3	48.2	206.3	10.5	1336.2
3	24.5	26.4	206.3	421.1	20	6274.0
4	28	29.0	421.1	518.0	9	4225.9
5	32.6	34.2	518.0	687.9	7	2407.5
6	4.7	12.0	687.9	47.0	44	17166.9
7	0	0.0	47.0	0.0	9	211.5
Total						31863.0

Le prix du mètre cube du béton compacté est estimé à 10.000 (DA).

Le coût des différentes variantes de la digue est donné par le tableau suivant :

Tableau 5.10 : Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs

Digue	B (m)	V (m ³)	Coûts (DA)
1	20	76830.4	768303813
2	40	73104.9	731048500
3	60	41613.6	416135788
4	80	31863.0	318630000

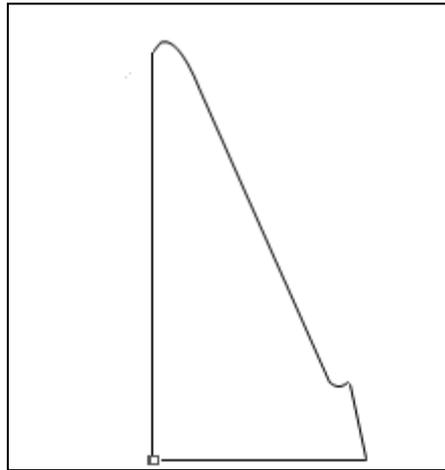
5.3.2

5.3.3 Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues

Pour le calcul du **coût** de l'évacuateur de crue, on va tenir compte du **coût** du seuil déversant, du coursier, du bec déviateur et des murs bajoyers. Ces différentes parties seront toutes construites en béton.

Le **coût** de l'évacuateur sera donc obtenu en multipliant le volume du béton utilisé par le prix unitaire 9.000 DA.

Figure 5.6 : Coupe transversale de l'évacuateur de crue incorporé dans le corps du barrage



Le volume de béton de cet ensemble d'ouvrages « V_s » sera le produit de l'aire calculée à partir de la section transversale et de la largeur de déversoir correspondante.

A ce résultat, on additionne le volume des murs bajoyers « V_m » calculé chacun a part pour chaque largeur de déversoir, on obtient ainsi le volume total « V_t » du béton de chaque évacuateur de crue. Le tableau ci-dessous récapitule les résultats :

Tableau 5.11 : Résultats de calculs du coût de l'évacuateur pour les différentes largeurs déversantes.

Bd (m)	S (m ²)	Vs (m ³)	Vm (m ³)	Vt (m ³)	coût (DA)
20	823.2	16464	44.1	16508.1	148572900
40	859.3	34372	42.2	34414.2	309727800
60	795.5	47730	39.5	47769.5	429925500
80	753.5	60280	37.4	60317.4	542856600

Tableau 5.12 : Tableau récapitulatif des prix totaux.

Barrage N°	Bd (m)	Coût (million de DA)		
		Digue	Evacuateur de crue	Total
1	20	768303813	148572900	916876713
2	40	731048500	309727800	1040776300
3	60	416135788	429925500	846061288

4	80	318630000	542856600	861486600
---	----	-----------	-----------	-----------

Conclusion

Après avoir calculé le **coût total** du barrage, superposition du **coût** de la digue et celui de l'évacuateur de crue. pour chaque variante de largeur de déversoir, notre choix sera basé sur la combinaison la plus économique correspondante à la largeur optimale de déversoir $B_d=60$ m

Dans le tableau ci-après, on récapitule les principales caractéristiques de l'ouvrage propre à cette variante :

Tableau 5.13: Tableau récapitulatif des caractéristiques de la digue pour la variante de

Dénomination	Unité	Valeur
Niveau normal de la retenue H_{NNR}	m	35,23
Hauteur maximal déversé h_d	m	2,04
Niveau des plus hautes eaux NPHE	m	37,27
La revanche R	m	2
Hauteur du barrage H_B	m	39,3
Largeur en crête L_{cr}	m	8
Largeur de la base L_b	m	35,5
Longueur en crête l	m	180
Cote de la crête	mNGA	935,3

5.4 Etude de stabilité

L'étude de stabilité du barrage poids en béton concerne la résistance au glissement sur la fondation et au renversement ainsi que la stabilité interne de l'ouvrage qui doit résister aux contraintes qui se développent dans sa masse.

Il s'agit de donner à l'ouvrage des proportions telles que son poids s'oppose avec une marge de sécurité suffisante aux actions déstabilisatrices.

5.4.1 Actions aux quelles soumis l'ouvrage

5.4.1.1 Poids propre du barrage

Le poids propre du barrage est donné par la relation suivante :

$$P_m = \gamma_b \cdot A_b \quad (5.27)$$

Avec :

γ_b : poids volumique du matériaux du barrage ($\gamma_b = 26.0 \text{ KN/m}^3$)

A_b : aire du profil du barrage.

5.4.1.2 Pression hydrostatique amont

Correspondante au niveau normal de retenue NNR

$$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \quad (5.28)$$

5.4.1.3 Poussée des sédiments

Correspondante au niveau du volume mort NVM

$$P_s = \frac{1}{2} \gamma_s h_m^2 \quad (5.29)$$

Où :

γ_s : Poids volumique déjugé des sédiments.

5.4.1.4 Poussée sismique

C'est la force d'inertie développée par le corps (masse) du barrage

$$P_{sm} = \pm \alpha P_m \quad (5.30)$$

α : Coefficient sismique de la région d'étude.

Dans notre cas, la région de Batna appartient à la zone 1 dont le coefficient d'accélération pour un ouvrage d'importance vitale comme un barrage est de 0,15, [Règles parasismiques algérienne PRA 99/ Version 2003]

5.4.1.5 Force d'inertie hydrodynamique (hydro sismiques)

C'est la force statique équivalente aux efforts dynamiques maximaux supporté par l'ouvrage.

Cette charge peut déterminer par la relation de Westergaard :

$$P_h = K_0 \cdot C_e \cdot \alpha_h \cdot \gamma_w \sqrt{Z_{\max} \cdot Y} \quad (5.31)$$

Z_{\max} : Hauteur maximale d'eau considérée du barrage.

Y : Distance en dessous de la surface du réservoir.

K_0 : Coefficient dépendant de l'inclinaison du parement amont. ($K_0 = 1$, si le parement est vertical)

c_e : Coefficient adimensionnel de pression donnée par la relation suivant :

$$C_e = \frac{0.817}{\sqrt{1 - 7.75\left(\frac{H}{1000T^2}\right)}} \quad (5.32)$$

5.4.2 Stabilité au glissement

La stabilité au glissement par rapport à une section critique se définit d'une façon générale comme étant le rapport entre la somme des forces verticales et la somme des forces horizontales

$$\frac{\sum F_v}{\sum F_h} \geq F_g \quad (5.33)$$

F_g : Coefficient de sécurité au renversement :

- charges normales (Usuelles) $F_g=1.33$
- charges exceptionnelles (niveau des plus hautes eaux NPHE) $F_g=1.1$
- charges extrême (séisme maximal) $F_g=1.05$

5.4.3 Stabilité au renversement

La stabilité au renversement est garantie si la résultante des forces appliquées se trouve dans le tiers central, autrement dit si le rapport au point de rotation le plus défavorable. La stabilité au renversement est vérifiée entre le moment stabilisant (résistant) et le moment reversant (moteur) ; définie par :

$$\frac{\sum M_{+/0}}{\sum M_{-/0}} \geq F_0 \quad (5.34)$$

Tableau 5.14: Les résultats de calcul de stabilité.

Différentes types de charges			Charge [kN/m]	Point d'application [m]	Observation		
1	Poids propre du barrage	$P_m = \gamma_b \cdot A_b$	22 224,15	14,15	$\gamma_b = 26.0 \text{ KN/m}^3$		
2	Pression hydrostatique amont	$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w h^2$	6205,76	11.74	/		
3	Poussée des sédiments	$P_s = \frac{1}{2} \gamma_s h_m^2$	4284,9	5.18	/		
4	Poussée sismique	$P_{sm} = \pm \alpha P_m$	3333,62	14,15	point d'application centre de gravité de l'aire de profil du barrage		
5	Force hydro sismiques	$P_h = C_e \cdot \alpha_h \cdot \gamma_w \sqrt{Z_{\max} \cdot Y}$	44.41	14.09	point d'application: 2/5 H		

Charges [kN/m.l]	Normales	Exceptionnelles	Extrêmes	Point d'application [m]	Combinaison des charges [kN.m]		
					Normales	exceptionnelles	Extrêmes
Poids propre du barrage	22 224,15	22 224,15	22 224,15	14.15	314471,72	314471,72	314471,72
Pression hydrostatique amont	6205,76	6945,26	6205,76	11,74	72855,67	81537,41	72855,67
Poussée des sédiments	4284,9	4284,9	4284,9	5,18	22174,36	22174,36	22174,36
Poussée sismique	-	-	3333,62	14,15	-	-	47170.75
Force hydro sismiques	-	-	44.41	14.09	-	-	625,74

Coefficient de sécurité calculé	
Type de charge	Glissement
Normales	3,31
Exceptionnelles	3,03
Extrêmes	2,2

Donc la stabilité au glissement est assuré la même chose est dites pour la stabilité au renversement.

• **Calcul des contraintes**

Les contraintes normales, horizontales est de cisaillement d'un barrage sont exprimées par les formules suivantes :

$$\sigma_A = y [\gamma_b (m/m+n) + \gamma_w (n^2+2mn-1)/(m+n)^2] \tag{5.35}$$

$$\sigma'_A = \gamma_w y - (\gamma_w y - \sigma'_y) \tan^2 \alpha \tag{5.36}$$

σ_A : contrainte normale (suivant le plan OY)

σ'_A : contrainte horizontale (suivant le plan OX)

Y : hauteur de barrage

Donc : $\sigma_A = 219.76 \text{ KN/m}^2 = 2.2 \text{ bar}$

$\sigma'_A = 393 \text{ KN/m}^2 = 3.9 \text{ bar}$

• **Fondations**

Afin de réduire les sous pressions sous le barrage, on propose de mettre en place un voile d'étanchéité et des forages drainants au niveau des fondations qui garantiront une capacité de drainage efficace à 50%

Le voile d'étanchéité est également prolongé latéralement sur les rives pour empêcher le passage des eaux en contournant le barrage,

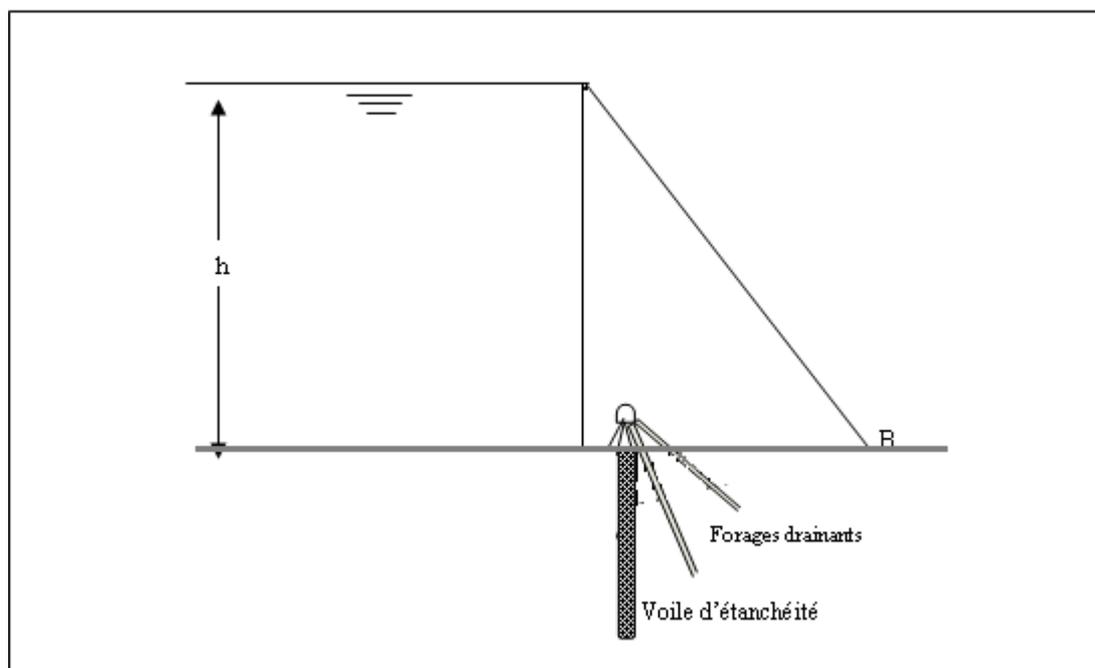


Figure 5.7: Réduction des sous pressions par voile d'étanchéité et forages drainants

Le voile d'étanchéité est réalisé au moyen des trous de forage, exécutés préalablement à partir de la galerie de visite, dans lesquels on injecte, sous pression, un coulis de ciment, Le ciment s'introduit dans les fissures et en faisant prise, il les rend étanches.

1) Condition de Maurice Levy

Au niveau du parment amont, les contraintes normales doivent conserver une valeur suffisante pour qu'en cas d'infiltration ou de fissure le calcul précédent ne soit pas remis en cause,

Pour que cette condition soit réalisée, Maurice Levy a proposé que la contrainte n_a reste supérieure ou égale à la pression de l'eau au même niveau, Si une fissure se produit, elle ne peut que se refermer, En fait le calcul montre que la vérification de la condition de Levy donne un profil très massif (par exemple fruit amont nul et fruit aval $m=0,7$ si $\gamma_b = 2600$), La qualité des bétons utilisés actuellement permet de réduire cette exigence et on se contente de ne satisfaire la condition de Levy qu'à $r\%$, c'est-à-dire qu'on doit vérifier que l'on a :

$$\frac{n_a}{\gamma_w h} \geq \frac{r}{100} \quad (5.37)$$

$$\Rightarrow m \geq \sqrt{\frac{\gamma_\omega}{\gamma_b - r \gamma_\omega}} \quad (5.38)$$

Avec : $n_a = \left(\gamma_b - \frac{\gamma_\omega}{m^2}\right) h$

Le tableau suivant donne les limites de m pour différentes valeurs de r :

Tableau 5.15 : Valeurs de r

r (%)	0	36	50	75	100
m	0,65	0,7	0,73	0,78	0,85

On remarque que pour un parement dont le fruit aval $m= 0,7$, la condition de Maurice Levy est satisfaite à 36% .

Conclusion

En conclusion et après avoir étudié la stabilité de notre ouvrage il nous reste qu'à souligner encore une fois sur les consignes et les recommandations qu'on cite au part avant ;

La réduction des sous pression par la mise en place d'un voile d'étanchéité, et des forages drainant pour chasser les eaux qui traverse le voile étanche,

Pour le fruit aval du barrage en retient comme valeur définitive pour la suite du projet $m=0,7$, cette valeur qui permet de satisfaire la condition de Maurice Levy à 36 %, pourrai être suffisante pour améliorer la stabilité du barrage.

Chapitre 6 :

Organisation de chantier

Introduction

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts.

L'organisation de chantier consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Repartir les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopte une mécanisation de plus en plus poussée ;

6.1 Travaux de préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces, afin de ménager les diverses aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail, donc on peut distinguer les installations suivantes :

6.1.1 Installations destinées au personnel

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

6.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Pour le ciment nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un cloisonnement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur

mélange et faciliter le dosage du béton; et les aciers doivent être rangés dans des baraquements pour les protéger contre la forte humidité.

6.1.3 Installations destinées à la réparation des engins

Ce sont des ateliers de mécanique, d'électricité, de lavage et de graissage, de vérification et d'entretien ; ce sont des installations provisoires.

Ces ateliers sont complétés par un magasin de pièces de rechange.

6.1.4 Installation destinées pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles...etc.

6.1.5 Les moyens de chantier

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise de la retenue, l'extraction et / ou le transport des matériaux et la réalisation des finitions (le radier et le rideau et de chaque plot en béton – la mise en place des enrochements pour le béton cyclopien du corps du plot ...).

- Les compacteur a rouleau
- Le bulldozer.
- Brise roche
- Pelle mécanique.
- Chargeur à pneu ou à chenilles.
- Décapeuse.
- Les niveleuses et les camions.

✓ Le matériel de bétonnage

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (dalles en beton ,évacuateur de crue, les fondations).

6.1.6 La succession des travaux

✓ Travaux préparatoires :

Ils consistent essentiellement en :

- La préparation des accès et de la circulation pour la préparation de chantier.

- Le piquetage d'implantation des ouvrages.
- Déboisement de la cuvette et décapage des fondations.
- Le déboisement et le défrichage de la cuvette.
- Réalisation des batardeaux.

6.2 Planification

6.2.1 Définition

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre, son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau);
- A temps (sans retard);
- Economique (avec des bénéfices).

6.2.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

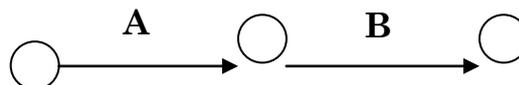
6.2.2.1 Méthodes basées sur le réseau

- **Définition du réseau**

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

➤ **Réseau à flèches**

L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".



➤ Réseau à nœuds

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches

L'opération **(B)** ne peut commencer que si l'opération **(A)** est complètement achevée.



• Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les cinq (5) opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches ;
- Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération ;
- Construction des graphes partiels ;
- Regroupement des graphes partiels ;
- Construction du réseau.

6.2.2.2 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

L'utilisation de cette méthode nécessite les étapes suivantes :

- Collection des informations ;
- Décomposition du projet ;
- Définition de la relation entre les tâches ;
- Attribution des durées;

- Construction du réseau.

- **Les paramètres de la méthode C.P.M**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : Temps de réalisation ;

DCP : Date de commencement au plus tôt ;

DCPP : Date de commencement au plus tard ;

DFP : Date de finition au plus tôt ;

DFPP : Date de finition au plus tard ;

MT : Marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

- **Chemin critique (C.C)**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\mathbf{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.P} \end{cases}$$

- **Attribution des durées de chaque opération :**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;

Dimensions du projet.

On applique la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{array} \right.$$

6.2.3 Plannings

Il existe deux types de plan de travail :

6.2.3.1 Plan de travail au plus tôt

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

6.2.3.2 Plan de travail au plus tard

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

6.3 Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le compose, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer certaines exigences, qui sont :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération
- Faire le travail le plus économiquement possible.

Conclusion

Les travaux d'une digue en béton compacté a rouleau ne s'arrêtons jusqu'à l'achèvement de tous le travail donc 24hr/24hr et 7jr /7 ce qui nous donnera un délais de construction le plus court, ce dernier ne peu êtres déterminer dans notre cas par faute de manque de donnes.

Conclusions générale

Dans ce travail, nous avons pu définir les différentes caractéristiques techniques les plus adaptées pour la réalisation de ce barrage à travers l'examen de trois axes distinctes qui sont : la topographie, la géologie et la géotechnique ainsi que l'hydrologie.

Il est important à signaler l'intérêt de l'étude de toutes les variantes susceptibles d'être projetées au droit du site de barrage. Le choix de la variante la plus adéquate ne se fait, en principe, qu'à travers une étude technico économique détaillée, mais cela dépasse le cadre de notre projet. Notre choix a été fait sur la base des considérations tant bien d'ordre technique qu'économique, dont le coût totale du projet estimé approximativement de **846061288 DA. Huit cent quarante six million dinars**

Nous avons retenu comme variante pour le barrage de Berriche celle du barrage poids en béton compacté a rouleau avec les différents ouvrages annexes intégrés dans le corps même du barrage.

Ce barrage avec une capacité de 7,96 Hm³, pourra éventuellement assurer un volume annuel régularisé de 4,74 Hm³ destiné à l'irrigation des périmètres agricoles et l'alimentation en eau potable dans la région d'Ain Touta.

Nous signalons une fois de plus que la qualité de notre travail restera quand même tributaire des données hydrométéorologiques que nous avons disposées.

Notre projet nous a permis de :

- Mettre en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation ;
- Se confronter aux difficultés réelles du monde des barrages ;
- Acquérir le savoir-faire en matière des choix conceptuels.

D'autre part nous avons appris à réfléchir de façon plus pertinente des problématiques avec une vision plus large de tous les aspects.

En fin, nous estimons que cette étude reste imparfaite à cause des contraintes temporelles ; certaines parties n'ont pas été développées d'une manière approfondie.

Bibliographie

ANBT : Rapport de l'étude géologique et géotechnique du Barrage de Berriche sur l'oued de Berriche.

A.BERMAD : Cours d'hydrologie et hydrologie statistique.

[[BENLAOUKLI B et TOUAIBIA B (2004) : Introduction au dimensionnement des Retenues collinaires. ENSH Blida.

Cours : Barrage en béton-barrage poids Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne France.

ENHYD : Rapports de faisabilité du barrage de Berriche.

GERARD DEGOUTTE (1997): Petits barrages, recommandation pour la conception, la réalisation et le suivi. Edition Cemagref.

Henri Varlet : Barrages –Réservoir Tome II « Barrage-poids, Barrage-voute ».

JEAN MAURICE DURAND (1985): Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale. Editions Cemagref.

Khalifa MAALEL et Zouheir HAFSIA (Ecole nationale d'ingénieur, Tunisie) : Polycopier de cours, Ouvrages Hydrauliques.

Mémoires de fin d'étude : ENSH et ENP.

MIHOUBI M.K (1999) : Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir, polycopie

Ministère de l'agriculture de France. Direction de L'aménagement : Technique des barrages en aménagement rural.

Patrick Le Delliou : Les Barrages : conception et maintenance.

ROLLEY R (1997) : Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles.

TOUAIBIA B (2004) : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.

Annexe 3.1

**Test de Wald-Wolfowitz appliqué aux séries pluviométriques annuelles
des différentes stations**

$$\alpha=5\% \rightarrow U_{1-\alpha/2} = 1,96$$

1. Station de Merouana 05_12_01

Année	P (mm)	P ²	p ³	p ⁴	Pi * Pi+1
1966	412,2	169908,8	70036423,8	28869013910,1	134088,7
1967	325,3	105820,1	34423275,3	11197891447,6	94759,9
1968	291,3	84855,7	24718462,5	7200488125,4	133619,3
1969	458,7	210405,7	96513090,0	44270554384,4	81052,3
1970	176,7	31222,9	5517084,7	974868860,0	90876,8
1971	514,3	264504,5	136034659,2	69962625230,2	245526,8
1972	477,4	227910,8	108804596,8	51943314523,8	149617,2
1973	313,4	98219,6	30782010,1	9647081966,6	90509,9
1974	288,8	83405,4	24087491,1	6956467421,6	112776,4
1975	390,5	152490,3	59547442,6	23253276345,1	145461,3
1976	372,5	138756,3	51686703,1	19253296914,1	66565,7
1977	178,7	31933,7	5706550,1	1019760487,4	57130,4
1978	319,7	102208,1	32675930,1	10446495257,0	97252,7
1979	304,2	92537,6	28149953,5	8563216191,3	95275,4
1980	313,2	98094,2	30723119,6	9622481421,3	101445,5
1981	323,9	104911,2	33980739,0	11006361154,1	87064,3
1982	268,8	72253,4	19421724,7	5220559591,8	51448,3
1983	191,4	36634,0	7011739,9	1342047025,3	81498,1
1984	425,8	181305,6	77199941,5	32871735095,8	170107,1
1985	399,5	159600,3	63760299,9	25472239800,1	120049,8
1986	300,5	90300,3	27135225,1	8154135150,1	76236,9
1987	253,7	64363,7	16329068,2	4142684590,4	82452,5
1988	325,0	105625,0	34328125,0	11156640625,0	115375,0
1989	355,0	126025,0	44738875,0	15882300625,0	99151,5
1990	279,3	78008,5	21787768,4	6085323448,2	112250,7
1991	401,9	161523,6	64916335,9	26089875002,6	115506,1
1992	287,4	82598,8	23738882,1	6822554574,0	61906,0
1993	215,4	46397,2	9993947,4	2152696212,1	63909,2
1994	296,7	88030,9	26118768,3	7749438869,5	153631,3
1995	517,8	268116,8	138830889,9	71886633112,7	123598,9

1996	238,7	56977,7	13600574,6	3246457157,7	96983,8
1997	406,3	165079,7	67071878,0	27251304050,5	96821,3
1998	238,3	56786,9	13532316,4	3224751041,1	79997,3
1999	335,7	112694,5	37831544,4	12700049923,6	74324,0
2000	221,4	49018,0	10852575,4	2402760137,6	49217,2
2001	222,3	49417,3	10985464,0	2442068685,0	111572,4
2002	501,9	251903,6	126430417,2	63455425644,4	292406,9
2003	582,6	339422,7	197747675,1	115207790694,7	216552,4
2004	371,7	138160,9	51354407,9	19088434033,1	155928,2
2005	419,5	175980,3	73823714,9	30969048390,1	122536,0
2006	292,1	85322,4	24922677,5	7279914256,7	122915,7
2007	420,8	177072,6	74512160,4	31354716198,3	250796,8
2008	596,0	355216,0	211708736,0	126178406656,0	205499,4
2009	344,8	118885,4	40991421,8	14133746902,4	142125,6

$$R = 5227820,7$$

$$E [R] = 5220286,0$$

$$\text{Var} [R] = 4573850775$$

$$T = 0,11$$

$$|T| \leq U_{1-\alpha/2}$$

La condition du test est vérifiée, la série est donc indépendante.

Test de Wald-Wolfowitz appliqué à la série d'apports liquides observée à la station de Chemorah

Année	A (hm ³)	A ²	A ³	A ⁴	Ai * Ai+1
1969	55,27	3054,7729	168837,298	9331637,47	344,3321
1970	6,23	38,8129	241,804367	1506,44121	338,9743
1971	54,41	2960,4481	161077,981	8764252,95	4699,9358
1972	86,38	7461,5044	644524,75	55674047,9	2101,6254
1973	24,33	591,9489	14402,1167	350403,5	351,8118
1974	14,46	209,0916	3023,46454	43719,2972	802,3854
1975	55,49	3079,1401	170861,484	9481103,76	1618,6433
1976	29,17	850,8889	24820,4292	724011,92	156,0595
1977	5,35	28,6225	153,130375	819,247506	32,9025
1978	6,15	37,8225	232,608375	1430,54151	62,9145
1979	10,23	104,6529	1070,59917	10952,2295	139,6395
1980	13,65	186,3225	2543,30213	34716,074	249,795
1981	18,3	334,89	6128,487	112151,312	544,242
1982	29,74	884,4676	26304,0664	782282,935	347,6606

1983	11,69	136,6561	1597,50981	18674,8897	1,4028
1984	0,12	0,0144	0,001728	0,00020736	1,71
1985	14,25	203,0625	2893,64063	41234,3789	179,9775
1986	12,63	159,5169	2014,69845	25445,6414	33,3432
1987	2,64	6,9696	18,399744	48,5753242	25,1328
1988	9,52	90,6304	862,801408	8213,8694	378,0392
1989	39,71	1576,8841	62618,0676	2486563,46	1138,0886
1990	28,66	821,3956	23541,1979	674690,732	1012,2712
1991	35,32	1247,5024	44061,7848	1556262,24	412,1844
1992	11,67	136,1889	1589,32446	18547,4165	41,6619
1993	3,57	12,7449	45,499293	162,432476	46,9098
1994	13,14	172,6596	2268,74714	29811,3375	954,4896
1995	72,64	5276,5696	383290,016	27842186,7	199,76
1996	2,75	7,5625	20,796875	57,1914063	64,185
1997	23,34	544,7556	12714,5957	296758,664	210,2934
1998	9,01	81,1801	731,432701	6590,20864	197,0487
1999	21,87	478,2969	10460,3532	228767,925	259,5969
2000	11,87	140,8969	1672,4462	19851,9364	169,0288
2001	14,24	202,7776	2887,55302	41118,7551	202,4928
2002	14,22	202,2084	2875,40345	40888,237	108,072
2003	7,6	57,76	438,976	3336,2176	420,052

$$R = 535801,2$$

$$E [R] = 535293,2$$

$$\text{Var} [R] = 443143643,8$$

$$T = 0,02$$

$$|T| \leq U_{1-\alpha/2}$$

La condition du test est vérifiée, la série est donc indépendante.

Annexe 3.2

**Test de Wilcoxon appliqué aux séries pluviométriques annuelles des
différentes stations**

1. Station de Merouana 05_12_01 :

Année	Xi (mm)	Rang(Ri)	Année	Yi (mm)	Rang(Ri)
1966	412,2	34	1986	300,5	17
1967	325,3	24	1987	253,7	9
1968	291,3	14	1988	325	23
1969	458,7	38	1989	355	27
1970	176,7	1	1990	279,3	11
1971	514,3	41	1991	401,9	32
1972	477,4	39	1992	287,4	12
1973	313,4	20	1993	215,4	4
1974	288,8	13	1994	296,7	16
1975	390,5	30	1995	517,8	42
1976	372,5	29	1996	238,7	8
1977	178,7	2	1997	406,3	33
1978	319,7	21	1998	238,3	7
1979	304,2	18	1999	335,7	25
1980	313,2	19	2000	221,4	5
1981	323,9	22	2001	222,3	6
1982	268,8	10	2002	501,9	40
1983	191,4	3	2003	582,6	43
1984	425,8	37	2004	371,7	28
1985	399,5	31	2005	419,5	35
			2006	292,1	15
			2007	420,8	36
			2008	596	44
			2009	337,3	26

N	M	W_x	W_{max}	W_{min}
20	24	446	533,16	366,84

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

La condition du test est vérifiée, la série est donc homogène

Test de Wilcoxon appliqué à la série d'apports liquides observée à la station de Chemorah

Année	$X_i(\text{hm}^3)$	Rangs (R_i)	Année	$Y_i(\text{hm}^3)$	Rangs (R_i)
1969	55,27	32	1984	0,12	1
1970	6,23	7	1985	14,25	20
1971	54,41	31	1986	12,63	15
1972	86,38	35	1987	2,64	2
1973	24,33	25	1988	9,52	10
1974	14,46	21	1989	39,71	30
1975	55,49	33	1990	28,66	26
1976	29,17	27	1991	35,32	29
1977	5,35	5	1992	11,67	12
1978	6,15	6	1993	3,57	4
1979	10,23	11	1994	13,14	16
1980	13,65	17	1995	72,64	34
1981	18,3	22	1996	2,75	3
1982	29,74	28	1997	23,34	24
1983	11,69	13	1998	9,01	9
			1999	21,87	23
			2000	11,87	14
			2001	14,24	19
			2002	14,22	18
			2003	7,6	8

N	M	W_x	W_{\max}	W_{\min}
20	24	313	328,8	211,2

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

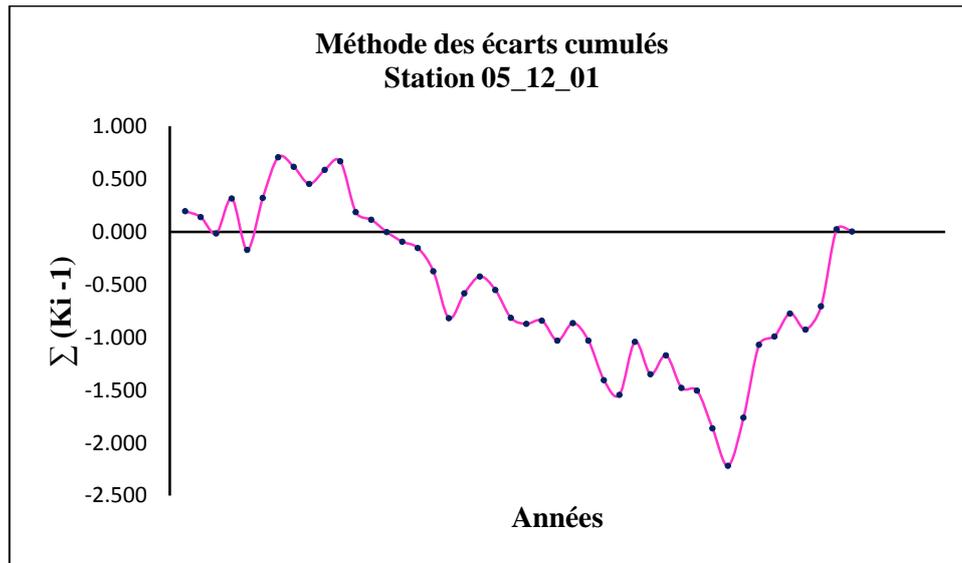
La condition du test est vérifiée, la série est donc homogène.

Annexe 3.3

Méthode des écarts à la moyenne cumulés

1. Station de Merouana 05_12_01

Année	P(mm)	Ki = Pi / P	Ki - 1	$\sum (Ki - 1)$	Année	P(mm)	Ki = Pi / P	Ki - 1	$\sum (Ki - 1)$
1966	412,2	1,196	0,196	0,196	1988	325	0,943	-0,057	-0,871
1967	325,3	0,944	-0,056	0,14	1989	355	1,03	0,03	-0,841
1968	291,3	0,845	-0,155	-0,015	1990	279,3	0,811	-0,189	-1,031
1969	458,7	1,331	0,331	0,317	1991	401,9	1,166	0,166	-0,864
1970	176,7	0,513	-0,487	-0,171	1992	287,4	0,834	-0,166	-1,03
1971	514,3	1,492	0,492	0,322	1993	215,4	0,625	-0,375	-1,405
1972	477,4	1,385	0,385	0,707	1994	296,7	0,861	-0,139	-1,544
1973	313,4	0,909	-0,091	0,617	1995	517,8	1,503	0,503	-1,042
1974	288,8	0,838	-0,162	0,455	1996	238,7	0,693	-0,307	-1,349
1975	390,5	1,133	0,133	0,588	1997	406,3	1,179	0,179	-1,17
1976	372,5	1,081	0,081	0,669	1998	238,3	0,692	-0,308	-1,479
1977	178,7	0,519	-0,481	0,187	1999	335,7	0,974	-0,026	-1,504
1978	319,7	0,928	-0,072	0,115	2000	221,4	0,642	-0,358	-1,862
1979	304,2	0,883	-0,117	-0,002	2001	222,3	0,645	-0,355	-2,217
1980	313,2	0,909	-0,091	-0,093	2002	501,9	1,456	0,456	-1,76
1981	323,9	0,94	-0,06	-0,153	2003	582,6	1,691	0,691	-1,07
1982	268,8	0,78	-0,22	-0,373	2004	371,7	1,079	0,079	-0,991
1983	191,4	0,555	-0,445	-0,818	2005	419,5	1,217	0,217	-0,774
1984	425,8	1,236	0,236	-0,582	2006	292,1	0,848	-0,152	-0,926
1985	399,5	1,159	0,159	-0,423	2007	420,8	1,221	0,221	-0,705
1986	300,5	0,872	-0,128	-0,551	2008	596	1,73	0,73	0,025
1987	253,7	0,736	-0,264	-0,815	2009	337,3	0,979	-0,021	0,003

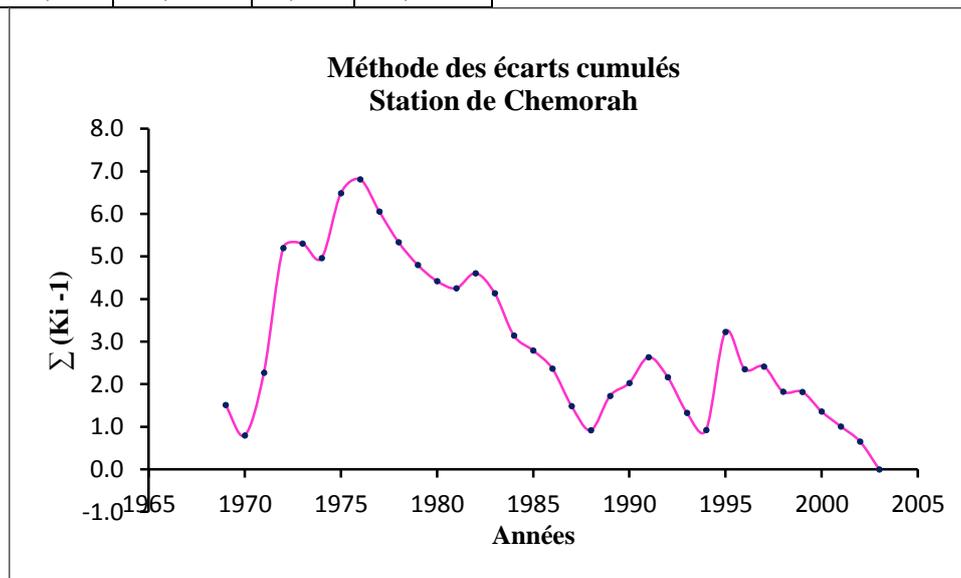


Le graphique présente une alternance entre périodes sèches et humides représentées par des droites croissantes et décroissantes, la période retenue pour cette station est donc représentative.

Station hydrométrique de Chemorah :

Année	A (hm ³)	Ki = Pi/P	Ki - 1	Σ (Ki - 1)	Année	A (hm ³)	Ki = Pi/P	Ki - 1	Σ (Ki - 1)
1969	55,27	2,513	1,513	1,513	1987	2,64	0,12	-0,88	1,486
1970	6,23	0,283	-0,717	0,797	1988	9,52	0,433	-0,567	0,919
1971	54,41	2,474	1,474	2,271	1989	39,71	1,806	0,806	1,725
1972	86,38	3,928	2,928	5,199	1990	28,66	1,303	0,303	2,028
1973	24,33	1,106	0,106	5,306	1991	35,32	1,606	0,606	2,634
1974	14,46	0,658	-0,342	4,963	1992	11,67	0,531	-0,469	2,165
1975	55,49	2,523	1,523	6,487	1993	3,57	0,162	-0,838	1,327
1976	29,17	1,327	0,327	6,813	1994	13,14	0,598	-0,402	0,925
1977	5,35	0,243	-0,757	6,056	1995	72,64	3,303	2,303	3,228
1978	6,15	0,28	-0,72	5,336	1996	2,75	0,125	-0,875	2,353
1979	10,23	0,465	-0,535	4,801	1997	23,34	1,061	0,061	2,415
1980	13,65	0,621	-0,379	4,422	1998	9,01	0,41	-0,59	1,824
1981	18,3	0,832	-0,168	4,254	1999	21,87	0,995	-0,005	1,819
1982	29,74	1,352	0,352	4,607	2000	11,87	0,54	-0,46	1,359
1983	11,69	0,532	-0,468	4,138	2001	14,24	0,648	-0,352	1,006
1984	0,12	0,006	-0,994	3,144	2002	14,22	0,647	-0,353	0,653
1985	14,25	0,648	-0,352	2,792	2003	7,6	0,346	-0,654	-0,001

1986	12,63	0,574	-0,426	2,366
------	-------	-------	--------	-------

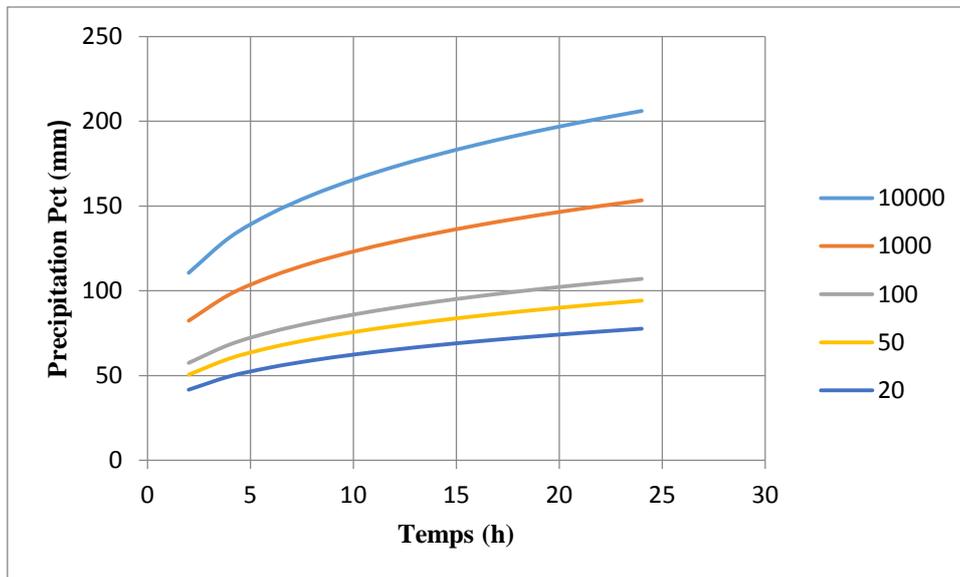


Le graphique présente une alternance entre périodes sèches et humides représentées par des droites croissantes et décroissantes, la période retenue pour cette station est donc représentative.

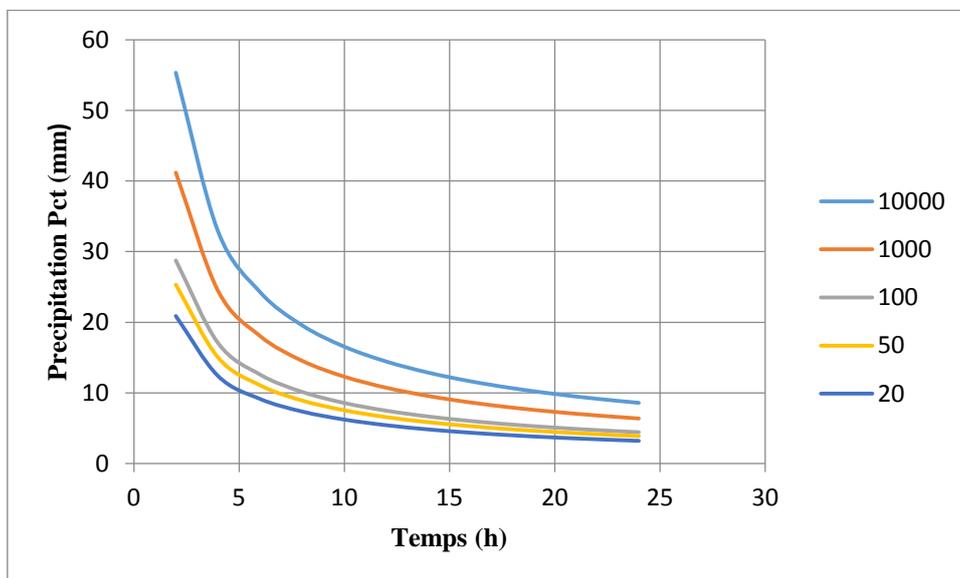
Annexe 3.4

Pluies de courtes durées et leur intensité

Période	10000		1000		100		50		20	
Précipitation	206		153,3		107,1		94,2		77,7	
Fréquence	0,9999		0,999		0,99		0,98		0,95	
T (heurs)	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It
2	110,681	55,340	82,366	41,183	57,543	28,772	50,612	25,306	41,747	20,874
4	131,622	32,906	97,950	24,487	68,431	17,108	60,188	15,047	49,646	12,411
6	145,664	24,277	108,399	18,067	75,731	12,622	66,609	11,102	54,942	9,157
8	156,526	19,566	116,483	14,560	81,378	10,172	71,577	8,947	59,039	7,380
10	165,506	16,551	123,166	12,317	86,047	8,605	75,683	7,568	62,426	6,243
12	173,225	14,435	128,909	10,742	90,060	7,505	79,212	6,601	65,338	5,445
14	180,031	12,859	133,974	9,570	93,598	6,686	82,325	5,880	67,905	4,850
16	186,142	11,634	138,522	8,658	96,776	6,048	85,119	5,320	70,210	4,388
18	191,705	10,650	142,662	7,926	99,668	5,537	87,663	4,870	72,308	4,017
20	196,821	9,841	146,469	7,323	102,328	5,116	90,003	4,500	74,238	3,712
22	201,567	9,162	150,001	6,818	104,795	4,763	92,173	4,190	76,028	3,456
24	206,000	8,583	153,300	6,388	107,100	4,463	94,200	3,925	77,700	3,238



Courbe des pluies de courtes durées



Courbes Intensité-durée-fréquence

Annexe 3.5

**Génération synthétique d'une série d'apports au site du barrage
Berriche**

Année	Fréquence	Variable réduite "Z"	Apport "A"	Année	Fréquence	Variable réduite "Z"	Apport "A"
1	0,900	1,282	10,34	19	0,043	-1,718	1,04
2	0,186	-0,894	1,96	20	0,271	-0,608	2,44
3	0,871	1,133	9,23	21	0,843	1,006	8,38
4	0,986	2,189	20,69	22	0,729	0,608	6,18
5	0,700	0,524	5,80	23	0,814	0,894	7,69
6	0,586	0,217	4,58	24	0,329	-0,444	2,77
7	0,929	1,465	11,90	25	0,100	-1,282	1,46
8	0,757	0,697	6,62	26	0,443	-0,144	3,48
9	0,129	-1,133	1,63	27	0,957	1,718	14,44
10	0,157	-1,006	1,80	28	0,071	-1,465	1,27
11	0,300	-0,524	2,60	29	0,671	0,444	5,45
12	0,471	-0,072	3,68	30	0,243	-0,697	2,28
13	0,614	0,291	4,85	31	0,643	0,366	5,14
14	0,786	0,792	7,11	32	0,386	-0,291	3,11
15	0,357	-0,366	2,94	33	0,529	0,072	4,10
16	0,014	-2,189	0,73	34	0,500	0,000	3,88
17	0,557	0,144	4,33	35	0,214	-0,792	2,12
18	0,414	-0,217	3,29				

Annexe 3.6

Répartition en % des apports à la station de Chemorah

	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total	Classe
69	18,76	5,99	1,65	1,53	7,41	2,29	0,91	5,54	8,93	1,43	0,58	0,25	55,27	0,00
%	33,95	10,83	2,99	2,78	13,40	4,14	1,66	10,02	16,15	2,58	1,04	0,46	100	
70	0,22	0,35	0,27	0,43	0,68	0,64	0,85	0,24	1,77	0,03	0,7	0,05	6,23	1,40
%	3,53	5,62	4,33	6,90	10,91	10,27	13,64	3,85	28,41	0,48	11,24	0,80	100	
71	3,64	3,67	0,87	0,99	1,9	4,39	6,21	15,5	12,15	4,48	0,24	0,37	54,41	1,38
%	6,69	6,75	1,60	1,82	3,49	8,07	11,41	28,49	22,33	8,23	0,44	0,68	100	
72	9,25	5,58	1,26	2,13	3,62	5,13	19,43	31,9	3,58	1,81	0,51	2,18	86,38	3,20
%	10,71	6,46	1,46	2,47	4,19	5,94	22,49	36,93	4,14	2,10	0,59	2,52	100	
73	0,93	0,42	0,52	6,08	4,2	3,33	3,3	4,19	0,78	0,27	0,32	0	24,33	2,52
%	3,82	1,73	2,14	24,99	17,26	13,69	13,56	17,22	3,21	1,11	1,32	0,00	100,00	
74	0,67	0,93	0,63	0,74	0,56	1,39	2,39	3,17	3,81	0,16	0	0	14,46	0,88
%	4,63	6,43	4,36	5,12	3,87	9,61	16,53	21,92	26,35	1,11	0,00	0,00	100	
75	3,23	0,72	1,71	0,5	1,06	3,6	11,5	13,47	6,72	9,22	3,57	0,2	55,49	1,59
%	5,82	1,30	3,08	0,90	1,91	6,49	20,72	24,27	12,11	16,62	6,43	0,36	100,00	
76	1,37	0,74	2,29	1,99	5,33	2,55	0,37	3,21	7,51	3,66	0,05	0,11	29,17	1,92
%	4,70	2,54	7,85	6,82	18,27	8,74	1,27	11,00	25,75	12,55	0,17	0,38	100,00	
77	0,01	0,02	1,74	0,65	0,42	0,4	0,13	0,1	0,79	0,01	0	1,05	5,35	0,78
%	0,19	0,37	32,52	12,15	7,85	7,48	2,43	1,87	14,77	0,19	0,00	19,63	100,00	
78	0,4	0,9	0	0	0	0,04	0,04	4,37	0,08	0,31	0,01	0	6,15	0,26
%	6,50	14,63	0,00	0,00	0,00	0,65	0,65	71,06	1,30	5,04	0,16	0,00	100,00	
79	7,49	0,54	0,05	0,01	0	0,1	0,98	0,54	0,42	0,09	0	0	10,23	0,37
%	73,22	5,28	0,49	0,10	0,00	0,98	9,58	5,28	4,11	0,88	0,00	0,00	100,00	
80	0,92	0,45	1,71	0,67	0,89	2,56	3,37	2,34	0,08	0,65	0	0	13,65	0,54
%	6,74	3,30	12,53	4,91	6,52	18,75	24,69	17,14	0,59	4,76	0,00	0,00	100,00	
81	3,313	0,8084	0,0858	0,7985	0,5185	0,5767	0,4101	2,471	4,443	3,998	0	0,8766	18,3	0,73
%	18,10	4,42	0,47	4,36	2,83	3,15	2,24	13,50	24,28	21,85	0,00	4,79	100,00	
1982	5,116	2,483	16,27	0,5729	1,163	1,53	1,392	0,6151	0	0,3468	0	0,2506	29,74	1,09
%	17,20	8,35	54,71	1,93	3,91	5,14	4,68	2,07	0,00	1,17	0,00	0,84	100,00	
83	0,1137	0,9066	0,00	0,00	0,1788	4,824	3,258	1,738	0,0862	0	0,0829	0,5058	11,69	0,94
%	0,97	7,76	0,00	0,00	1,53	41,27	27,87	14,87	0,74	0,00	0,71	4,33	100,00	
84	0,000	0,1221	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,1221	0,27
%	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	
85	1,312	1,107	0,538	0,6598	0,8894	1,028	4,828	3,278	0,2659	0,1743	0	0,1663	14,25	0,33
%	9,21	7,77	3,78	4,63	6,24	7,21	33,88	23,00	1,87	1,22	0,00	1,17	100,00	
86	3,434	1,998	0,672	0,8961	1,21	1,818	1,609	0,2335	0,0527	0,0067	0,6929	0,0039	12,63	0,61
%	27,19	15,82	5,32	7,10	9,58	14,39	12,74	1,85	0,42	0,05	5,49	0,03	100,00	
87	0,3345	0,0178	0,042	0,0452	0,0185	0	0	0,0462	1,084	0,9981	0,0421	0,0104	2,639	0,35
%	12,68	0,67	1,59	1,71	0,70	0,00	0,00	1,75	41,08	37,82	1,60	0,39	100,00	
88	0,3126	1,467	0,2056	0,3507	0,2253	0,58	0,6424	0,0213	2,849	1,66	0,333	0,8717	9,519	0,28

Annexe 3

%	3,28	15,41	2,16	3,68	2,37	6,09	6,75	0,22	29,93	17,44	3,50	9,16	100,00	
89	6,797	0,2401	0,0184	0,05	11,68	4,47	2,414	2,747	9,8	0,9449	0,4585	0,0898	39,71	1,12
%	17,12	0,60	0,05	0,13	29,41	11,26	6,08	6,92	24,68	2,38	1,15	0,23	100,00	
90	0,23	0,19	1,23	0,57	1,39	1,45	10,32	8,51	2,17	2,00	0,61	0,00	28,66	1,55
%	0,80	0,65	4,28	1,99	4,84	5,05	36,00	29,68	7,58	6,99	2,13	0,00	100,00	
91	0,88	1,49	0,31	0,66	0,49	1,13	11,77	5,38	11,43	1,20	0,29	0,28	35,32	1,45
%	2,50	4,22	0,89	1,86	1,38	3,20	33,32	15,22	32,37	3,40	0,82	0,81	100,00	
92	1,29	0,04	1,65	1,15	1,19	1,39	4,00	0,72	0,13	0,11	0,00	0,00	11,67	1,07
%	11,01	0,38	14,13	9,84	10,18	11,88	34,28	6,21	1,14	0,96	0,00	0,00	100	
93	0,00	0,49	0,06	0,85	0,12	0,11	0,22	0,00	0,33	0,00	0,25	1,12	3,57	0,35
%	0,00	13,84	1,72	23,94	3,39	3,06	6,28	0,00	9,31	0,00	6,88	31,51	100,00	
94	1,37	2,62	0,00	0,00	0,11	0,03	2,37	0,81	0,06	4,41	1,10	0,27	13,14	0,38
%	10,45	19,91	0,01	0,00	0,80	0,22	18,07	6,14	0,45	33,57	8,35	2,02	100,00	
95	3,05	6,18	0,00	0,04	11,14	12,00	27,80	5,51	4,36	1,99	0,57	0,00	72,64	1,95
%	4,20	8,50	0,00	0,06	15,34	16,51	38,27	7,58	6,01	2,74	0,78	0,00	100,00	
96	0,00	0,00	0,00	0,02	0,25	0,10	0,00	0,00	1,42	0,51	0,06	0,39	2,75	1,71
%	0,00	0,00	0,00	0,66	9,19	3,45	0,00	0,00	51,58	18,70	2,20	14,25	100,00	
97	10,91	0,69	4,44	1,68	0,03	0,00	0,03	1,38	2,11	0,18	0,00	1,88	23,34	0,59
%	46,76	2,97	19,03	7,18	0,12	0,00	0,13	5,89	9,05	0,79	0,00	8,06	100,00	
98	4,31	0,17	0,01	0,00	0,55	0,37	0,49	0,01	1,98	1,11	0,00	0,00	9,01	0,74
%	47,88	1,90	0,09	0,00	6,13	4,06	5,42	0,12	22,03	12,35	0,00	0,00	100	
99	3,15	1,91	3,21	6,55	0,66	0,21	0,01	0,00	2,61	2,06	0,00	1,49	21,87	0,70
%	14,40	8,75	14,68	29,95	3,01	0,96	0,05	0,00	11,95	9,42	0,00	6,82	100,00	
00	5,46	0,01	0,05	0,13	0,06	0,01	0,00	2,18	3,98	0,00	0,00	0,00	11,87	0,77
%	46,02	0,11	0,43	1,06	0,49	0,05	0,00	18,35	33,49	0,00	0,00	0,00	100	
01	4,65	5,51	2,81	0,01	0,00	0,00	0,09	0,56	0,01	0,47	0,13	0,00	14,24	0,59
%	32,64	38,67	19,75	0,05	0,03	0,00	0,62	3,94	0,08	3,33	0,91	0,00	100	
02	0,00	1,34	4,19	1,97	2,07	0,29	0,24	3,62	0,02	0,43	0,02	0,02	14,22	0,65
%	0,00	9,45	29,48	13,82	14,59	2,04	1,69	25,46	0,14	3,05	0,14	0,14	100	
03	0,91	2,61	0,05	0,03	0,06	0,00	0,01	0,00	1,35	0,92	0,00	1,66	7,60	0,50
%	11,93	34,38	0,63	0,45	0,78	0,00	0,09	0,00	17,76	12,14	0,00	21,83	100	

Source : ANRH

Annexe 3.7

**Génération de la série d'apports mensuelle au site du barrage Berriche
par la méthode de Svanidse**

Ai	Ai /Amoy	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O
10,34	2,02	0,434	0,879	0,000	0,006	1,586	1,707	3,957	0,784	0,621	0,284	0,081	0,000
1,96	0,38	0,205	0,390	0,000	0,000	0,016	0,004	0,354	0,120	0,009	0,658	0,164	0,040
9,23	1,80	0,433	0,234	0,725	0,630	1,687	0,807	0,117	1,016	2,376	1,158	0,016	0,035
20,69	4,04	2,216	1,337	0,302	0,510	0,867	1,229	4,654	7,641	0,857	0,434	0,122	0,522
5,8	1,13	0,993	0,035	0,003	0,007	1,706	0,653	0,353	0,401	1,431	0,138	0,067	0,013
4,58	0,89	0,212	0,295	0,200	0,234	0,177	0,440	0,757	1,004	1,207	0,051	0,000	0,000
11,9	2,32	0,455	0,205	0,254	2,974	2,054	1,629	1,614	2,049	0,382	0,132	0,157	0,000
6,62	1,29	0,443	0,447	0,106	0,120	0,231	0,534	0,756	1,886	1,478	0,545	0,029	0,045
1,63	0,32	0,150	0,127	0,062	0,075	0,102	0,118	0,552	0,375	0,030	0,020	0,000	0,019
1,8	0,35	0,228	0,012	0,029	0,031	0,013	0,000	0,000	0,032	0,739	0,681	0,029	0,007
2,6	0,51	0,310	0,894	0,016	0,012	0,020	0,000	0,002	0,000	0,462	0,316	0,000	0,568
3,68	0,72	0,666	0,163	0,017	0,161	0,104	0,116	0,082	0,497	0,893	0,804	0,000	0,176
4,85	0,95	0,047	0,376	0,000	0,000	0,074	2,001	1,352	0,721	0,036	0,000	0,034	0,210
7,11	1,39	0,251	0,399	0,308	0,491	0,776	0,730	0,970	0,274	2,020	0,034	0,799	0,057
2,94	0,57	0,960	1,137	0,581	0,002	0,001	0,000	0,018	0,116	0,002	0,098	0,027	0,000
0,73	0,14	0,047	0,107	0,000	0,000	0,000	0,005	0,005	0,519	0,009	0,037	0,001	0,000
4,33	0,85	0,201	0,278	0,189	0,222	0,168	0,416	0,716	0,949	1,141	0,048	0,000	0,000
3,29	0,64	0,000	0,311	0,970	0,455	0,480	0,067	0,056	0,837	0,004	0,100	0,004	0,004
1,04	0,20	0,068	0,152	0,000	0,000	0,000	0,007	0,007	0,739	0,014	0,052	0,002	0,000
2,44	0,48	0,291	0,839	0,015	0,011	0,019	0,000	0,002	0,000	0,433	0,296	0,000	0,533
8,38	1,64	0,488	0,109	0,258	0,076	0,160	0,544	1,737	2,034	1,015	1,392	0,539	0,030
6,18	1,21	1,058	0,037	0,003	0,008	1,818	0,696	0,376	0,428	1,525	0,147	0,071	0,014
7,69	1,50	0,062	0,050	0,329	0,153	0,372	0,388	2,768	2,282	0,583	0,538	0,164	0,000
2,77	0,54	0,187	0,091	0,347	0,136	0,181	0,520	0,684	0,475	0,016	0,132	0,000	0,000
1,46	0,29	0,048	0,225	0,032	0,054	0,035	0,089	0,099	0,003	0,437	0,255	0,051	0,134
3,48	0,68	0,501	0,305	0,511	1,042	0,105	0,033	0,002	0,000	0,416	0,328	0,000	0,237
14,44	2,82	0,552	0,249	0,309	3,609	2,493	1,976	1,959	2,487	0,463	0,160	0,190	0,000
1,27	0,25	0,083	0,186	0,000	0,000	0,000	0,008	0,008	0,902	0,017	0,064	0,002	0,000
5,45	1,06	0,600	0,021	0,770	0,536	0,555	0,648	1,868	0,338	0,062	0,052	0,000	0,000
2,28	0,45	0,272	0,784	0,014	0,010	0,018	0,000	0,002	0,000	0,405	0,277	0,000	0,498
5,14	1,00	0,050	0,399	0,000	0,000	0,079	2,121	1,433	0,764	0,038	0,000	0,036	0,222
3,11	0,61	0,846	0,492	0,165	0,221	0,298	0,448	0,396	0,057	0,013	0,002	0,171	0,001
4,1	0,80	0,008	0,015	1,333	0,498	0,322	0,307	0,100	0,077	0,605	0,008	0,000	0,805
3,88	0,76	1,786	0,004	0,017	0,041	0,019	0,002	0,000	0,712	1,300	0,000	0,000	0,000
2,12	0,41	0,222	0,422	0,000	0,000	0,017	0,005	0,383	0,130	0,010	0,712	0,177	0,043

Annexe 3.8 : Calcul de régularisation

	M ois	Apport (hm3)	Modulatio n (%)		Demande (Hm3)		H evp (mm)	V int (Hm3)	S moy (Km2)	Vevp (Hm3)	Reserve AEP	Reserve IRG		
			AE P	IRG	AEP	IRG								
1	9	0,434	7,9	7,98	0,04 4	0,28 6	134,3	4,414	0,00531 81	0,00071 4	4,369	4,083		
2	10	0,879	7,9	4,9	0,04 4	0,17 5	99,3	4,962	0,00579 42	0,00057 5	4,918	4,742		
3	11	0	7,9	4,9	0,04 4	0,17 5	40,4	4,742	0,00560 43	0,00022 6	4,698	4,522		
4	12	0,006	7,9	4	0,04 4	0,14 3	15,9	4,528	0,00541 82	8,61E- 05	4,484	4,341		
5	1	1,586	7,9	4	0,04 4	0,14 3	22,9	5,927	0,00660 62	0,00015 1	5,882	5,739		
6	2	1,707	7,9	4	0,04 4	0,14 3	32	7,446	0,00782 31	0,00025	7,402	7,258		
7	3	3,957	7,9	10,1 2	0,04 4	0,36 2	43,8	11,215	0,00940 01	0,00041 2	7,96	7,598		
8	4	0,784	8,9	10,1 2	0,05	0,36 2	95,8	8,382	0,00839 43	0,00080 4	7,96	7,598		
9	5	0,621	8,9	10,1 2	0,05	0,36 2	139	8,219	0,00833 31	0,00115 8	7,96	7,598		
10	6	0,284	8,9	11,9 6	0,05	0,42 8	206,6	7,882	0,00815 65	0,00168 5	7,83	7,402		
11	7	0,081	8,9	15,9 4	0,05	0,57 1	271,2	7,483	0,00784 96	0,00212 9	7,431	6,86		
12	8	0	8,9	11,9 6	0,05	0,42 8	248,9	6,86	0,00736 05	0,00183 2	6,809	6,381	0	0
13	9	0,205	7,9	7,98	0,04 4	0,28 6	134,3	6,586	0,00714 29	0,00095 9	6,54	6,255		
14	10	0,39	7,9	4,9	0,04 4	0,17 5	99,3	6,645	0,00719 04	0,00071 4	6,6	6,424		
15	11	0	7,9	4,9	0,04 4	0,17 5	40,4	6,424	0,00701 29	0,00028 3	6,38	6,204		
16	12	0	7,9	4	0,04 4	0,14 3	15,9	6,204	0,00683 41	0,00010 9	6,16	6,017		
17	1	0,016	7,9	4	0,04 4	0,14 3	22,9	6,033	0,00669 36	0,00015 3	5,988	5,845		
18	2	0,004	7,9	4	0,04 4	0,14 3	32	5,849	0,00654 21	0,00020 9	5,805	5,662		
19	3	0,354	7,9	10,1 2	0,04 4	0,36 2	43,8	6,016	0,00667 94	0,00029 3	5,971	5,609		
20	4	0,12	8,9	10,1 2	0,05	0,36 2	95,8	5,729	0,00643 97	0,00061 7	5,678	5,316		
21	5	0,009	8,9	10,1 2	0,05	0,36 2	139	5,325	0,00610 09	0,00084 8	5,274	4,912		
22	6	0,658	8,9	11,9 6	0,05	0,42 8	206,6	5,57	0,00630 72	0,00130 3	5,519	5,091		
23	7	0,164	8,9	15,9 4	0,05	0,57 1	271,2	5,255	0,00604 14	0,00163 8	5,203	4,633		
24	8	0,04	8,9	11,9 6	0,05	0,42 8	248,9	4,673	0,00554 15	0,00137 9	4,621	4,193	0	0

$$S = 172 \text{ Km}^2;$$

$$V_u = 7,96 \text{ hm}^3;$$

$$V_{\text{int}} = \frac{1}{2} V_u = 3,98 \text{ hm}^3;$$

Hevp : Hauteur d'eau évaporée en mm ;

Vi : Volume initial dans la retenue :

Le zéro dans l'avant dernière colonne signifie qu'il n'y avait pas un déficit dans l'AEP dans cette année, .Le même test s'applique pour chaque année en faisant varier le numéro du premier et du dernier mois de l'année correspondante.

La valeur 1 signifie que l'année correspondante est déficitaire.

Annexe 3.9 : Méthode de KOTCHERINE

b = 20 m						b=50 m					
H (m)	Q (m ³ /s)	S (m ²)	V0 (m/s)	H0 (m)	Q (m3/s)	H (m)	Q (m3/s)	S (m2)	V0 (m/s)	H0 (m)	Q (m3/s)
0,3	7,20	6,00	1,20	0,37	9,95	0,3	18,00	15,00	1,20	0,33	20,66
0,5	15,50	10,00	1,55	0,62	21,40	0,5	38,74	25,00	1,55	0,55	44,45
0,7	25,67	14,00	1,83	0,87	35,45	0,7	64,17	35,00	1,83	0,77	73,63
0,9	37,42	18,00	2,08	1,12	51,68	0,9	93,55	45,00	2,08	0,99	107,35
1,1	50,56	22,00	2,30	1,36	69,83	1,1	126,41	55,00	2,30	1,21	145,05
1,3	64,96	26,00	2,50	1,61	89,71	1,3	162,40	65,00	2,50	1,42	186,35
1,5	80,52	30,00	2,68	1,86	111,19	1,5	201,29	75,00	2,68	1,64	230,97
2	123,96	40,00	3,10	2,48	171,19	2	309,90	100,00	3,10	2,19	355,60
2,5	173,24	50,00	3,46	3,10	239,24	2,5	433,10	125,00	3,46	2,74	496,97
3	227,73	60,00	3,80	3,72	314,49	3	569,33	150,00	3,80	3,29	653,28
b=30 m						b=60 m					
H (m)	Q (m3/s)	S (m2)	V0 (m/s)	H0 (m)	Q (m3/s)	H (m)	Q (m3/s)	S(m2)	V0 (m/s)	H0 (m)	Q (m3/s)
0,3	10,80	9,00	1,20	0,35	13,50	0,3	21,60	18,00	1,20	0,32	24,25
0,5	23,24	15,00	1,55	0,58	29,04	0,5	46,49	30,00	1,55	0,54	52,18
0,7	38,50	21,00	1,83	0,81	48,11	0,7	77,00	42,00	1,83	0,76	86,43
0,9	56,13	27,00	2,08	1,04	70,13	0,9	112,26	54,00	2,08	0,97	126,00
1,1	75,84	33,00	2,30	1,28	94,76	1,1	151,69	66,00	2,30	1,19	170,26
1,3	97,44	39,00	2,50	1,51	121,75	1,3	194,88	78,00	2,50	1,40	218,74
1,5	120,77	45,00	2,68	1,74	150,90	1,5	241,55	90,00	2,68	1,62	271,12
2	185,94	60,00	3,10	2,32	232,33	2	371,88	120,00	3,10	2,16	417,41
2,5	259,86	75,00	3,46	2,90	324,69	2,5	519,72	150,00	3,46	2,70	583,35
3	341,60	90,00	3,80	3,48	426,81	3	683,19	180,00	3,80	3,24	766,83
b=40 m						b=80 m					
H (m)	Q (m3/s)	S (m2)	V0 (m/s)	H0 (m)	Q (m3/s)	H (m)	Q (m3/s)	S (m2)	V0 (m/s)	H0 (m)	Q (m3/s)
0,3	14,40	12,00	1,20	0,34	17,07	0,3	28,81	24,00	1,20	0,32	31,44
0,5	30,99	20,00	1,55	0,56	36,74	0,5	61,98	40,00	1,55	0,53	67,64
0,7	51,34	28,00	1,83	0,78	60,85	0,7	102,67	56,00	1,83	0,74	112,05
0,9	74,84	36,00	2,08	1,01	88,71	0,9	149,68	72,00	2,08	0,95	163,36
1,1	101,13	44,00	2,30	1,23	119,87	1,1	202,25	88,00	2,30	1,17	220,73
1,3	129,92	52,00	2,50	1,46	154,01	1,3	259,85	104,00	2,50	1,38	283,59
1,5	161,03	60,00	2,68	1,68	190,88	1,5	322,06	120,00	2,68	1,59	351,49
2	247,92	80,00	3,10	2,24	293,88	2	495,85	160,00	3,10	2,12	541,15
2,5	346,48	100,00	3,46	2,80	410,71	2,5	692,96	200,00	3,46	2,65	756,28
3	455,46	120,00	3,80	3,36	539,89	3	910,93	240,00	3,80	3,18	994,16

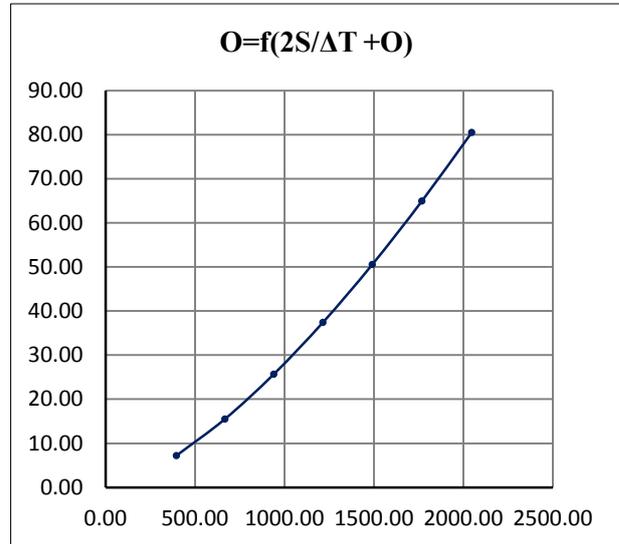
Cote	Vch	Vch/Vcr	Q lam
931,53	0,35	0,04	515,10
931,73	0,59	0,07	500,49
931,93	0,82	0,09	485,89
932,13	1,06	0,12	471,28
932,33	1,30	0,15	456,68
932,53	1,53	0,18	442,07
932,73	1,77	0,20	427,47
933,23	2,36	0,27	390,95

933,73	2,95	0,34	354,44
934,23	3,54	0,41	317,93
934,73	4,14	0,48	281,42

Annexe 3.10 : Méthode de MUSKINGUM

B=20 m

H (m)	S (m3)	O (m3/s)	(2S/ΔT + O)(m3/s)
0,3	349990,0	7,20	396,08
0,5	586590,0	15,50	667,26
0,7	823190,0	25,67	940,32
0,9	1059790,0	37,42	1214,96
1,1	1296390,0	50,56	1491,00
1,3	1532990,0	64,96	1768,28
1,5	1769590,0	80,52	2046,73

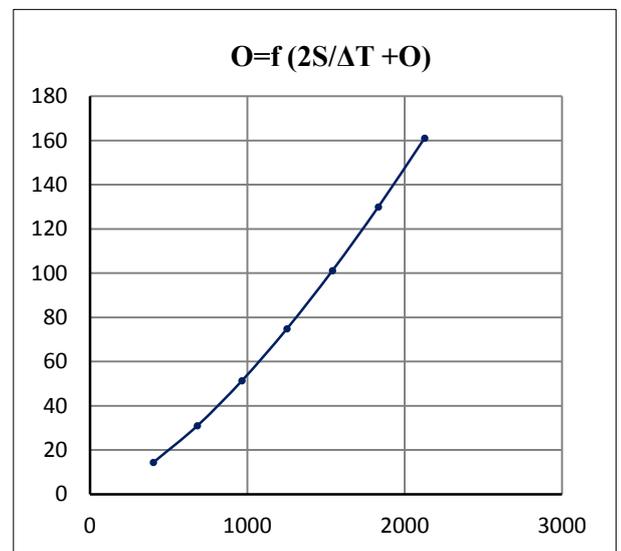


t (heures)	I (m3/s)	I1 + I2(m3/s)	(2S/ΔT + O)(m3/s)	(2S/ΔT + O)-2O (m3/s)	O sortie (m3/s)
0,5	8,4		396,08	381,68	7,20
1	33,5	41,9	423,58	407,91	7,83
1,5	75,5	109	516,91	495,45	10,73
2	134,2	209,7	705,15	671,04	17,06
2,5	209,6	343,8	1014,84	957,14	28,85
3	301,9	511,5	1468,64	1370,14	49,25
3,5	410,9	712,8	2082,94	1917,41	82,77
4	536,7	947,6	2865,01	2594,47	135,27
4,5	472,4	1009,1	3603,57	3213,65	194,96
5	413,4	885,8	4099,45	3618,37	240,54
5,5	359,5	772,9	4391,27	3852,40	269,44
6	310,6	670,1	4522,50	3956,64	282,93
6,5	266,3	576,9	4533,54	3965,38	284,08
7	226,4	492,7	4458,08	3905,54	276,27
7,5	190,7	417,1	4322,64	3797,63	262,50
8	159	349,7	4147,33	3656,98	245,18

8,5	131	290	3946,98	3494,87	226,05
9	106,5	237,5	3732,37	3319,62	206,37
9,5	85,3	191,8	3511,42	3137,48	186,97
10	67,1	152,4	3289,88	2953,06	168,41
10,5	51,7	118,8	3071,86	2769,87	151,00
11	38,8	90,5	2860,37	2590,52	134,93
11,5	28,3	67,1	2657,62	2417,07	120,27
12	19,9	48,2	2465,27	2251,16	107,06

B=40 m

H (m)	S (m3)	O (m3/s)	(2S/ΔT + O)(m3/s)
0,3	349990	14,40	403,28
0,5	586590	30,99	682,76
0,7	823190	51,34	965,99
0,9	1059790	74,84	1252,38
1,1	1296390	101,13	1541,56
1,3	1532990	129,92	1833,25
1,5	1769590	161,03	2127,24

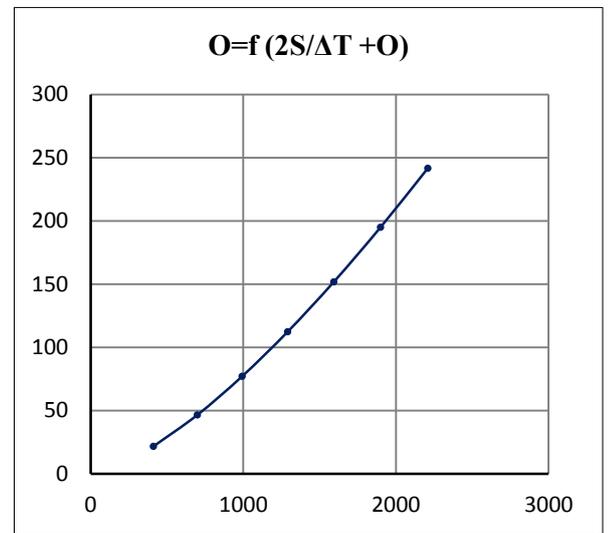


t (heures)	I (m3/s)	I1 + I2(m3/s)	(2S/ΔT + O)(m3/s)	(2S/ΔT + O)-2O(m3/s)	O sortie(m3/s)
0,5	8,4		396,08	381,68	7,20
1	33,5	41,9	423,58	391,76	15,91
1,5	75,5	109	500,76	459,08	20,84
2	134,2	209,7	668,78	603,99	32,40
2,5	209,6	343,8	947,79	839,62	54,09
3	301,9	511,5	1351,12	1169,24	90,94
3,5	410,9	712,8	1882,04	1583,29	149,38
4	536,7	947,6	2530,89	2058,69	236,10
4,5	472,4	1009,1	3067,79	2426,60	320,59
5	413,4	885,8	3312,40	2586,58	362,91
5,5	359,5	772,9	3359,48	2616,81	371,33
6	310,6	670,1	3286,91	2570,13	358,39
6,5	266,3	576,9	3147,03	2478,95	334,04
7	226,4	492,7	2971,65	2362,42	304,62
7,5	190,7	417,1	2779,52	2231,93	273,79

8	159	349,7	2581,63	2094,45	243,59
8,5	131	290	2384,45	1954,34	215,05
9	106,5	237,5	2191,84	1814,47	188,68
9,5	85,3	191,8	2006,27	1676,92	164,68
10	67,1	152,4	1829,32	1543,18	143,07
10,5	51,7	118,8	1661,98	1414,41	123,79
11	38,8	90,5	1504,91	1291,49	106,71
11,5	28,3	67,1	1358,59	1175,22	91,69
12	19,9	48,2	1223,42	1066,29	78,57

B = 60 m

H (m)	S (m ³)	O (m ³ /s)	(2S/ΔT + O) (m ³ /s)
0,3	349990,00	21,60	410,48
0,5	586590,00	46,49	698,25
0,7	823190,00	77,00	991,66
0,9	1059790,00	112,26	1289,80
1,1	1296390,00	151,69	1592,12
1,3	1532990,00	194,88	1898,21
1,5	1769590,00	241,55	2207,76

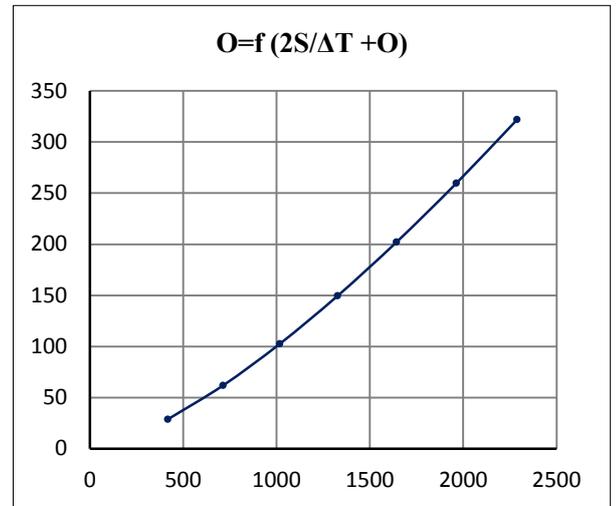


t (heures)	I (m ³ /s)	I1 + I2(m ³ /s)	(2S/ΔT + O)(m ³ /s)	(2S/ΔT + O)-2O(m ³ /s)	O sortie(m ³ /s)
0,5	8,4		396,08	381,68	7,20
1	33,5	41,9	423,58	379,87	21,85
1,5	75,5	109	488,87	433,89	27,49
2	134,2	209,7	643,59	560,53	41,53
2,5	209,6	343,8	904,33	769,61	67,36
3	301,9	511,5	1281,11	1062,13	109,49
3,5	410,9	712,8	1774,93	1428,33	173,30
4	536,7	947,6	2375,93	1847,69	264,12
4,5	472,4	1009,1	2856,79	2162,41	347,19
5	413,4	885,8	3048,21	2282,54	382,83
5,5	359,5	772,9	3055,44	2287,02	384,21
6	310,6	670,1	2957,12	2225,74	365,69
6,5	266,3	576,9	2802,64	2127,89	337,37
7	226,4	492,7	2620,59	2010,13	305,23
7,5	190,7	417,1	2427,23	1882,14	272,54
8	159	349,7	2231,84	1749,78	241,03

8,5	131	290	2039,78	1616,70	211,54
9	106,5	237,5	1854,20	1485,30	184,45
9,5	85,3	191,8	1677,10	1357,33	159,88
10	67,1	152,4	1509,73	1234,10	137,82
10,5	51,7	118,8	1352,90	1116,58	118,16
11	38,8	90,5	1207,08	1005,56	100,76
11,5	28,3	67,1	1072,66	901,70	85,48
12	19,9	48,2	949,90	805,59	72,15

B = 80 m

H (m)	S (m ³)	O (m ³ /s)	(2S/ΔT + O)(m ³ /s)
0,3	349990,00	28,81	417,68
0,5	586590,00	61,98	713,75
0,7	823190,00	102,67	1017,33
0,9	1059790,00	149,68	1327,22
1,1	1296390,00	202,25	1642,68
1,3	1532990,00	259,85	1963,17
1,5	1769590,00	322,06	2288,27



t (heures)	I (m ³ /s)	I1 + I2(m ³ /s)	(2S/ΔT + O)(m ³ /s)	(2S/ΔT + O)-2O(m ³ /s)	O sortie(m ³ /s)
0,5	8,4		396,08	381,68	7,20
1	33,5	41,9	423,58	368,26	27,66
1,5	75,5	109	477,26	410,28	33,49
2	134,2	209,7	619,98	520,87	49,55
2,5	209,6	343,8	864,67	706,69	78,99
3	301,9	511,5	1218,19	966,70	125,74
3,5	410,9	712,8	1679,50	1290,96	194,27
4	536,7	947,6	2238,56	1661,09	288,73
4,5	472,4	1009,1	2670,19	1929,76	370,21
5	413,4	885,8	2815,56	2016,90	399,33
5,5	359,5	772,9	2789,80	2001,57	394,11
6	310,6	670,1	2671,67	1930,66	370,51
6,5	266,3	576,9	2507,56	1830,28	338,64
7	226,4	492,7	2322,98	1714,82	304,08
7,5	190,7	417,1	2131,92	1592,42	269,75
8	159	349,7	1942,12	1467,94	237,09
8,5	131	290	1757,94	1344,40	206,77
9	106,5	237,5	1581,90	1223,77	179,06
9,5	85,3	191,8	1415,57	1107,52	154,02
10	67,1	152,4	1259,92	996,74	131,59
10,5	51,7	118,8	1115,54	892,23	111,65
11	38,8	90,5	982,73	794,64	94,05
11,5	28,3	67,1	861,74	704,50	78,62
12	19,9	48,2	752,70	622,25	65,22

