

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

THEME DU PROJET

**ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE DU
BARRAGE KOUDIAT HARICHA
(W.GUELMA)**

PRÉSENTÉ PAR

AMARA Fatma

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
D.DJOUDAR	Maître de Conférences (B)	Examinatrice
M.D.BENSALAH	Maître Assistant (A)	Examineur
I.ZAIBAK	Maître Assistant (A)	Examineur
B.BENLAOUKLI	Maître de Conférences (A)	Promoteur

Session - 2017

Remerciements

En premier lieu, je tiens à remercier Dieu tout puissant qui m'a donné la force de continuer et d'achever ce travail.

Je remercie fortement mon promoteur **M^r B.BENLAOUKLI** de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Mes vifs remerciements à **Mr ZEROUAL** pour son aide, ses conseils et sa disponibilité durant toute la période de mon projet. Et tous les enseignants de l'ENSH et particulièrement **Mr TOUMI** et **Mme TOUAIBIA**.

Toute ma gratitude pour **Mr S.ABBAS** et **Mr H.ZIANI** pour leurs aides, conseils et orientations.

Je tiens à remercier aussi vivement **Mr DJ.HICHAM** pour son aide et sa disponibilité.

Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'évaluer mon travail.

Dédicace

Je dédie ce travail

A mes chers parents, pour leurs sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse tous le long de ma vie et mes études.

A mes très cher grands parents, et mes sœurs, la grande et la petite Kahina , Lynda et mon unique frère Lounis pour leurs soutien

Et leurs encouragements

A mes oncles et tantes, cousins et cousines et toute ma famille

A mon meilleur ami Amine

A mes meilleures amies Ouiza , Tina et Zakia , Sonia , Sosso et Dyhia et toute la famille de l'ENSH

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

ملخص

قمنا في هذه المذكرة بدراسة النوعية المناسبة للسد الذي سيتم إنجازه على مستوى واد الشارف الواقع بولاية قالمة. الغرض من إنجاز هذا السد هو تزويد المناطق المجاورة بالمياه الصالحة للشرب وكذا سقي الأراضي الفلاحية بالمنطقة.

بعد دراسة جيولوجية وهيدرولوجية معمقة قمنا بتصميم السد الذي يبلغ ارتفاعه 88 مترا وبسعة تقدر بـ 38 مليون متر مكعب، على امتداد أكثر من 500 متر. السد المتكون من دمج العديد من المواد و مجسم وسطي من الطين تم اختياره عن طريق دراسة تقني-اقتصادية. من ثم تحققنا من ثباته بعد اختيارنا لنوعية مواد الإنجاز المتاحة من حيث النوعية والكمية.

الكلمات الرئيسية : النوعية, السد, الغرض, تزويد, المواد

Résumé

L'étude des variantes de la digue du Barrage Koudiat Haricha sur Oued Cherf (wilaya de Guelma) a fait l'objet de présent mémoire. Ce barrage sera réalisé dans le but de satisfaire les besoins en eau potable de la région et en même temps l'irrigation des terrains agricoles de la zone d'étude.

La synthèse des travaux de géologie et de géotechnique ainsi que l'étude hydrologique nous ont permis de dimensionner. Ce dimensionnement a donné une hauteur de 88 mètres et une capacité de 38 millions mètre cube, sur une longueur de crête d'environ 500 mètre. La variante, barrage zoné avec noyau argileux, a été choisi sur la base d'une étude technico-économique. De ce fait le calcul de la stabilité des talus sur la variante choisie était tributaire des matériaux de construction disponibles du point de vue quantité et qualité.

Mots clés: Variantes, Digue, Koudiat Haricha, Besoins, Matériaux

Abstract

The present work deals with the variants of the Koudiat Haricha dam on wad Cherf (wilaya of Guelma). This dam is designed to satisfy the water supply needs, of the region and at the same time to irrigate neighboring agricultural land. After a thorough geological and hydrological study, we designed a structure with a height of 88 meters and a capacity of 38 million cubic meters, along a ridge length of about 500 meters, and a stability study on the variant adopted according to the building materials available in terms of quantity and quality.

Keywords: Variants, Dam, Koudiat Haricha, Needs, Materials

SOMMAIRE

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	
Introduction	2
I.1 Situation géographique du barrage koudiat Haricha	2
I.2 Situation topographique	3
Chapitre II : Etudes géologique et géotechnique	
Introduction.....	4
II.1 Géologie de la Zone d'étude	4
II.2 Etanchéité de la fondation	5
II.3 Aspects hydrogéologique	6
II.4 Reconnaissances géologiques et géotechniques	7
II.4.1 Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire	8
II.5 Sismicité	9
Chapitre III: Etude hydrologique	
Introduction	14
III.1. Situation géographique	14
III.2 Caractéristiques morphologiques du bassin versant	15
III.2.1 Delimitation du bassin versant.....	15
III.2.2 Paramètres géométrique	16
III.2.3 Paramètres de forme	17
III.2.4 Paramètres du relief	18
III.2.5 Réseau d'écoulement	24
III.3 Données climatologiques	28
III.3.1 Températures	28
III 3.2 Evapotranspiration	28
III.3.3 Humidité	28
III.3.4 Vent.....	28
III.3.5 Pluviométrie.....	29

III.4 Étude des précipitations	30
III.4.1 Homogénéisation des données.....	30
III.4.2 Étude des pluies maximales journalières	31
III.4.3 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences	38
III.5 Etudes des apports	40
III.5.1 Apport liquides	40
III.5.2 Apports frequentiels.....	41
III.5.3 Apports solides	42
III.6 Étude des crues	44
III.6.1 Estimation du débit maximum.....	46
III.6.2 Hydrogramme de crue	47
III.6.3 Choix de la crue de projet et de la crue de chantier	48
III.6.4 Calcul du volume de la crue.....	48
III.7 Courbe caractéristiques	50
III.8 Etude de régularisation	52
III.8.1 Objectifs et méthodologie.....	52
III.8.2 Répartition mensuelle des besoins.....	53
III.8.3 Répartition mensuelle de l'apport A80%	53
III.8.4 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	55
III.8.5 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	56
III.9 Laminage des crues	58
III.9.1 Principe de la méthode	57
III.9.2 Application de la méthode de Kotcherine	58
III.10 Étude d'optimisation	62
III.10.1 Calcul de la revanche.....	62
III.10.2 Tassement	63
III.10.3 Largeur en crête	64
III.10.4 Calcul du coût approximatif de la digue.....	66
III.10.5 Calcul du coût approximatif du déversoir de l'évacuateur de crues	67

Chapitre IV : Etude des variantes

Introduction.....	72
IV.1 Choix du type du barrage	72

IV.1.1 Remblai en terre homogène	72
IV.1.2 Barrage zoné avec un noyau d'argile	72
IV.1.3 Digue en enrochement avec masque en béton	73
IV.2. Définition du profil général de la retenue	73
IV.2.1. Hauteur de la retenue.....	73
IV.2. 2. Largeur en crête.....	73
IV.2. 3. La longueur en crête	73
IV.2.4 Pente des talus	74
IV.3. Remblai en terre homogène	74
IV.3.1. Pentes des talus	74
IV.3.2 Protection des talus	74
IV.3.3 Calcul des drains	76
IV.4 Remblai zoné a noyau d'argile.....	77
IV.4.1 Pentes des talus	77
IV.4.2 Protection des talus	77
IV.4.3 Etanchéité de la retenue	78
IV.4.3.1 Noyau	78
IV.4.3.2 Dimensionnement du Drain Tapis	81
IV.5.barrage en enrochement avec masque en beton.....	81
IV.5.1. Pentes des talus	81
IV.6 Détermination du cout des matériaux pour les différentes variantes	82
IV.7 Comparaison des résultats et discussions	82
Chapitre V : Etude de la variante choisie	
Introduction	83
V.1 les dimensions de la variante choisie	83
V.2 Protection des talus.....	83
V.3 calcul des drains.....	84
V.4 Dimensionnement de filtre entre le noyau et les recharges	84
V.4.1 Calcul des filtres	84
V.5 Dispositif d'étanchéité	86
Introduction :	83
V.1 les dimensions de la variante choisie.....	83
V.2 Protection des talus.....	83
V.3 calcul des drains	84

V.4 Dimensionnement de filtre entre le noyau et les recharges	84
V.4.1 Calcul des filtres.....	84
V.5 Dispositif d'étanchéité	86
V.5.1 Le noyau.....	86
V.6 Le voile d'injections :	86
V.7 Drainage à l'aval	86
V.8 Bermes	87
V.9 Etude des infiltrations	87
V.9.1. Tracer de la ligne de saturation	87
V.9.2 Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite).....	89
V.10 Etude de stabilité	90
V.10.1 Méthode de Fellenius	90
V.10.2 Détermination de la zone des cercles critiques selon méthode de Fondeev	91
V.10.3. Les forces agissant sur une tranche.....	91
V.10.4 Classement des forces	93
V.10.5 calcul des coefficients de sécurité pour différents types de fonctionnement	94

Chapitre VI : Organisation de chantier

VI.1 Travaux de préparatoires et installation de chantier	97
VI.1.1 Installations destinées au personnel	97
VI.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux	97
VI.1.3 Installations destinées à la réparation des engins.....	97
VI.1.4 Installation destinées pour la préfabrication	97
VI.1.5 Moyens de chantier	98
VI.2 Planification	98
VI.2.1 Techniques de planification	98
VI.2.1.1 Méthodes basées sur le réseau	98
VI.2.2 Plannings.....	100
VI.2.3.1. Plan de travail au plus tôt.....	100
VI.2.3.2. Plan de travail au plus tard	100
VI.3 .Délai de construction et programme des travaux	100
VI.4. Symboles des différentes opérations	101
VI.5 Détermination des chemins critiques	101

Conclusion générale.....102

Références bibliographique

Annexes

Liste des Tableaux

Tableau II.01: niveaux d'eau moyens mesurés dans les piézomètres	7
Tableau II.01 : Résultats géotechniques de la Zone d'emprunt 1	12
Tableau II.02 : Essais sur la roche(RIP-RAP).....	12
Tableau II.03 : terrain de fondation de la digue	12
Tableau III.06 : Températures moyennes mensuelles en degrés Celsius	28
Tableau III.07 : Evapotranspiration en (mm).....	28
Tableau III.08 : Humidité.....	28
Tableau III.09 : Vitesse du vent	28
Tableau III.10 : La station d'AIN MAKHLOUF (source ANRH d' Alger)	29
Tableau III.11 : Répartition de la pluie mensuelle moyenne interannuelle	29
Tableau III.12: précipitations annuel :	30
Tableau III.13 : Résultats du test de la médiane :	31
Tableau III.14: Statistiques de base :	32
Tableau III.5 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant ..	33
Tableau III.16 : caractéristiques de la loi log normale	34
Tableau III.17 : Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel	35
Tableau III.18 : Caractéristique de la loi Gumbel	36
Tableau III .19 : Pluies de courte durée et intensités de pluie pour différentes fréquences	38
Tableau III.20: La Station pluviométrique	40
Tableau III.21: Répartition mensuelle de l'apport moyen du site :	40
Tableau III.22 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.	41
Tableau III.23: récapitulatif des résultats de calcul de volume mort	43
Tableau III.24: valeur de α en fonction de la fréquence.....	45
Tableau III.25 : valeur de C en fonction de la fréquence	45
Tableau III.26 : débits maximaux de crue	46
Tableau III.27 : Coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface.....	50
Tableau III.28 : La répartition mensuelle de l'apport 80%	53
Tableau III.29 : Répartition mensuelle des besoins.	53
Tableau III.30 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	54
Tableau III.31 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques	55
Tableau III.32 : Volumes des pertes dans la retenue.....	55

Tableau III.33 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.	57
Tableau III.34: 1 ère étape de calcul, par la méthode de Kotcherine	60
Tableau III.36 : Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.....	62
Tableau III.37: Récapitulatif des résultats.....	62
Tableau III.38 : Largeur en crête	64
Tableau III.39: Calcul du coût de la digue	66
Tableau III.40: Calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs	67
Tableau III.41: récapitulatif des coûts du coursier	68
Tableau III.42 : Récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes	69
Tableau III.43: Caractéristiques du barrage.	71
Tableau IV.1: Valeurs indicatives des pentes des talus.....	74
Tableau IV.02 : Valeurs du coefficient C.....	74
Tableau IV.03 : Epaisseur de l'enrochement et D_{50} minimal des pierres en fonction de H_v ...	75
Tableau IV.04 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation	80
Tableau IV.05 : Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage.....	80
Tableau IV.06 : Caractéristiques du noyau	81
Tableau IV.07 : Coût de différentes variantes de la digue	82
Tableau V.1 : Caractéristiques du revêtement en Rip-Rap	83
Tableau V.2 : Valeurs de D_5 , D_{17} , n_0 et n	85
Tableau V.3 : Caractéristiques du noyau	86
Tableau V.4 : Caractéristiques du prisme de drainage.....	86
Tableau V.5 : Coordonnées de la parabole de Kozeny	88
Tableau V.6 : Valeurs des K_1 et K_2	91
Tableau V.7 : Valeurs des R_1 et R_2	91
Tableau V.8 : Valeurs des coefficients de stabilité admissibles.....	94
Tableau V.09 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	96
Tableau VI.1 Symboles et durées des opérations	101

Liste Des Figures

Figure I.01 situation du barrage koudiat haricha.....	2
Figure II.02 : implantation des sondages au droit de l'axe du barrage ECH : 1/10 000	10
Figure II.03 : localisation des puits repartis sur les 3 zones d'emprunt	11
Figure II.04 : Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA99	13
Figure III.01 : Bassin versant au droit du barrage Koudiat Haricha	16
Figure III.02: Répartition des courbes de niveaux sur le bassin versant.....	19
Figure III.03 : Courbe hypsométrique du Bassin versant du barrage KoudiatHaricha.	39
Figure III.04 : Le réseau hydrographique.....	25
Figure III.05: Répartition de la pluie mensuelle moyenne interannuelle.	30
Figure III.06 Représentation graphique de la loi Log-normale.....	35
Figure III.07 : Représentation graphique de la loi de Gumbel.....	37
Figure III.08 : Représentation des pluies de courte durée en fonction de temps pour différentes fréquences.....	39
Figure III.10 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site	41
Figure III.11 : Répartition mensuelle des apports 80%	42
Figure III.12: Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour.....	47
Figure III.15 : courbe capacité - hauteur	51
Figure III.16 : courbe surface - hauteur.....	51
Figure III.17 : Courbe volumétrique	52
Figure V-1 : Schéma de calcul de la ligne de saturation	88
Figure V- 2 : Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de Fellenuis	90
Figure V.0.3. Les forces agissant sur une tranche.....	91

Liste des planches

Planche n°1 : Coupe géologique suivant l'axe de la digue.

Planche n°2 : Profils types des variantes de la digue du barrage Koudiat Haricha.

Planche n°3 : Coupe type de la variante retenue de la digue du barrage Koudiat Haricha.

Planche n°4 : Schémas de calcul de la stabilité.

Planche n°5 : Plan d'aménagement du barrage Koudiat Haricha.

Planche n°6 : Diagramme de Gantt.

Introduction Générale

La maîtrise de la gestion des ressources en eau joue un rôle important dans le développement de chaque pays, spécialement les eaux de surface qui ont une importance vitale pour toute entreprise agricole. Depuis la dernière décennie, l'édification des barrages a été une solution très largement utilisée pour résoudre les délicats problèmes de mobilisation des ressources en eau. Pour la réalisation d'un barrage, il est nécessaire avant tout de bien examiner les objectifs qui en découlent pour les caractéristiques de l'ouvrage à concevoir et son implantation, en tenant compte de la bonne connaissance des conditions géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

Dans ce cadre bien précis la wilaya de GUELMA a bénéficié d'un projet de barrage KOUDIAT HARICHA sur Oued Cherf dans le but de satisfaire les besoins en irrigation des terrains agricoles de plusieurs hectares à l'aval du futur barrage projeté qui va mettre fin à plusieurs aléas liés au manque de ressources hydriques et en alimentation en eau potable de la région. L'étude de faisabilité effectuée par le bureau d'étude français (Coyne et Bellier) nous a conduit vers le bon choix de l'axe de la future retenue qui est une étape primordiale avant de lancer une étude des variantes pour enfin opter pour l'axe extrémité amont sur lequel on va implanté la digue.

Le présent mémoire est scindé en six chapitres. Le premier chapitre est consacré pour la présentation de la zone d'étude. Ensuite le deuxième chapitre fera l'objet d'une analyse assez poussée des conditions géologiques et géotechniques afin de trouver le site le plus favorable pour l'implantation de l'axe du barrage. Puis, on traitera dans le chapitre trois en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul de l'hydrogramme de crue, d'estimation de la crue de projet et du transport solide .et la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique, enfin un calcul d'optimisation sera fait dans le but de trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue. On consacrera le chapitre quatre pour le choix de la variante technico-économique. Quant au cinquième chapitre une fois la variante choisie on effectuera une étude détaillée pour sa conception. Ensuite Un dernier chapitre sera consacré à l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux.

Chapitre I :

Présentation de la zone d'étude

Introduction

Le but de ce chapitre est la présentation de la zone d'étude de point de vue topographie, géographie, et géologie afin d'établir les documents nécessaires pour l'étude du projet (cartes, plans et profils) qui permettent de déterminer les caractéristiques de la retenue dans le but de mobiliser les ressources en eau par le biais d'un réservoir de stockage permettant l'irrigation des cultures dans la région ainsi que l'alimentation en eau potable.

I.1 Situation Géographique du barrage Koudiat Haricha :

Le site du barrage se trouve dans la région Centre-Est de l'Algérie. L'aménagement projeté se situe dans la partie orientale du Tell constantinois (à environ 10 à 15 Km de la wilaya de Guelma), notamment dans la basse vallée de l'oued Cherf, pas loin de l'ancien centre thermal de Hammam Meskhoutine.

En partant de Guelma, deux accès au site sont possibles :

- Accès rive gauche : à partir de la route nationale N°20 reliant Guelma à Constantine, une piste de 5Km de longueur permet d'accéder au site depuis le village de houari Boumediene.
- Accès rive droite : à partir de la route de Guelma vers Ben Djarah (notée CW 162 sur la carte topographique GUELMA NJ 32 II-5-Ouest), une piste de 3Km de longueur environ permet d'accéder au site.

Coordonnées du site (UTM, fuseau 32):

Coordonnées	X (km)	Y (km)	Z(m)
Oued Cherf	351.14	4025.69	346



Figure I. 2 : Situation géographique du projet du barrage Koudiat Haricha (ANRH)

I.2 Situation topographique :

Notre bassin fait partie du tell constantinois d'où l'ensemble orographique comprend du N au S.

A l'Est Dj. Mahouna (1411m), Dj. Massmassa (1319m), kef Sbih (1154m) et Dj. El Fernane (1109m).

A l'Ouest Dj .Baibou (1051m), Koudiat Ain Hofra (1019m), Koudiat Haricha (832m) et Dj. Ain El Hadja (809m).

La rive gauche de l'oued Cherf est caractérisée par une basse terrasse qui s'étend sur une distance de 110 m et plus, tandis que les talus de la rive droite monte brusquement. Le profil transversal de la vallée est relativement dissymétrique avec pentes inclinées 15 à 45°.

Chapitre II :
Etude géologique
Et géotechnique

Introduction

Les études topographique, géologique, sismique et géotechnique du site du barrage sont basées essentiellement sur les données recueillies in situ grâce à des observations faites sur le site et aussi avec l'analyse descriptive (la lithologie) des formations géologiques constituant le relief. Elles ont une importance primordiale dans le choix définitif de l'axe et de type du barrage le mieux adaptée au site.

II.1. Géologie de la Zone d'étude

A l'échelle régionale la région de Guelma, partie intégrante du domaine tellien, est caractérisée par un empilement de nappes de charriage ; les flysch numidiens qui reposent en superstructures sur des nappes telliennes d'âge essentiellement crétacé et dont la lithologie est essentiellement marno-calcaire.

A l'échelle du site du barrage, la nappe des flysch argilo-gréseux montre une structure en apparence monoclinale, soulignée par les bancs de grès quartziteux. Certains massifs de grès peuvent se retrouver ainsi isolés. De ce fait, la continuité des bancs de grès en profondeur est incertaine. Ceci rend difficile la corrélation des différents bancs moyennant les sondages de reconnaissance.

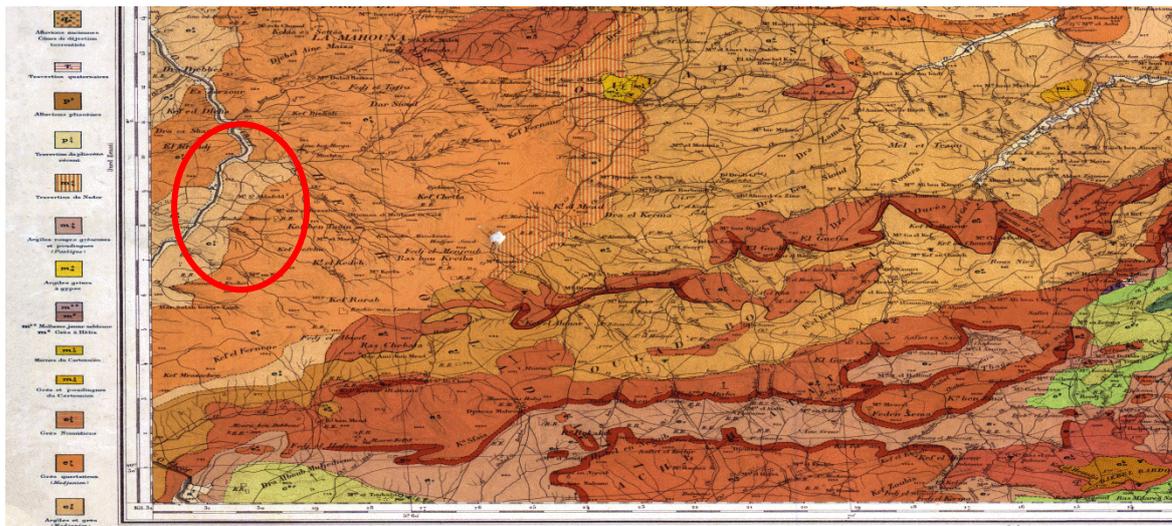


Figure II.01 : Extrait de la carte géologique de GEULMA

(76-ABDI ex la MAHOUNA, ECH :1/50000)

Remarque : L'axe du notre futur barrage est situé à l'amont de la masse de gypse présente dans la région, cet axe est identifié de telle manière à éviter de noyer cette masse dans la retenue (ANBT, P001361-RP-03-04).

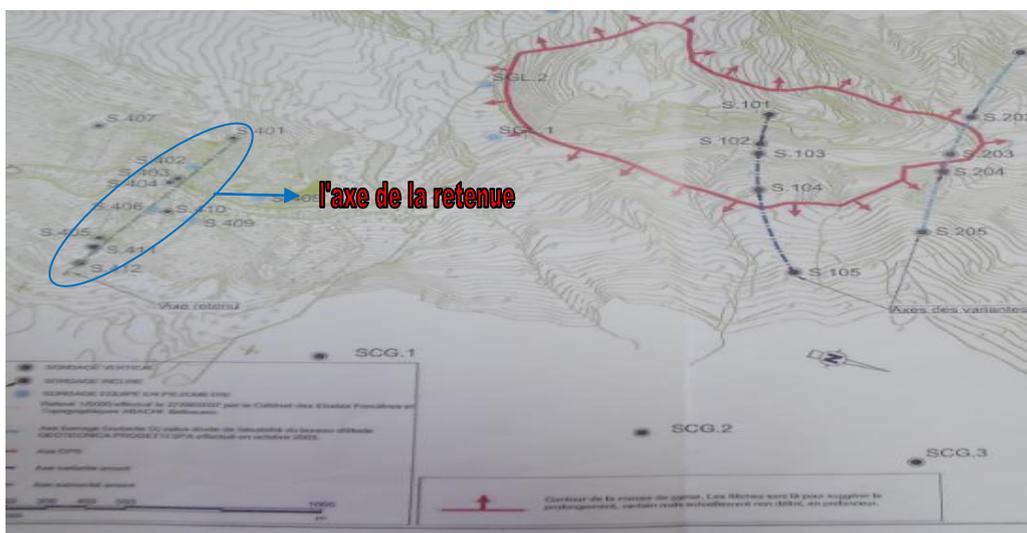


Figure II.02 : Localisation de la masse de gypse par rapport à l'axe du barrage
(ANBT, P001361-RP-03-04, ECH : 1/10 000)

II.2 Etanchéité de la fondation :

Les essais de perméabilités ont indiqué des valeurs généralement faibles, diminuant en profondeur voir la **figure II.03**, ces résultats semblent cohérents avec la présence d'assises argileuses prédominantes certes les bancs de grés très fracturés par endroit sont nettement plus perméables. cependant du fait de l'orientation des couches de rive a rive les horizons argileux forment des écrans efficaces contre les infiltrations amont aval. Par mesure de sécurité, un voile d'étanchéité est préconisé. Il atteindra une profondeur de 60metre en fond de vallée remontant jusqu'à 30metre de profondeur vers les haut des appuis.

Sondage	de	à (m)	UL	Observation	Sondage	de	à (m)	UL	Observation
S402	15	20	8.81	P.max 12 bars	S405	5	10	8.65	P.max 10 bars
	20	25	8.69			10	15	4.49	
	25	30	7.18			15	20	6.11	
	30	35	6.05			20	25	6.34	
	35	40	4.44			25	30	5.05	
S403	5	10	19.44	P.max 10 bars	S410	34	39	0.02	P.max 12 bars
	10	15	7.87			39	44	0	
	15	20	3.88			45	50	0.01	
	20	25	5.48		S411	50	55	0.36	P.max 10 bars
	25	30	4.15			28	33	0.97	
	30	35	2.25			33	38	0.37	
	35	40	2.74		S412	38	43	0	P.max 10 bars
	40	45	2.3			43	48	0	
	45	50	3.26			3	8	4.21	
50	55	3	S412	8	13	1.05	P.max 10 bars		
55	60	2.23		13	18	0.3			

Figure II.03 : Résultats des essais lugeon sur la fondation d'assise du barrage
(ANBT , P001361-RP-03-04)

II. 3 Aspects hydrogéologique :

Quelques sources anciennes sont exploitées par la population paysanne locale. Ces dernières sont localisées dans les flysch argilo-gréseux. Comme celles observées à proximité de la route revêtue qui longe le versant rive droite de l'oued Cherf. Ces sources sont contenues dans les niveaux gréseux du flysch numidien, qui sont très fracturés et parfois grossiers et poreux. Une attention particulière doit être donnée à l'estimation des perméabilités des niveaux gréseux qui vont constituer inévitablement, une partie du terrain support de la digue.

Le suivi de la nappe phréatique a été fait en prenant en considération les sondages (402, 406, 408, 409) figure II-2, qui ont été équipés de piézomètres. D'après ce dernier une fluctuation significative du niveau de la nappe dans le temps est constatée.

Le **tableau II.01** présente les niveaux d'eau moyens mesurés dans chaque sondage et à partir de ces résultats on déduit que le niveau de la nappe reste systématiquement dans les horizons des colluvions argileux.

Tableau II.01 : Niveaux d'eau moyens mesurés dans les piézomètres (ANBT, P001361-RP-03-04)

Numéro du sondage	S402 (369.02 m)	S406 (374.43 m)	S408 (344.53 m)	S409 (375.85 m)
Lecture du niveau d'eau(m)	11.2	17.36	9.32	22.17
Niveau de la nappe (m NGA)	357.82 NGA	357.07NGA	335.21NGA	353.68NGA

II.4 Reconnaissances géotechniques :

Les reconnaissances géotechniques ont visé essentiellement la caractérisation de la fondation du barrage et des zones d'emprunt de matériaux nécessaires pour le noyau étanche en argile et pour d'autres recharges.

- Huit sondages carottés (S401 à S405 et S410 à S412) implantés au droit de l'axe du barrage.
- Deux sondages S406 et S409, de 50 mètres de longueur chacun, et implantés en rive droite.
- Un sondage S407 de 100 mètres de longueur, implanté en amont du futur évacuateur de crues, au droit du futur puits de prise d'eau.
- Un sondage S408, de 35 mètres de longueur situé en rive gauche et en aval de l'axe du barrage.
- Des essais d'eau de type lugeons ont été réalisés dans certains sondages implantés au droit de l'axe : S402, S403, S405, S410, S410, S411 et S412.
- Des prélèvements d'échantillons sur matériaux rocheux.
- Des prélèvements d'échantillons sur matériaux gréseux.
- Suivi de la nappe phréatique : les sondages suivants ont été équipés en piézomètre pour le suivi de la nappe :

Rive gauche : S402 et S408

Rive droite : S406 et S409

- 20 puits repartis sur trois zones d'emprunts situées à l'aval du verrou topographique du projet dans les terrasses alluviales de l'oued.

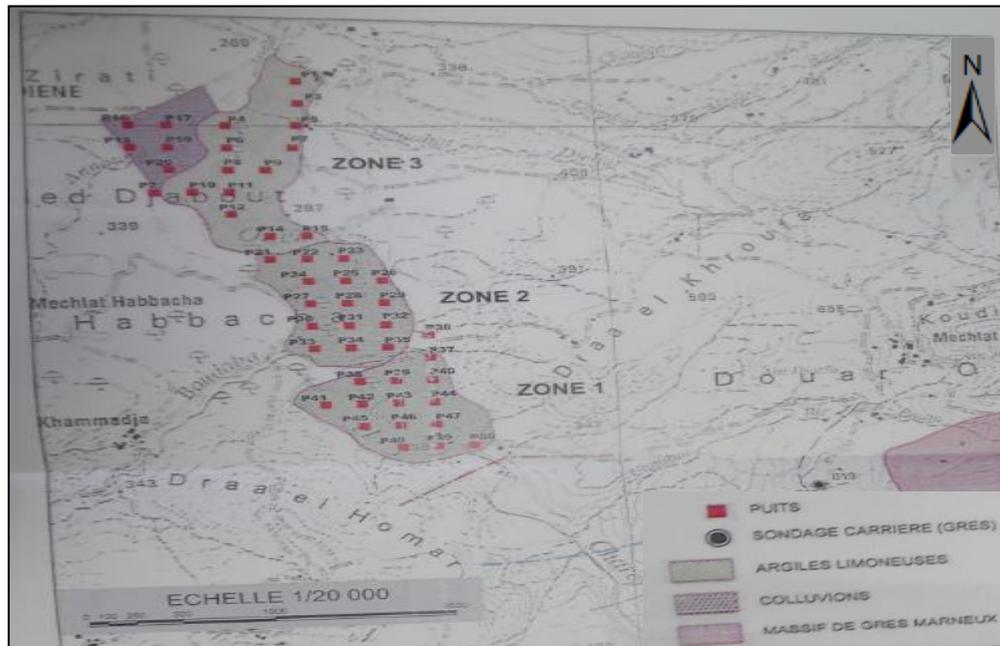


Figure II.04 : Localisation des puits repartis sur Les trois zones d'emprunt (ANBT)

II.4.1 Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire :**Tableau II.02 :** Résultats géotechniques de la Zone d'emprunt (ANBT, 2003)

limon-argileux		
L'essai	Résultats	
/	Teneur en eau naturelle	W _n =13.78%
/	Densité apparente	γ _h = 1.95 t/ m ³
Granulométrie	<80μm	71%
	<0.2mm	95%
Proctor normale	Densité maximale	γ _{max} =1.76 t/m ³
	Teneur en eau optimale	W _{opt} =13.4 %
Cisaillement Triaxial(UU)	Cohésion	C' = 3bar
	Angle de frottement	φ' = 11-16°
Perméabilité	K= 10 ⁻⁸ cm/s	
limites d'Atterberg	LI	43.68%
	Ip	20.41%
	Ic	1.47

Tableau II.03 : Résultats des essais sur la roche RIP-RAP (ANBT, 2003)

Roche	
Densité apparente	2.34 t/m ³
Micro-Deval	40.59%
Los Angeles	70.50%
Résistance à la compression état sec	64.2Mpa
Résistance à la compression état saturé	59.52Mpa

Tableau II.04 : Résultats des essais sur le terrain de fondation de la digue (ANBT, 2011)

Fondation de la digue	Marne	Grés
Densité apparente	2.49 t/m ³	2.35 t/m ³
Résistance à la compression état sec	15 Mpa	24.6 Mpa
Résistance à la compression état saturé	/	49.8 Mpa
Perméabilité	10 ⁻⁷ m/s	5*10 ⁻⁷ m/s

II.5 Sismicité

Le site de la retenue est situé dans la zone sismique (II.a) selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/version2003). Notre ouvrage est classé groupe d'usage (1B) selon son importance, par conséquent le coefficient d'accélération de zone est égale a 0.2 selon le tableau (II.04, RPA99/2003).

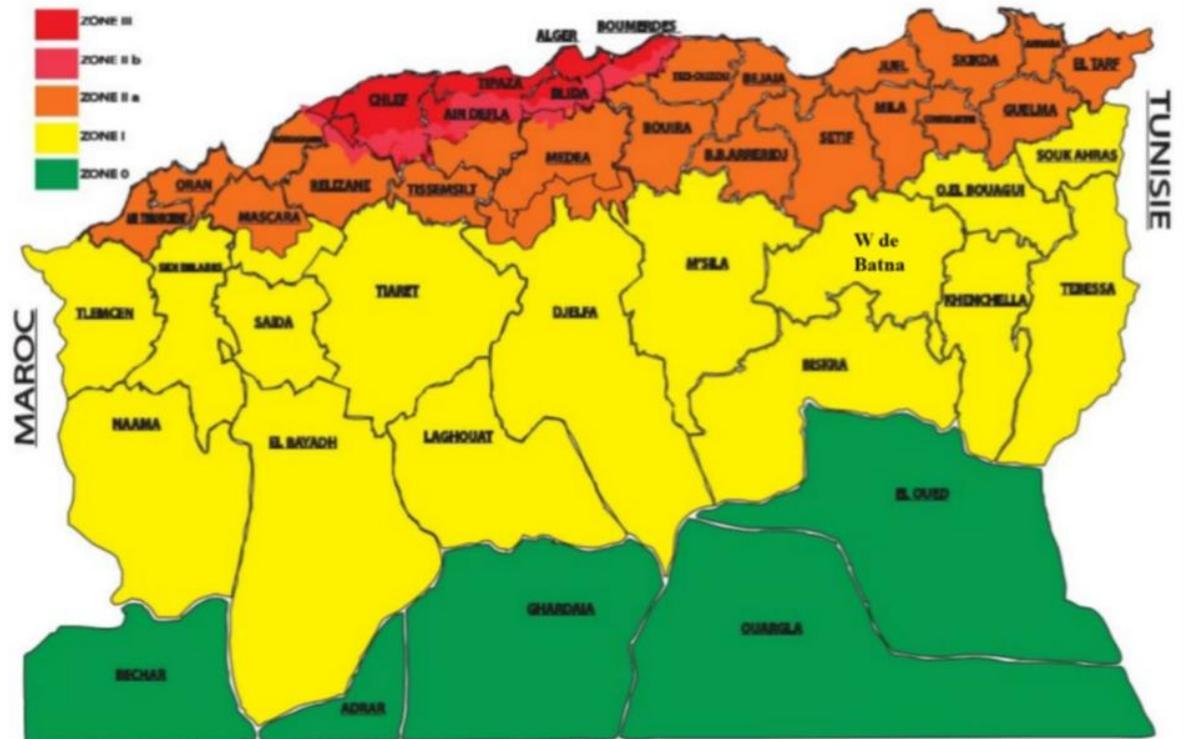


Figure II.04 : Carte de micro zonage sismique du territoire national- (RPA99/version2003)

Tableau II.04 : Coefficients d'accélération du séisme (RPA99/version2003)

Groupe	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Classification de l'ouvrage selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrage d'importance vitale
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrage de grande importance
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

Chapitre III :

Etude Hydrologique

Introduction

L'hydrologie est une science pluridisciplinaire .En dehors de l'hydraulique, elle fait appel aux sciences physiques (météorologie, physique du globe ...), aux sciences naturelles (géologie, géomorphologie ...), aux mathématiques (calcul opérationnel, statistique informatique ...).

Actuellement, l'hydrologie est devenue une science importante de l'art de l'ingénieur intéressé à l'exploitation et au contrôle des eaux naturelles .Des études hydrologiques plus au moins poussées sont indispensables pour toute mise en œuvre de projet hydroélectrique ,de distribution d'eau ,de protection contre les crues ,d'assainissement ,de drainage ,d'irrigation et d'ouvrages hydrotechniques.

Le présent chapitre concerne l'étude hydrologique du projet du barrage Koudiat Haricha sur Oued Cherf dans la wilaya de GUELMA, dont l'objet est la détermination des conditions actuelles qui caractérisent la zone de l'aménagement, à savoir calculer les caractéristiques morphologiques, les données climatiques, pluviométriques, ainsi que la détermination des apports fréquents, Par ailleurs, le calcul des débits maximums et les apports solides feront l'objet de ce chapitre.

III.1 Situation géographique :

Le site d'étude se trouve au Centre-Est de l'Algérie. L'aménagement projeté se situe dans la partie orientale du Tell constantinois, notamment dans la basse vallée de oued Cherf, pas loin de l'ancien centre thermal de Hammam Meskhoutine.

Les Coordonnées du site (UTM, fuseau 32):

$$X = 351.14 \text{ Km.}$$

$$Y = 4025.69 \text{ Km.}$$

$$Z = 346 \text{ m.}$$

III.2 Caractéristiques morphologiques du bassin versant :

III.2.1 Délimitation du bassin versant :

Un bassin versant ou bassin hydrologique est un espace géographique dont les apports hydriques naturels sont alimentés par les précipitations, et dont les excès en canaux ou en matières solides transportés par l'eau forment, en un point unique dans l'espace, une embouchure ou un exutoire.

Généralement, un bassin versant est déterminé par sa morphologie, et essentiellement par les lignes de crêtes topographiques et de partage des eaux.

La Figure (III.01) représente la délimitation du bassin versant du barrage Koudiat Haricha.

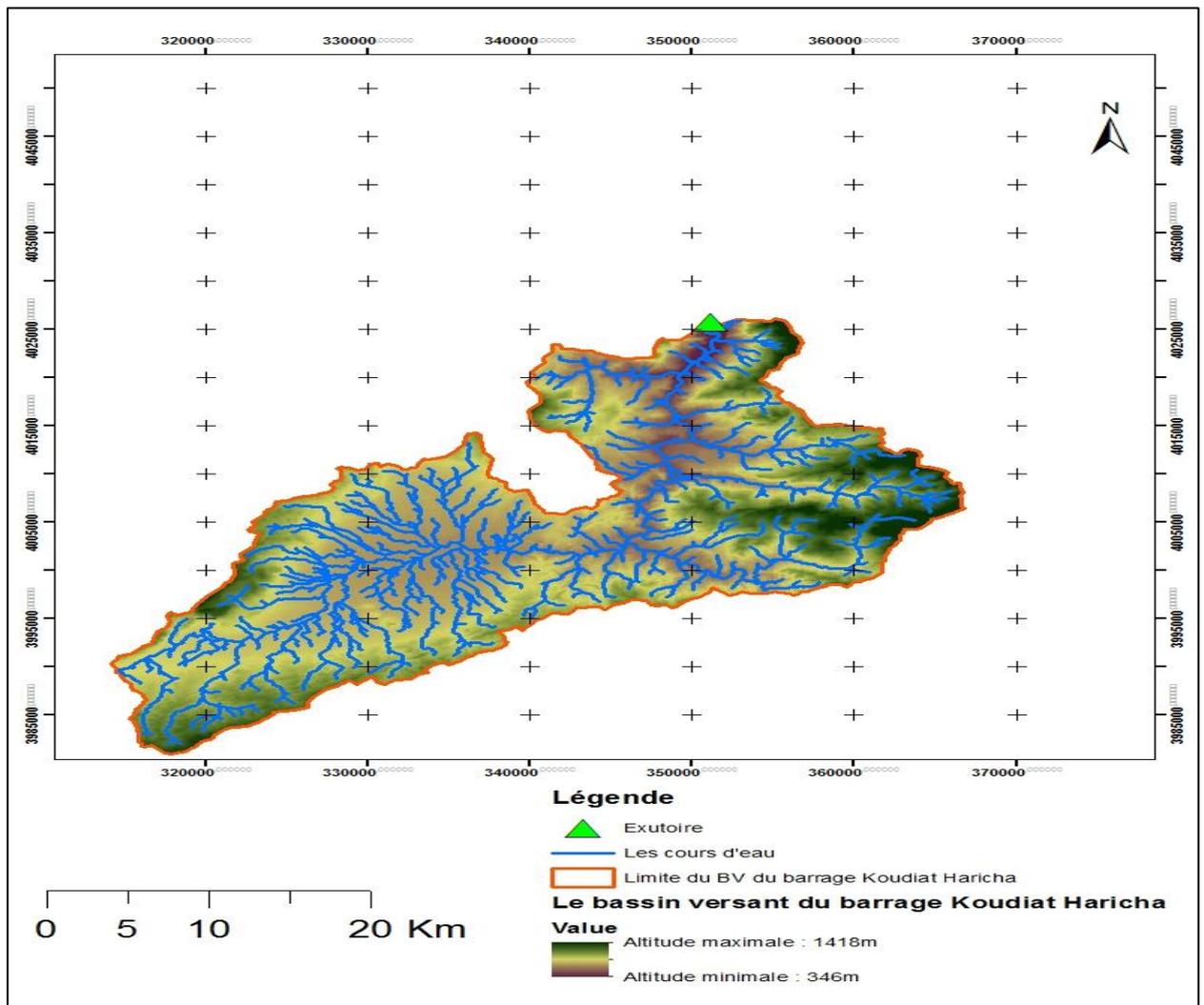


Figure III.01 : Bassin versant du barrage Koudiat Haricha

III.2.2 Paramètres géométriques :**III.2.2.1 Superficie du bassin versant :**

La superficie de notre bassin versant est de :

$$S = 992,176 \text{ Km}^2.$$

III.2.2.2 Périmètre du bassin versant :

Le périmètre de notre bassin versant est de :

$$P = 207,372 \text{ Km}.$$

III.2.3 Paramètres de forme**III.2.3.1 Indice de compacité de Gravellius "Kc" :**

La forme du bassin joue un rôle important sur la forme de l'hydrogramme résultant d'une averse donnée à l'exutoire du bassin. Il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface.

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

$$Kc = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (\text{III.01})$$

P : périmètre du B.V (km).

A : surface du B.V (km²).

D'où : $Kc = 1.84 > 1.12$ alors notre bassin est « **Allongé** »

III.2.3.2 Coefficient d'allongement

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$Ca = \frac{L^2}{S} \quad (\text{III.02})$$

L : la longueur du talweg principal (km). L = 76,87 Km

S : la superficie du B.V (km²). S = 992.176 Km²

AN : Ca = 5, 96

III.2.3.3 Rectangle équivalent :

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.

Les dimensions sont tirées comme suit :

$S=L \times l$ où : L : longueur de rectangle équivalent.

$P/2=L+l$ l : largeur de rectangle équivalent.

$$K_c = 0,28 \sqrt{\frac{P}{S}} \Rightarrow P = K_c \frac{\sqrt{S}}{0,28}$$

D'où
$$L, l = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left[1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right] \quad (\text{III.03})$$

AN: $L = 91,97 \text{ km}$

$l = 10,79 \text{ km}$

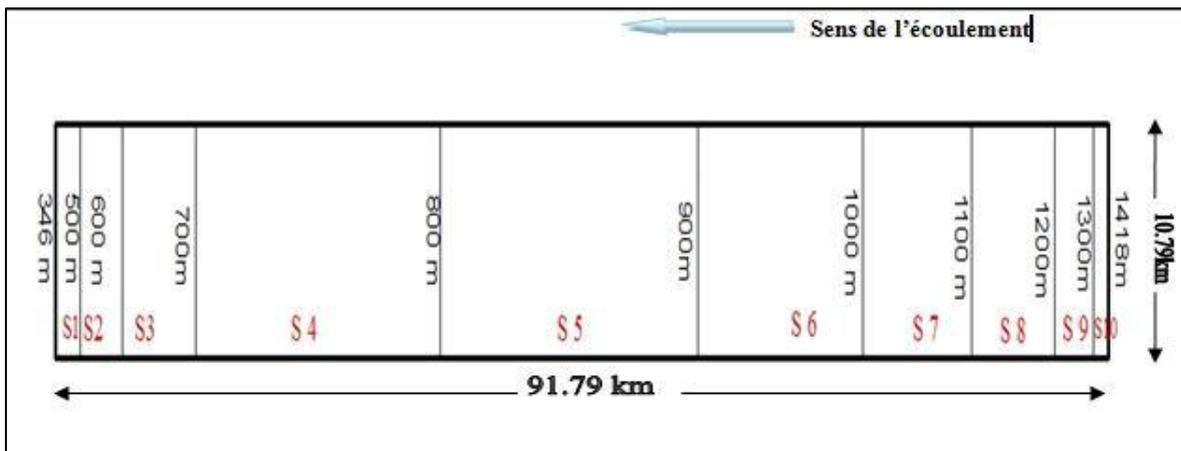


Figure III.02 : Rectangle équivalent du bassin versant Koudiat Haricha

III.2.4 Paramètres du relief :

III.2.4.1 Courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. C'est un outil pratique qui donne des indications sur le comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

La courbe hypsométrique est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du Bassin versant par tranche d'altitude, et surfaces partielles. Sur un graphique on porte en abscisse la surface exprimée en % et en ordonnée l'altitude.

Cette courbe est donnée dans la figure (III.03) à partir du Tableau (III.01).

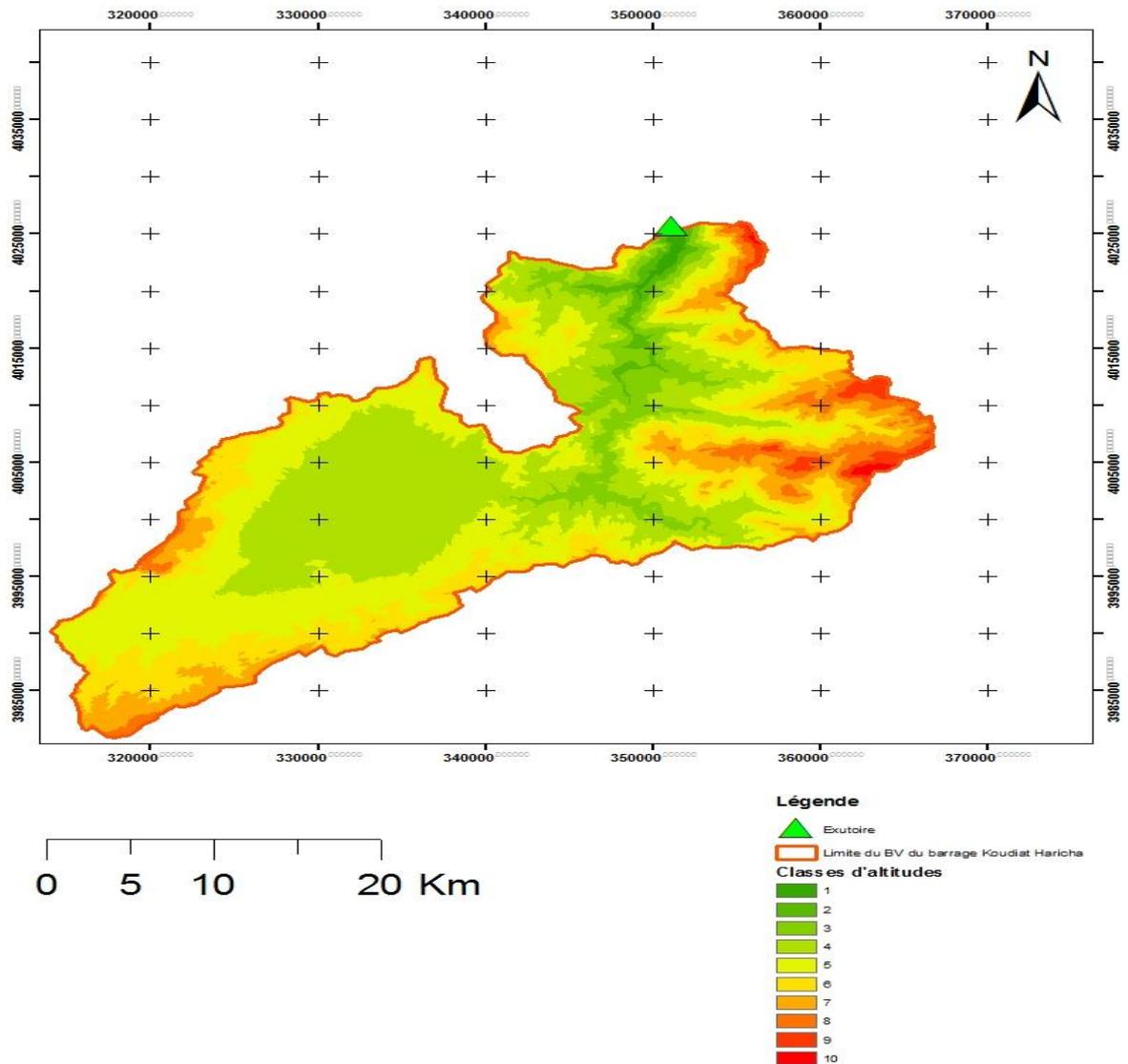
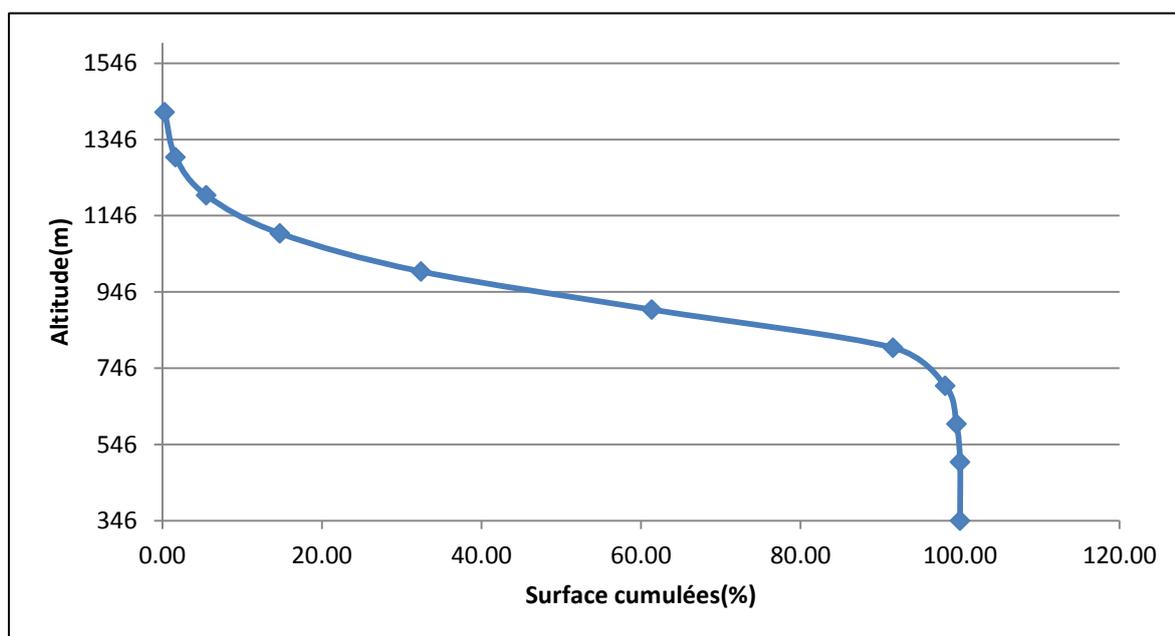


Figure III.03: Répartition des courbes de niveaux sur le bassin versant

Du barrage Koudiat Haricha

Tableau III.01 : Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitudes.

Altitude (H)	Surfaces partielles	Surfaces Partielles	Surfaces Cumulées
(m)	(km ²)	(%)	(%)
1418-1300	2,667	0,27	0,27
1300-1200	13,479	1,36	1,63
1200-1100	38,260	3,86	5,49
1100-1000	91,564	9,23	14,72
1000-900	175,510	17,69	32,41
900-800	287,028	28,94	61,35
800-700	300,032	30,25	91,60
700-600	64,907	6,54	98,14
600-500	14,049	1,42	99,56
500-346	4,392	0,44	100,00

**Figure III.04** : Courbe hypsométrique du bassin versant Koudiat Haricha

III.2.4.2 Altitudes caractéristiques :

- **Altitudes max et min :**

L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas.

$$H_{\min} = 346 \text{ mNGA}$$

$$H_{\max} = 1418 \text{ mNGA}$$

- **Altitudes médiane :**

L'altitude médiane ou $H_{50\%}$ est déterminée sur la courbe hypsométrique.

$$H_{50\%} = 940 \text{ m NGA}$$

$$H_{5\%} = 1195 \text{ m NGA}$$

$$H_{95\%} = 760 \text{ m NGA}$$

- **Altitudes moyenne :**

L'altitude moyenne H_{moy} est calculée par la formule suivante :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot H_i}{S} \quad (\text{III.04})$$

Avec :
$$H_i = \frac{H_{I+n} + H_n}{2} \quad (\text{III.05})$$

AN :
$$H_{\text{moy}} = 848121,019/992.176 = 854,81 \text{ m}$$

Avec :

Si : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km²)

Hi : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau successive (m)

S : Superficie du bassin versant (Km²)

Tableau III.02: Altitudes caractéristiques

Altitude	Valeur (m)
H_{moyenne}	854.81
$H_{\text{médiane}}$	940
$H_{95\%}$	760
$H_{5\%}$	1195
H_{\max}	1 418
H_{\min}	346

II.2.4.3 Indices de pentes :

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

- **Indice de pente globale I_g :**

Cet indice est déterminé par la formule suivante il sert à la classification du relief :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad (\text{III.06})$$

Où :

L : la longueur du rectangle équivalent ;

A.N : $I_g = 4.72m / km$ donc : $I_g = 0.472\%$

- **Indice de pente de Roche I_p :**

I_p est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre deux courbes de niveau H_i et H_{i-1} .

Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \quad (\text{III.07})$$

L : Longueur de rectangle équivalent (m)

S_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1} (m)

Tableau III.03 : Détermination de la pente Roche Ip

$H_i - H_{i-1}$	$D_i = H_i - H_{i-1}$	S_i (Km ²)	$A_i = S_i/S$ (%)	$\sqrt{A_i * D_i}$
1418-1300	118	2,667	0,27	7,23
1300-1200	100	13,479	1,36	11,90
1200-1100	100	38,260	3,86	25,58
1100-1000	100	91,564	9,23	55,00
1000-900	100	175,510	17,69	53,79
900-800	100	287,028	28,94	42,06
800-700	100	300,032	30,25	30,38
700-600	100	64,907	6,54	19,64
600-500	100	14,049	1,42	11,66
500-346	154	4,392	0,44	6,43
Somme		991,887	100	263,68

$$\text{AN: } I_p = 27.50 \text{ m/km} \Rightarrow I_p = 2.75 \%$$

III.2.4.4 La pente moyenne du bassin versant :

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 concentration T_c et influe directement sur le débit de pointe lors d'une averse.

La méthode proposée par Carlier et Leclerc (1964) consiste à calculer la moyenne pondérée des pentes de toutes les surfaces élémentaires comprises entre deux altitudes données. Une valeur approchée de la pente moyenne est alors donnée par la relation suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H.(0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0,5l_n)}{S} \quad (\text{III.08})$$

I_m : pente moyenne (%).

l_i : longueur totale de courbes de niveau (km).

D : équidistance entre deux courbes de niveau (m)

S : surface du bassin versant (km²).

A.N :

$I_m = 274.60m / km = 27.46\%$ La pente moyenne est forte, donc on assistera à un écoulement rapide.

III.2.4.5 Dénivelée spécifique :

Elle sert à comparer les indices de pentes des bassins de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M (Office pour la recherche scientifique et techniques d'outre mer) appliquée à tout bassin quelque soit sa surface. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Ds = Ig\sqrt{S} \quad (III.9)$$

A.N : $Ds = 149 \text{ m}$

Tableau III.4 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

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

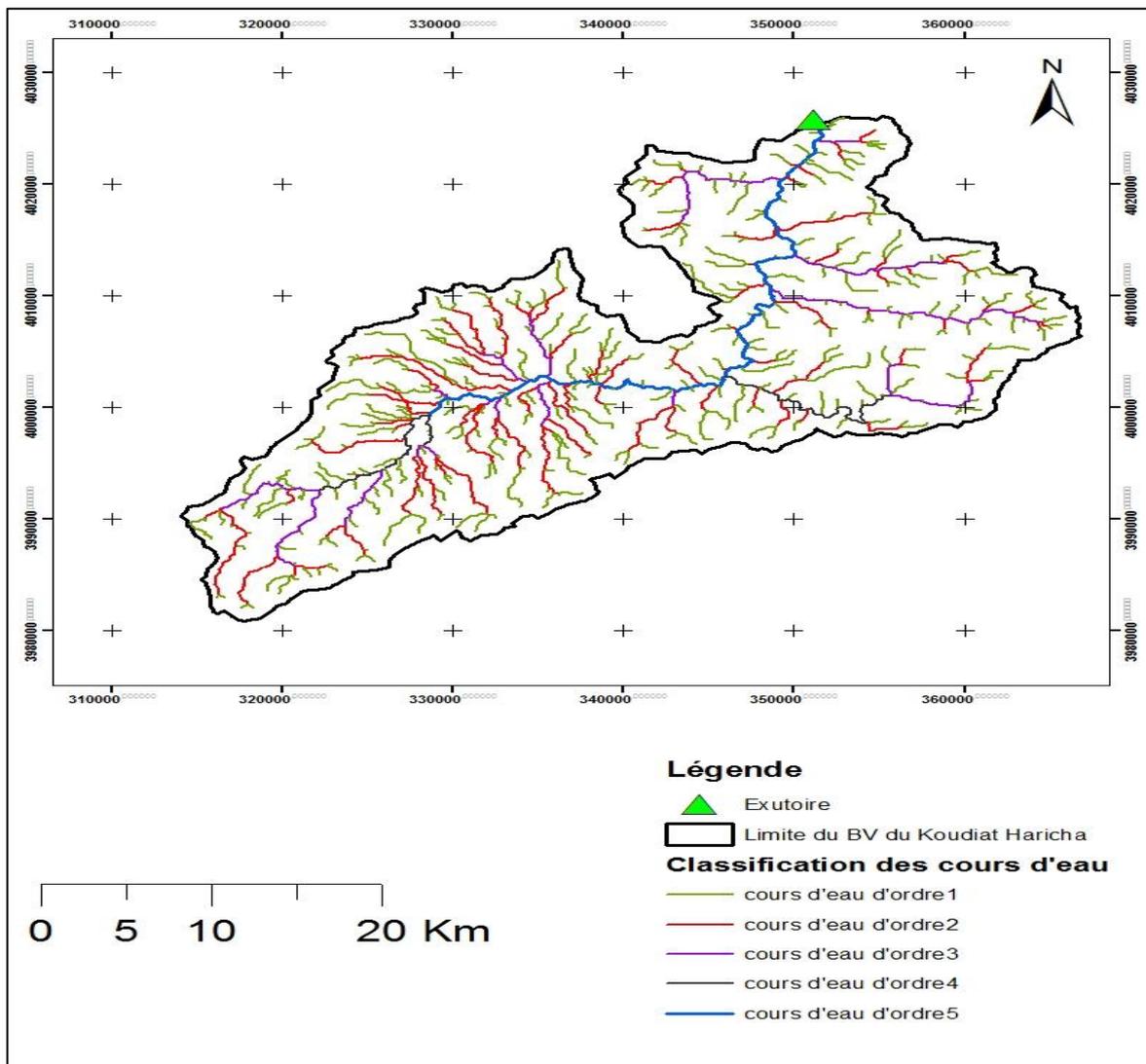
On déduit d'après le tableau précédant que notre relief est assez fort.

III.2.5 Paramètres hydrographiques

III.2.5.1 Le chevelu hydrographique

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin versant.

Selon la classification de Schum « **tout tronçon de cours d'eau d'ordre (x+1), est formé par la réunion de deux cours d'eau d'ordre (x)** ».



FigureIII.05 : Réseau hydrographique
du bassin versant du barrage Koudiat Haricha

III.2.5.2 La longueur du cours d'eau principal (L)

C'est la distance curviligne depuis l'exutoire jusqu'à la ligne de partage des eaux, en suivant le segment d'ordre le plus élevé lorsqu'il y a un embranchement et par extension du dernier jusqu'à la limite topographique du bassin versant. Si les deux segments à l'embranchement sont de même ordre, on suit celui qui draine la plus grande surface.

d'après le plan topographique la longueur du cours d'eau principale est :

$$L = 76.87 \text{ km.}$$

III.2.5.3 Densité de drainage .

La densité de drainage, introduite par Horton, elle dépend de la géologie et des caractéristiques topographiques du bassin versant. Elle est donnée par la formule suivante :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} L_i}{S} \quad (\text{III.10})$$

Où :

D_d : densité de drainage [km/km^2] ;

L_i : la somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i [km] ;

S : surface du bassin versant [km^2].

Pour procéder à son calcul, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications, dans ce cas j'ai utilisé la classification de Strahler.....

$$\text{A.N : } D_d = \frac{863,893}{992,176} = 0.87 \text{ km}/\text{km}^2$$

III.2.5.4 Densité hydrographique et coefficient de torrentialité :

- **La densité hydrographique** : représente le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface.

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{S} \quad (\text{III.11})$$

Où :

F : densité hydrographique [km^{-2}] ;

N_i : nombre de cours d'eau d'ordre i .

A.N :

$$F = 1 \text{ talweg}/\text{km}^2$$

- **Le coefficient de torrentialité « C_t »** est calculé à l'aide de l'équation :

$$C_t = D_d * F \quad (\text{III.12})$$

Où :

D_d : Densité de drainage km/km²;

F : Densité hydrographique.

A.N : $C_t = 0.87$

III.2.5.5 Temps de concentration t_c :

Le temps de concentration t_c des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier.

Les méthodes et les formules utilisées reflètent un caractère régional, traduit par des paramètres propres à la région dans laquelle sont développées ces formules. Normalement on donne la priorité à celle qui nous semble applicable, élaborées dans les conditions physico-géographiques analogues à celles de la partie Nord de l'Algérie.

- **Formule de GIANDOTTI :**

Cette formule a été éprouvée en Afrique du Nord et paraît fournir une bonne valeur du temps de concentration pour les grands et moyens bassins (de 400 à 10000 Km²).

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \quad (\text{III.13})$$

Où :

S : Surface du bassin versant en [Km²] ;

L : longueur du talweg principale en [Km].

A.N : $T_c = 13.37$ heures

III.2.5.6 Vitesse moyenne de ruissellement :

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{T_c} \quad (\text{III.14})$$

Où : L : Longueur de talweg principal en [Km];

T_c : temps de concentration en [heure].

A.N : $V_R = 5.75 \text{ km/h}$

Tableau III.05 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

DESIGNATION		SYMBOLE	UNITES	VALEUR
Superficie		S	Km ²	992.176
Périmètre		P	Km	207.372
Longueur du thalweg principal		L	Km	76.87
Indice de compacité		K _G	-	1.84
Coefficient d'allongement		Ca	-	5.96
Rectangle équivalent	longueur	L _r	Km	91.97
	largeur	l _r	Km	10.79
Altitudes	maximale	H _{max}	M	1 418
	moyenne	H _{moy}	M	854.81
	médiane	H _{med}	M	940
	minimale	H _{min}	M	346
Pente moyenne de B.V		I _m	%	27.46
Indice de pente globale		I _g	m/Km	4.72
Indice de pente de M Roche		I _r	%	2.75
Dénivelée spécifique		D _s	M	149
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	0.87
Coefficient de torrentialité		C _t	-	0.87
Temps de concentration		T _c	H	13.37
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	5.75

III.3. Données climatologiques :**III.3.1 Températures :****Tableau III.06:** Températures moyennes mensuelles en (ONM.GUELMA, 2012)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Température (degrés Celsius)	24	18	13	9	8	9	11	14	17	22	26	26

III.3.2 Evapotranspiration :**Tableau III.07 :** Evapotranspiration (ONM.GUELMA, 2012)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
ETP(mm)	130	80	40	30	30	40	65	100	140	160	200	180
Evaporation sur lac(mm)	104	64	32	24	24	32	52	80	112	128	160	144

III.3.3 Humidité**Tableau III.08 :** Humidité (ONM.GUELMA, 2012)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou
H(%)	48.9	51.7	54.8	49.2	46.4	53.3	47.1	46.2	45.3	33.5	32.4	31.6

III.3.4 Vent**Tableau III.09 :** Vitesse du vent (ONM.GUELMA, 2012)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou
vitesse du vent (m/s)	5.7	3.6	2.3	0.2	0.5	1.2	3.2	5.4	3.0	5.1	9.6	9.5

III.3.5 Pluviométrie :

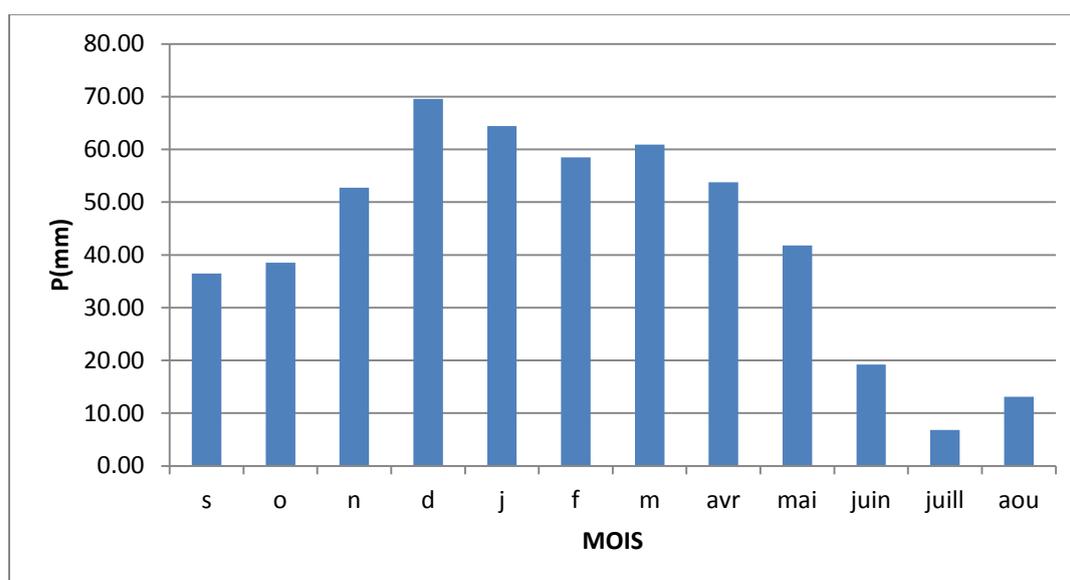
L'étude des précipitations se base sur les données de la station pluviométrique d'AIN MAKHLOUF dont les observations enregistrées s'étendent sur une période de 51 ans (1960- 2010)

Tableau III.10 : La station d'AIN MAKHLOUF (ANRH d' Alger)

Code de la station	Nom de la station	Coordonnées			Années de service	N(ans)
		X(km)	Y(km)	Z(m)		
140205	AIN MAKHLOUF	908.8	337.4	830	1960-2010	51

III.3.5.1 Répartition de la pluie moyenne dans le bassin**Tableau III.11 :** Répartition de la pluie mensuelle moyenne interannuelle

Mois	sept	oct	nov	dec	jan	Fev	Mar	avr	mai	jui	juil	aout	année
p(mm)	36,48	38,53	52,74	69,55	64,45	58,50	60,91	53,76	41,76	19,22	6,78	13,09	515,78
pm%	7,07	7,47	10,22	13,49	12,50	11,34	11,81	10,42	8,10	3,73	1,32	2,54	100,00

**Figure III.06:** Répartition de la pluie mensuelle moyenne interannuelle.

A partir de la **Figure III.06** Nous constatons que la moyenne annuelle des pluies à la station d'AIN MAKHLOUF est de 515.78 mm. Le mois le plus pluvieux c'est décembre (69.55 mm).

III.4 Étude des précipitations :**III.4.1 Homogénéisation des données :**

Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées, pour cela, il y a Plusieurs tests statistiques à utilisés pour s'assurer de l'homogénéité d'une série de données.

Dans notre cas c'est le test de la Médiane qui est utilisé, selon les étapes suivantes :

- On détermine la médiane M après avoir classé la série par ordre croissant.
 - Remplacer la série des valeurs non classée par une suite de signe
 - + Pour les valeurs $x_i > M$
 - Pour les valeurs $x_i < M$
 - On calcule les quantités N_s et T_s , avec:
 - N_s : Nombre total de séries de + ou -
 - T_s : taille de la plus grande série de + ou -
 - La série est homogène si et seulement si
 - $$N_s > \frac{1}{2}(N + 1 - 1.91\sqrt{N + 1}) \quad (\text{III.15})$$
 - $$T_s < 3.3(\log_{10}N + 1) \quad (\text{III.16})$$
- Avec : N : la taille de la série (N=51).

Tableau III.12: Précipitations annuelles

Année	p _{an}	Année	p _{an}	Année	p _{an}
1960	403,90	1978	491,50	1996	114,50
1961	443,10	1979	360,90	1997	534,80
1962	738,00	1980	473,40	1998	1172,50
1963	537,00	1981	489,70	1999	609,20
1964	581,40	1982	339,00	2000	211,20
1965	489,40	1983	535,90	2001	227,40
1966	541,00	1984	625,00	2002	413,50
1967	865,60	1985	377,80	2003	483,40
1968	438,60	1986	719,50	2004	402,10
1969	804,90	1987	395,00	2005	429,20
1970	516,00	1988	431,50	2006	418,70
1971	708,90	1989	447,80	2007	462,70
1972	672,00	1990	663,70	2008	619,60
1973	256,90	1991	625,50	2009	490,80
1974	439,00	1992	637,40	2010	824,60
1975	620,00	1993	399,20		
1976	590,00	1994	500,40		
1977	461,80	1995	270,10		

Tableau III.13 : Résultats du test de la médiane

Année	p annuel	signe	année	p annuel	Signe	année	p annuel	signe
1960	403,90	-	1978	491,50	-	1996	114,50	-
1961	443,10	-	1979	360,90	-	1997	534,80	+
1962	738,00	+	1980	473,40	-	1998	1172,50	+
1963	537,00	+	1981	489,70	-	1999	609,20	+
1964	581,40	+	1982	339,00	-	2000	211,20	-
1965	489,40	-	1983	535,90	+	2001	227,40	-
1966	541,00	+	1984	625,00	+	2002	413,50	-
1967	865,60	+	1985	377,80	-	2003	483,40	-
1968	438,60	-	1986	719,50	+	2004	402,10	-
1969	804,90	+	1987	395,00	-	2005	429,20	-
1970	516,00	+	1988	431,50	-	2006	418,70	-
1971	708,90	+	1989	447,80	-	2007	462,70	-
1972	672,00	+	1990	663,70	+	2008	619,60	+
1973	256,90	-	1991	625,50	+	2009	490,80	-
1974	439,00	-	1992	637,40	+	2010	824,60	+
1975	620,00	+	1993	399,20	-			
1976	590,00	+	1994	500,40	-			
1977	461,80	-	1995	270,10	-			

$$M = 515.78 \text{ mm} \quad , \quad N_s = 20 \quad \text{et} \quad T_s = 8$$

- Vérification des conditions du test :

$$N_s = 20 > \frac{1}{2}(N + 1 - 1.91\sqrt{N + 1}) = 19.11$$

$$T_s = 8 < 3.3(\log_{10}N + 1) = 8.9 = 9$$

Les conditions du test de la médiane sont vérifiées donc la série des pluies annuelles est homogène.

III.4.2 Estimation des pluies journalières maximales :

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger l'ouvrage.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant.
- Calcul de la fréquence expérimentale.
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée.
- Ajuster graphiquement la loi choisie.
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

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

Tableau III.14: Statistiques de base

Nombre de données	51
Minimum	8.6
Maximum	126.5
Moyenne	49.363
Écart type	22.522
Médiane	46.800
Cv (c.variation)	0.45625

III.4.2.1 Choix de la loi d'ajustement :

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

L'ajustement a été effectué à l'aide du logiciel "**HYFRAN**". On utilise la méthode de maximum de vraisemblance.

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

- La loi de Gumbel. (Loi doublement exponentielle)
- La loi de Galton (Log-normale).

➤ Ajustement à la loi Log normale (loi de GALTON) :

Sa fonction de répartition pour des fréquences au non dépassement est la suivante :

$$F(\mathbf{X}) = \int_{-\infty}^u \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{\mu^2}{2}} .d\mu \quad (\text{III.17})$$

Calcul des fréquences expérimentales (au non dépassement) :

$$T = \frac{1}{1-q} \quad \text{Et :} \quad q = F(x_i) = \frac{m-0.5}{n} \quad (\text{III.18})$$

m : Numéro d'ordre de la valeur.

n : Taille de l'échantillon.

Paramètres d'ajustement à la loi normale :

$$x_{p\%} = x_{moy} + \sigma \cdot U_{p\%} \quad (\text{III.19})$$

Avec :

σ : Ecart-type

x_{moy} : Hauteur de pluie moyenne

$U_{p\%}$: Variable réduite de Gauss

q : Fréquence au non-dépassement

T : Période de retour

X : Précipitation maximale journalière

Tableau III.15 : Résultats de l'ajustement à la loi log normale

T(ans)	Q	X (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	277.42	54.342	170.89-383,95
1000.0	0.9990	203.51	34.035	136.78-270,23
100.0	0.9900	139.66	18.695	103.01-176,31
50.0	0.9800	122.10	14.963	92.772-151,44
20.0	0.9500	99.812	10.629	78.975-120,65
10.0	0.9000	83.440	7.8074	68.134-98,745
5.0	0.8000	67.162	5.4082	56.560-77,764

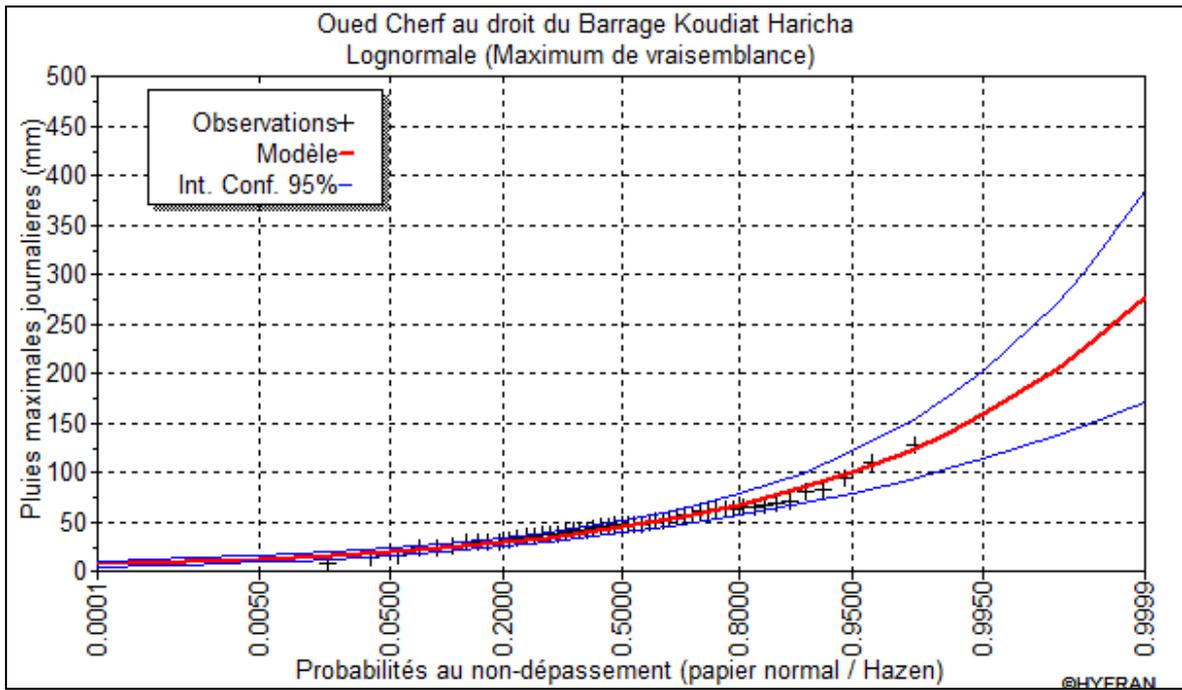


Figure III.07: Représentation graphique de la loi Log-normale

- **paramètres**

Taille : n = 51

- **Quantiles**

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

$T = 1 / (1-q)$

- **Test d'adéquation de la loi Log-Normal (Méthode du maximum de vraisemblance)**

- **Résultats**

Résultat de la statistique : $\chi^2 = 5.29$

Tableau III.16 : caractéristiques de la loi log normale

Caractéristiques	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Moyenne	50.0404	49.363
Ecart-type	26.2684	22.522
Médiane	44.361	46.8
Coefficient de	0.52442	0.456248

➤ **Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel :**

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{III.20})$$

Tel que : $y = a(x - x_0)$

L'équation de la droite de Gumbel :

$$P_{\max,j} = \frac{1}{a}y + x_0 \quad (\text{III.21})$$

On peut écrire :

$$y = - [\ln (- \ln (F(x)))] \quad (\text{III.22})$$

Avec : $F(x) = \frac{m-0.5}{n} \quad (\text{III.23})$

1/a : La pente de la droite de GUMEL

x_0 : Le paramètre de position (mm)

y : Variable réduite de GUMBEL

m : L'ordre de classement

n : La taille de l'échantillon

q : Fréquence au non-dépassement

T : Période de retour

X : Précipitation maximale journalière

Tableau III.17 : Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel

T(ans)	q	X (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	207.559	19.6637	169.01-246.107
1000	0.999	165.451	15.045	135.957-194.945
100	0.99	123.269	10.4645	102.755-143.784
50	0.98	110.504	9.09809	92.6677-128.339
10	0.9	80.3072	5.95893	68.6253-91.989
5	0.8	66.5868	4.63104	57.5081-75.6654
2	0.5	45.8638	2.99828	39.986-51.7416

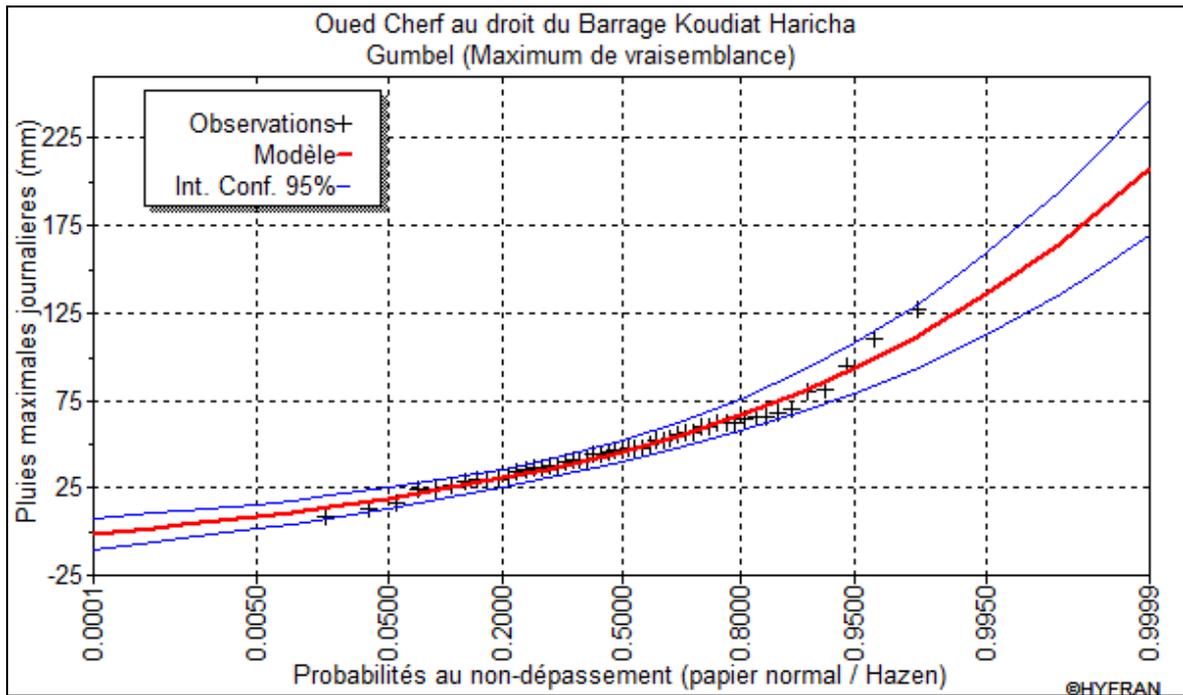


Figure III.08: Représentation graphique de la loi de Gumbel

- **Paramètre**

Nombre d'observations : $n = 51$

- **Quantiles**

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

$T = 1 / (1 - q)$

- **Test d'adéquation de la loi Gumbel (Méthode des moments) :**

- **Résultats :**

Résultat de la statistique : $\chi^2 = 2.82$

Tableau III.18 : Caractéristique de la loi Gumbel

Caractéristiques	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Moyenne	49.363	49.363
Ecart-type	22.522	22.522
Médiane	45.6628	46.8
Coefficient de variation (Cv)	0.456248	0.456248

Conclusion :

D'après les résultats obtenus à partir des deux ajustements que nous avons fait on conclut que la pluie maximale journalière suit la loi de Log-normale.

III.4.3 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences

Le calcul des pluies de courte durée pour différentes fréquences a été effectué à l'aide de la relation de MONTANARI exprimée par :

$$P_{ct} = P_{\max,j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{III.24})$$

Où :

P_{ct} : Pluie de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de $P_{j\max}$

$P_{j\max}$: Pluie journalière maximale fréquentielle (mm)

t : Temps en heures

b : Exposant climatique régional ($b=0,31$)

Les intensités maximales de période t (h) et période de retour T (ans) sont calculées par la relation suivante :

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \quad (\text{III.25})$$

Tableau III .19 : Pluies de courte durée et intensités de pluie pour différentes fréquences

T(ans)	5		10		20		50		100		1000	
pmax,j (mm)	67,162		83,44		99,812		122,1		139,66		203,51	
t(h)	Pct (mm)	Ict (mm/h)										
0,25	16,32	65,26	20,27	81,08	24,25	96,99	29,66	118,65	33,93	135,72	49,44	197,76
0,5	20,23	40,45	25,13	50,26	30,06	60,12	36,77	73,55	42,06	84,12	61,29	122,58
1	25,08	25,08	31,15	31,15	37,27	37,27	45,59	45,59	52,14	52,14	75,98	75,98
2	31,09	15,54	38,62	19,31	46,20	23,10	56,52	28,26	64,64	32,32	94,20	47,10
3	35,25	11,75	43,79	14,60	52,39	17,46	64,09	21,36	73,30	24,43	106,81	35,60
4	38,54	9,63	47,88	11,97	57,27	14,32	70,06	17,52	80,14	20,03	116,78	29,19
5	41,30	8,26	51,31	10,26	61,38	12,28	75,08	15,02	85,88	17,18	125,14	25,03
6	43,70	7,28	54,29	9,05	64,94	10,82	79,45	13,24	90,87	15,15	132,42	22,07
7	45,84	6,55	56,95	8,14	68,12	9,73	83,34	11,91	95,32	13,62	138,90	19,84
8	47,78	5,97	59,36	7,42	71,00	8,88	86,86	10,86	99,35	12,42	144,77	18,10
9	49,55	5,51	61,56	6,84	73,64	8,18	90,09	10,01	103,04	11,45	150,15	16,68
10	51,20	5,12	63,61	6,36	76,09	7,61	93,08	9,31	106,46	10,65	155,14	15,51
11	52,73	4,79	65,51	5,96	78,37	7,12	95,87	8,72	109,66	9,97	159,79	14,53
12	54,18	4,51	67,31	5,61	80,51	6,71	98,49	8,21	112,66	9,39	164,16	13,68
13	55,54	4,27	69,00	5,31	82,54	6,35	100,97	7,77	115,49	8,88	168,28	12,94
14	56,83	4,06	70,60	5,04	84,45	6,03	103,31	7,38	118,17	8,44	172,19	12,30
15	58,06	3,87	72,13	4,81	86,28	5,75	105,55	7,04	120,72	8,05	175,92	11,73
16	59,23	3,70	73,58	4,60	88,02	5,50	107,68	6,73	123,16	7,70	179,47	11,22
17	60,35	3,55	74,98	4,41	89,69	5,28	109,72	6,45	125,50	7,38	182,88	10,76
18	61,43	3,41	76,32	4,24	91,30	5,07	111,68	6,20	127,74	7,10	186,15	10,34
19	62,47	3,29	77,61	4,08	92,84	4,89	113,57	5,98	129,90	6,84	189,29	9,96
20	63,47	3,17	78,85	3,94	94,33	4,72	115,39	5,77	131,99	6,60	192,33	9,62
21	64,44	3,07	80,06	3,81	95,76	4,56	117,15	5,58	134,00	6,38	195,26	9,30
22	65,37	2,97	81,22	3,69	97,16	4,42	118,85	5,40	135,94	6,18	198,09	9,00
23	66,28	2,88	82,35	3,58	98,50	4,28	120,50	5,24	137,83	5,99	200,84	8,73
24	67,16	2,80	83,44	3,48	99,81	4,16	122,10	5,09	139,66	5,82	203,51	8,48

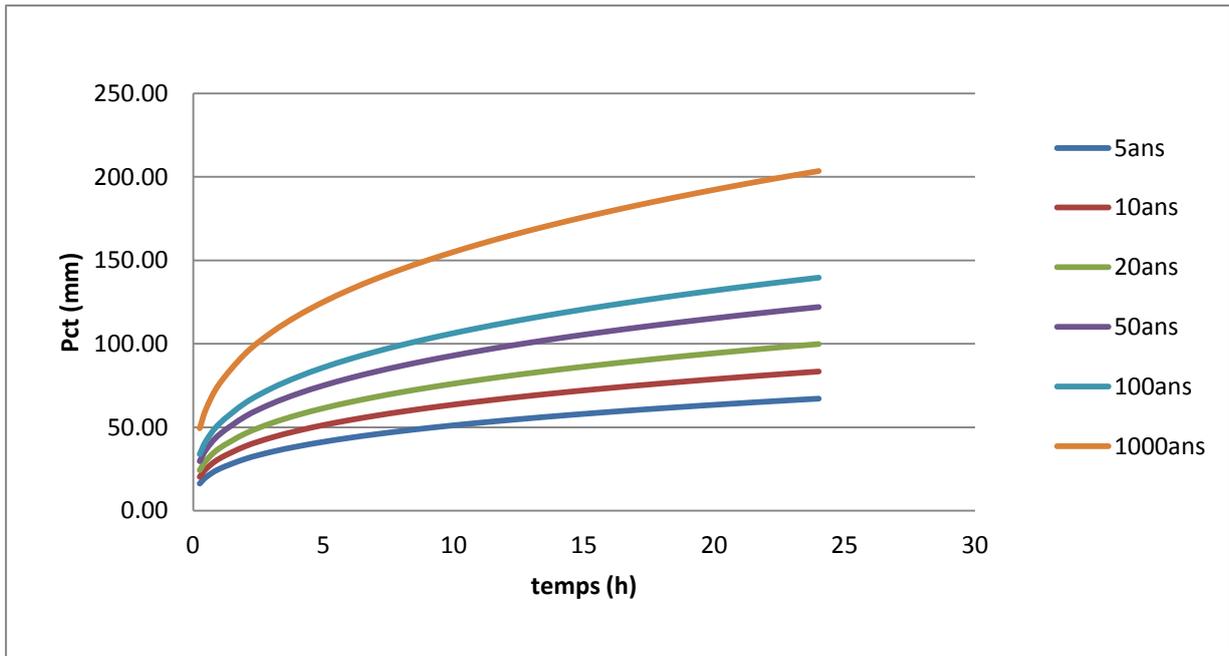


Figure III.09 : Représentation des pluies de courte durée en fonction de temps pour différentes fréquences

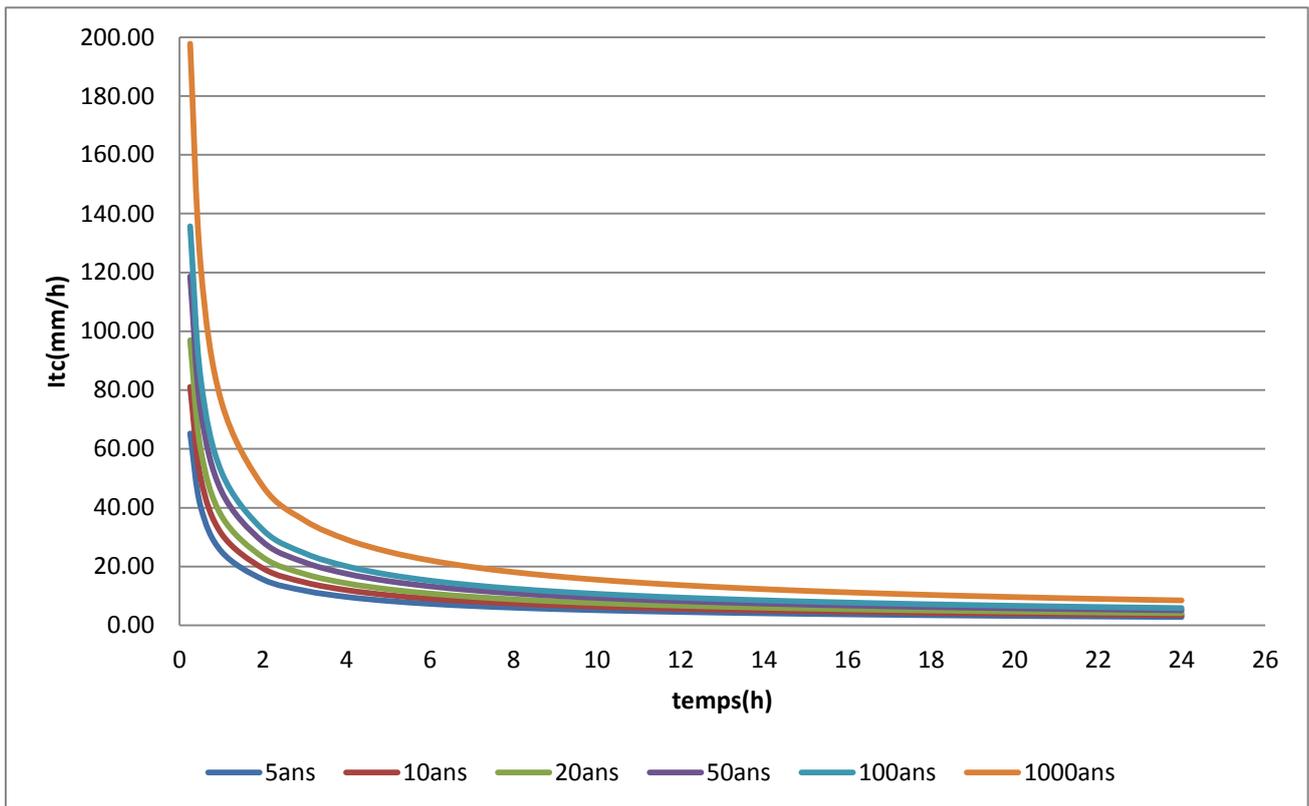


Figure III.10: Représentation des intensités en fonction de temps pour différentes fréquences

III.5 Evaluation des apports liquides :**III.5.1 Apports liquides****III.5.1.1 Estimation de l'apport moyen annuel (A0)**

Compte tenu du manque de séries hydrométriques au niveau du talweg principal, on a essayé d'implanter une station hydrométrique par analogie dans notre bassin.

Pour cela on a utilisé un bassin voisin qui a une station hydrométrique avec une série des années suffisantes, une superficie proche de la nôtre, et aussi les conditions topographiques géologiques et climatologiques presque les mêmes.

Tableau III.20: La Station hydrométrique (ANRH d'Alger)

Station	code	Source	Période d'observation	N(ans)	Localisation
MEDJEZ AMAR II	14.03.01	ANRH	1979-1998	20	Bassin versant de oued BOUHAMDANE

L'apport moyen annuel du site est calculé par la formule suivante :

$$A_{site} = A_{st} \left(\frac{S_{bvsite}}{S_{bvst}} \right) \quad (III.26)$$

Avec :

A_{site} : Apport moyen interannuel estimé du site

A_{st} : Apport moyenne interannuelle de la station (140301)

S_{bv}^{site} : Surface du bassin versant du site est de 992.176 Km²

S_{bv}^{st} : Surface du bassin versant où se trouve la station (140301) est de 1103 Km²

$$A_{0site} = 62.09 \text{Mm}^3$$

Tableau III.21: Répartition mensuelle de l'apport moyen du site

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	année
A_{st}	1.83	2.07	3.13	15.72	14.29	10.52	8.33	5.42	2.02	1.66	1.97	2.08	69.03
$A_{site} = A_{st}^*$ (S_{bvsite}/S_{bvst})	1.65	1.86	2.82	14.14	12.85	9.47	7.49	4.87	1.82	1.5	1.77	1.87	62.09
A%	2.65	2.99	4.53	22.77	20.69	15.24	12.07	7.85	2.93	2.41	2.85	3.01	100

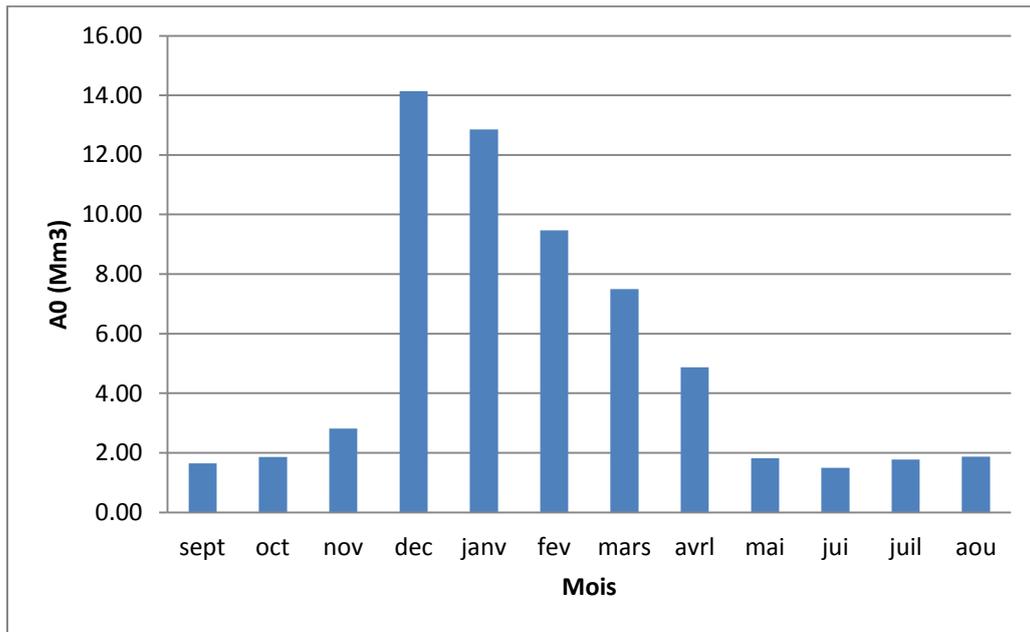


Figure III.11 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site

III.5.1.2 Les apports fréquents :

Par l'ajustement de la série des apports moyens de la station voisine (a la loi normale) on a obtenu :

$$A_{80\%}(\text{station}) = 127.16 \text{ Mm}^3 \quad \text{Donc : } A_{80\%}(\text{site}) = 114.38 \text{ Mm}^3$$

III.5.1.3 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% :

La répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ suit la même répartition mensuelle des apports moyens du site, on a : $A_{80\%} = 114.38 \text{ Mm}^3$.

Tableau III.22 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	anné
A80%(%)	2.65	2.99	4.53	22.77	20.69	15.24	12.07	7.85	2.93	2.41	2.85	3.01	100.00
A80%	3.033	3.425	5.187	26.043	23.669	17.434	13.804	8.976	3.346	2.756	3.261	3.445	114.380

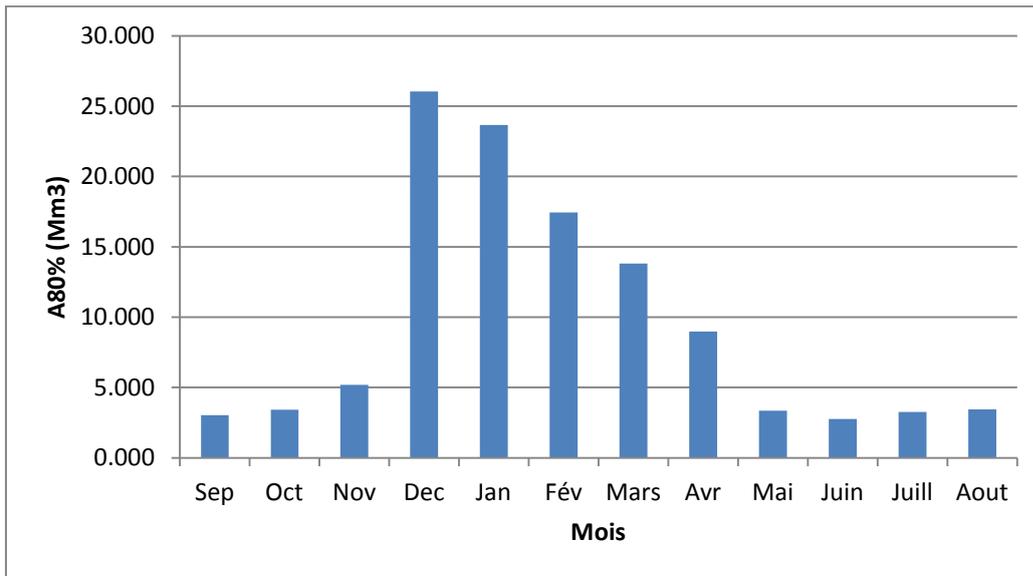


Figure III.12: Répartition mensuelle des apports 80%

III.5.2 Apport solide et l'estimation du volume mort :

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

Ces apports solides dépendent de l'étendue du relief du bassin versant, de la résistance à l'érosion de sol, liée elle-même à la végétation par la présence des racines et à la nature géologique des roches et au régime des pluies.

- **Formule de TIXERONT :**

La formule de Tixeront est recommandée pour la région de l'Est Algérien pour l'évaluation du taux d'abrasion:

$$\mathbf{Ta=92.L_0^{0,21}} \quad \text{(III.27)}$$

Où : Ta : le Taux d'abrasion, en (t/Km²/an) ;

L0 : la lame écoulee en (mm), Le = 14,19 mm ;

A.N : Ta = 219.30 (t/Km²/an).

Le volume mort est estimé avec la formule suivante :

$$\mathbf{Vm = (1.05 - 1.10) \frac{QsT}{\delta s} \quad (m^3)} \quad \text{(III.28)}$$

Où : Q_s : Le débit solide (t/an) $Q_s = S \cdot T_s$;
 δ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\delta_s = 1.4 \text{ t/m}^3$) ;
 S : Superficie du bassin versant ;
 T : Délai de service ; $T = 50 \text{ ans}$.

A.N : $Q_s = 217584.254 \text{ t/an}$;
 $V_m = 8.548 \text{ Mm}^3$.

• **Formule de Fournier :**

$$T_a = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_{an}} \right)^{2.65} \left(\frac{n^2}{S} \right)^{0.46} \quad (\text{III.29})$$

Avec :

T_a : Taux d'abrasion en ($\text{t/Km}^2 \cdot \text{an}$)
 P_m : Pluie mensuelle moyenne du mois le plus pluvieux (mm)= 69,55mm.
 P_{an} : Pluie moyenne annuelle (mm)= 515,78mm.
 h : Dénivelé moyen (m), $h = 45\% (H_{\max} - H_{\min})$ [m];
 S : Superficie du bassin (km^2)

AN:

$h = 482,4 \text{ m}$

D'où :

$$T_a = 128,868 \text{ t/Km}^2 \cdot \text{an}$$

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments. Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_m = \frac{T_a \cdot S}{\gamma_s} = 4.56 \text{ Mm}^3$$

Tableau III.23: récapitulatif des résultats de calcul de volume mort

Formule	Volume mort pour (Mm^3)
Tixeront	8.55
Fournier	4.56

Résultats et discussion:

On a opté pour la formule de **Tixeront** car elle nous donne le volume mort maximal afin de ne pas sous estimer le dimensionnement du notre barrage.

- **Le transport solide par charriage :**

Selon plusieurs auteurs le transport solide par charriage est estimé en Algérie de (15 % à 25%) du transport solide en suspension, donc le transport solide par charriage = 25% du transport solide en suspension = 2.14Mm³.

Le volume mort total est estimé alors $V_{\text{mort}} = 8.55 + 2.14 = 10.69 \text{ Mm}^3$

Donc le volume mort estimé à 50 ans est de **11 Mm³**.

III.6. Etude des crues:

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

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter. Les paramètres définissant une crue est :

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

III.6.1 Estimation de débit de crue par les formules empiriques :

- **Formule de MALLET-GAUTHIER :**

On a:

$$Q_{\text{max } p\%} = 2K \log (1+20.P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1+4 \log T - \log S} \quad (\text{III.30})$$

Où :

$Q_{\text{max } p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s)

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m)

S : Superficie du bassin versant km²

L : Longueur du talweg principal km

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : $K(1-3)$

On prend $K = 1$

T : Période de retour (an).

- **Formule de Sokolovsky :**

Elle donné par :

$$Q_{max p\%} = \frac{0.28 \times (P_{tc} - H_0) \times \alpha \times S}{T_c} \times f \quad (III.31)$$

S : Superficie du bassin versant

P_{tc} : Pluies de courte durée.

H_0 : La perte d'eau initiale. $H = 7\text{mm}$

T_c : Temps de concentration

α : Coefficient de ruissellement du bassin versant

f : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue

Tableau III.24: Valeur de α en fonction de la fréquence

Fréquence (%)	10	2	1	0.5	0.1
α	0.61	0.62	0.63	0.64	0.65

f : Coefficient de forme de la crue : $f = \left[\frac{12}{4+3\gamma} \right]$

Tel que : pour un bassin boisé avec un sol peut perméable $2 \leq \gamma \leq 2.5$

On prend : $\gamma = 2$ D'où : $f = 1.2$

- **Formule de Turraza**

Elle est donné par : $Q_{max p\%} = \frac{C \times I_{tc} \times S}{3.6} \quad (III.32)$

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

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.

I_{tc} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée [mm/h].

Tableau III.25 : Valeur de C en fonction de la fréquence

Fréquence (%)	20	10	5	2	1	0.1
C	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.80

- **Formule de Giandotti**

Elle est donné par :

$$Q_{max p\%} = \frac{170 \times S \times (H_{moy} - H_{min})^{1/2}}{4 \times S^{1/2} + 1.5L} \times P_{tc} \quad (III.33)$$

Avec :

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

L : Longueur du talweg principal (Km).

Hmoy, H min : Altitudes moyennes et minimales (en m).
Ptc : Pluies de courte durée.

Les résultats de calcul du débit max sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.26 : Débits maximaux de crues

Formule		Mallet – Gauthier	Sokolovsky	Giandotti	Turraza
f (%)	T (ans)	Q _{max p%} (m3/s)	Q _{max p%} (m3/s)	Q _{max p%} (m3/s)	Q _{max p%} (m3/s)
10	10	675.14	260.26	1097.4	789.74
5	20	854.27	323.17	1312.79	1030.21
2	50	1044.96	409.5	1605.9	1365.07
1	100	1168.72	480.93	1836.9	1680.36
0.1	1000	1508.63	728.22	2676.5	2800.14
0.01	10000	1784.95	1021.25	3648.71	4293.64

Sur la base de ces résultats, primitivement les valeurs adoptées sont celle de **Giandotti** elle nous donne des débits très importants pour éviter tout risque vu la présence des terrains cultivés et des habitants a l'aval.

III.6.2. Hydrogramme de crue par la méthode de SOKOLOVSKY:

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

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

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

- Pour la montée :

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^2 \quad (\text{III.34})$$

- Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^3 \quad (\text{III.35})$$

Avec :

Q_m : Débit instantané de la montée (m³/s)

Q_d : Débit instantané de la décrue (m³/s)

t_m : Temps de la montée de la crue en heures

t_d : Temps de la décrue en heures

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

Temps de base : $t_b = t_m + t_d$

Tel que : $t_m = t_c = 13.37$ h $t_d = 2.5 t_m = 33.43$ h $t_b = t_m + t_d = 46.80$ h

Résultats de calcul

Le temps de montée de la crue : 13.37 h

Le temps de déçu de la crue : 33.43 h

Le temps de base : 46.8 h

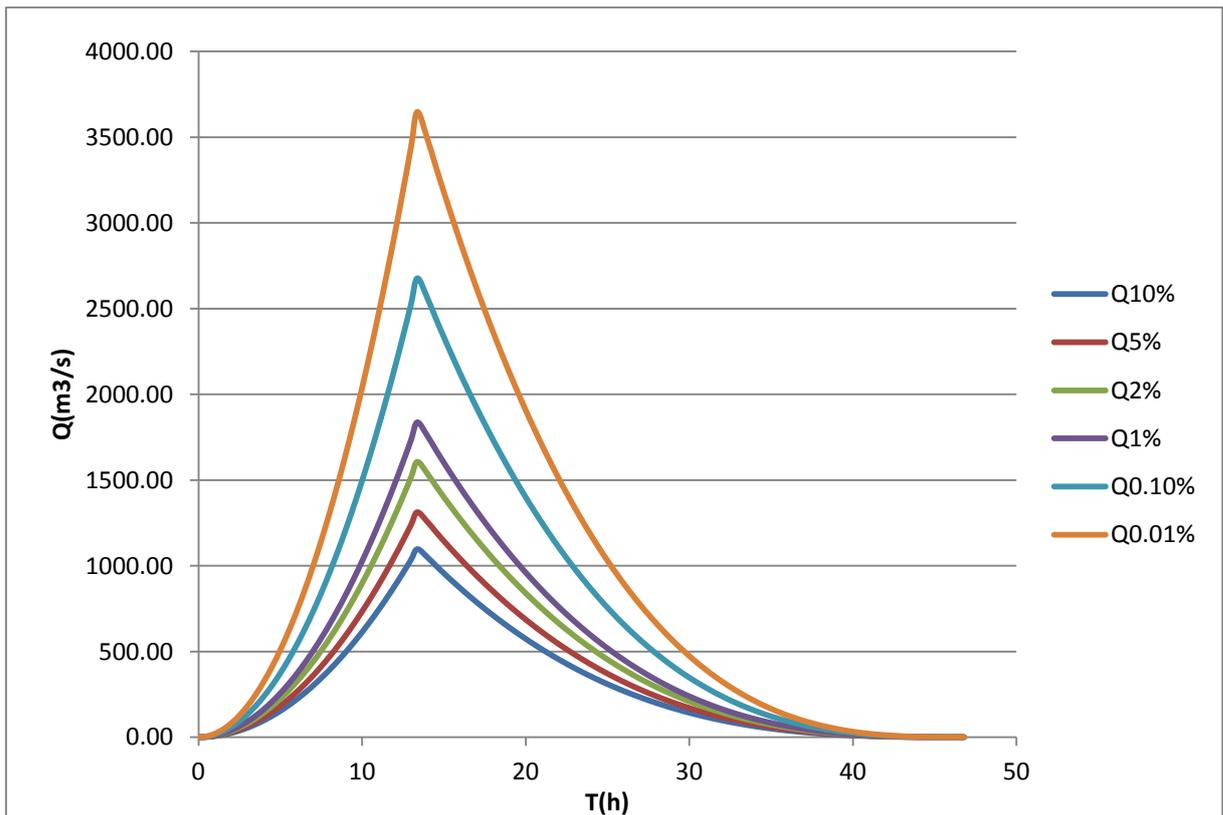


Figure III.13: Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour

III.6.3 Choix de la crue de projet :

La crue de projet d'un barrage est la crue dont l'importance et la probabilité sont choisis de manière à assurer la sécurité du barrage vis-à-vis d'une rupture par submersion. Par conséquent le choix de cette crue constitue une des décisions importantes qui doivent être prises lors de l'étude de projet. Ce choix résulte non seulement de l'influence des facteurs hydrologiques sur le projet lui-même mais également du risque potentiel de la rupture du barrage sur la vie des personnes et sur les pertes économiques résultant de cette rupture. D'où la crue de projet dépend des paramètres suivants :

- ✓ La fiabilité des données et la durée de la série ;
- ✓ Le risque à l'aval ;
- ✓ L'analyse économique ;
- ✓ Nature du barrage ;
- ✓ Types d'évacuateur.

Selon les conditions de notre site, on choisira une crue entre de 10000 ans

($Q = 3648.71 \text{ m}^3/\text{s}$) dont l'hydrogramme est présenté dans la figure ci-dessous.

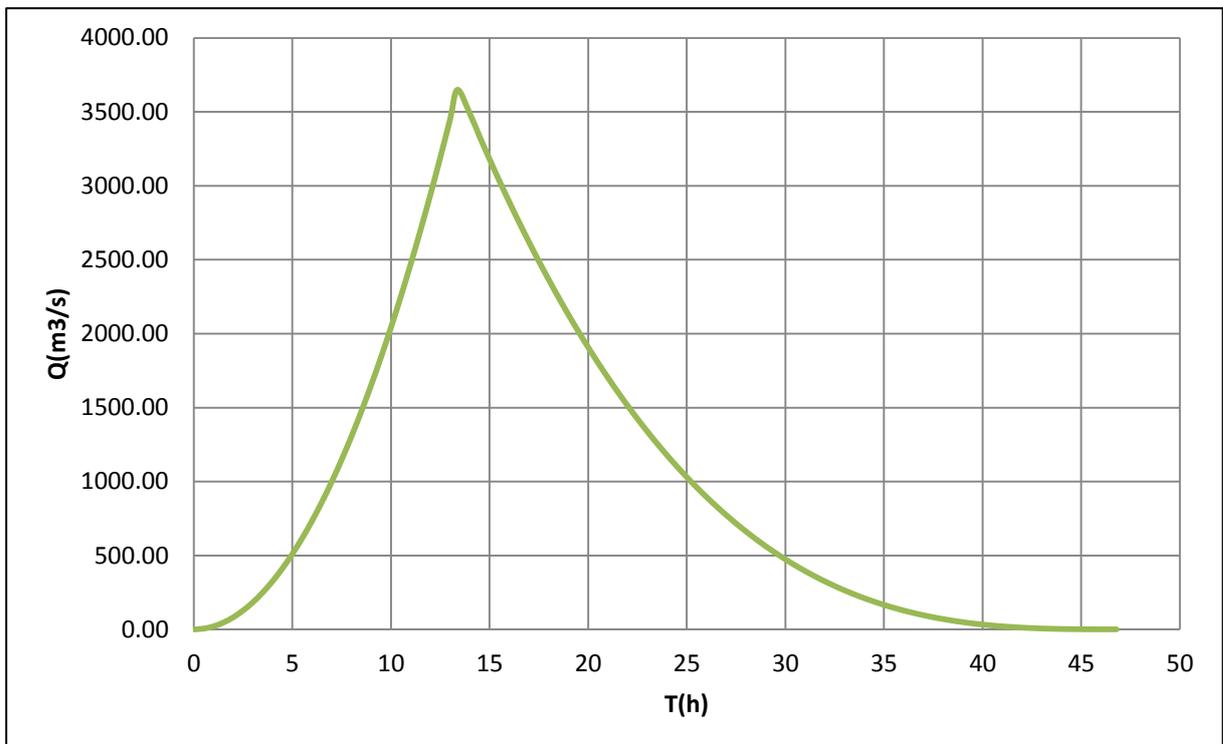


Figure III.14: Hydrogramme de crue de projet ($Q_{0.01\%}$)

III.6.4 Calcule du volume de la crue

Le volume est déterminé sur la base de l'hydrogramme de crue en considérant que ce dernier est sous une forme triangulaire et on calcule la surface engendrée par cette forme géométrique pour avoir notre volume de crue pour une période de retour de 10000 ans.

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_{crue} = \frac{Q_{\max,0.01\%} \times t_b}{2} \quad (\text{III.36})$$

Avec : $Q_{\max,1\%}$: Débit probable pour une période de retour de 10000 ans

t_b : Temps de base (heure)

D'où : $V_{crue} = 307.367 \text{ Mm}^3$

III.6.5 Choix de la crue de chantier

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

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

Donc, en prenant en compte toutes ces exigences, le choix de la crue (20 ans) serait le plus adapté pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau.

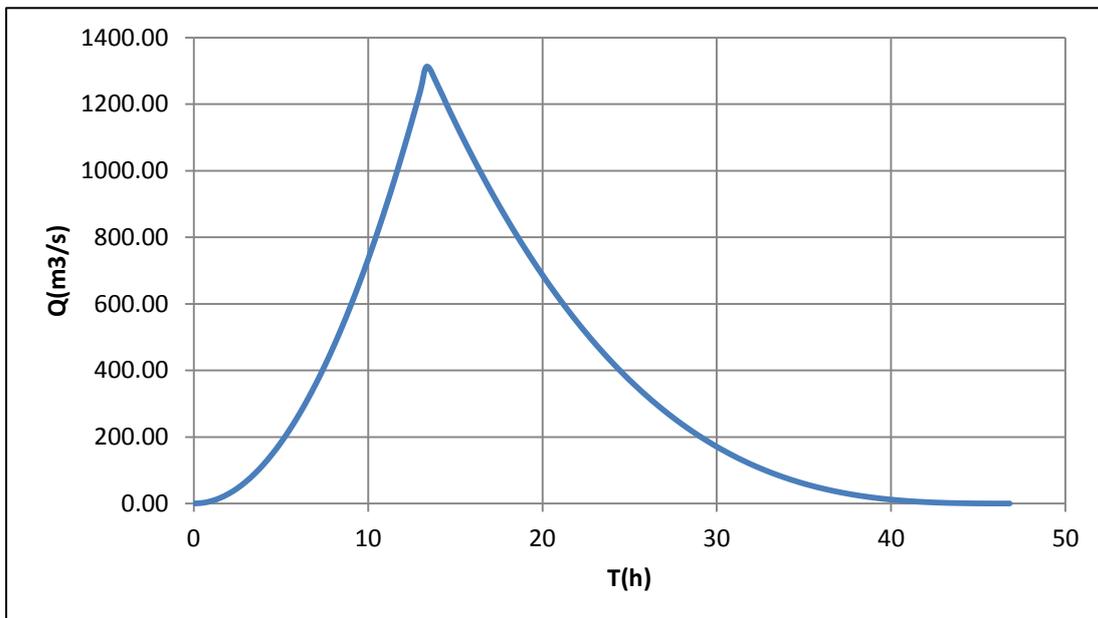


Figure III.15: Hydrogramme de crue de chantier ($Q_{5\%}$)

III.7 Courbes «Hauteur Capacité Surface» :

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i - S_{i+1}}{2} \Delta H$$

(III.37)

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

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

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

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

Tableau III.27 : Coordonnées des courbes Hauteur Capacité Surface

Cote(m)	$\Delta H(m)$	S(Km2)	Smoy(Km2)	$\Delta V(Mm3)$	V(Mm3)
346	0	0	0	0	0
350	4	0.08832977	0.04416489	0.17665954	0.17665954
360	10	0.25351709	0.17092343	1.7092343	1.88589384
370	10	0.34776705	0.30064207	3.0064207	4.89231454
380	10	0.43424391	0.39100548	3.9100548	8.80236934
390	10	0.51304	0.47364196	4.73641955	13.5387889
400	10	0.5606927	0.53686635	5.3686635	18.9074524
410	10	0.62498495	0.59283883	5.92838825	24.8358406
420	10	0.70597911	0.66548203	6.6548203	31.4906609
430	10	0.80887501	0.75742706	7.5742706	39.0649315
440	10	0.95350566	0.88119034	8.81190335	47.8768349
450	10	0.97406068	0.96378317	9.6378317	57.5146666

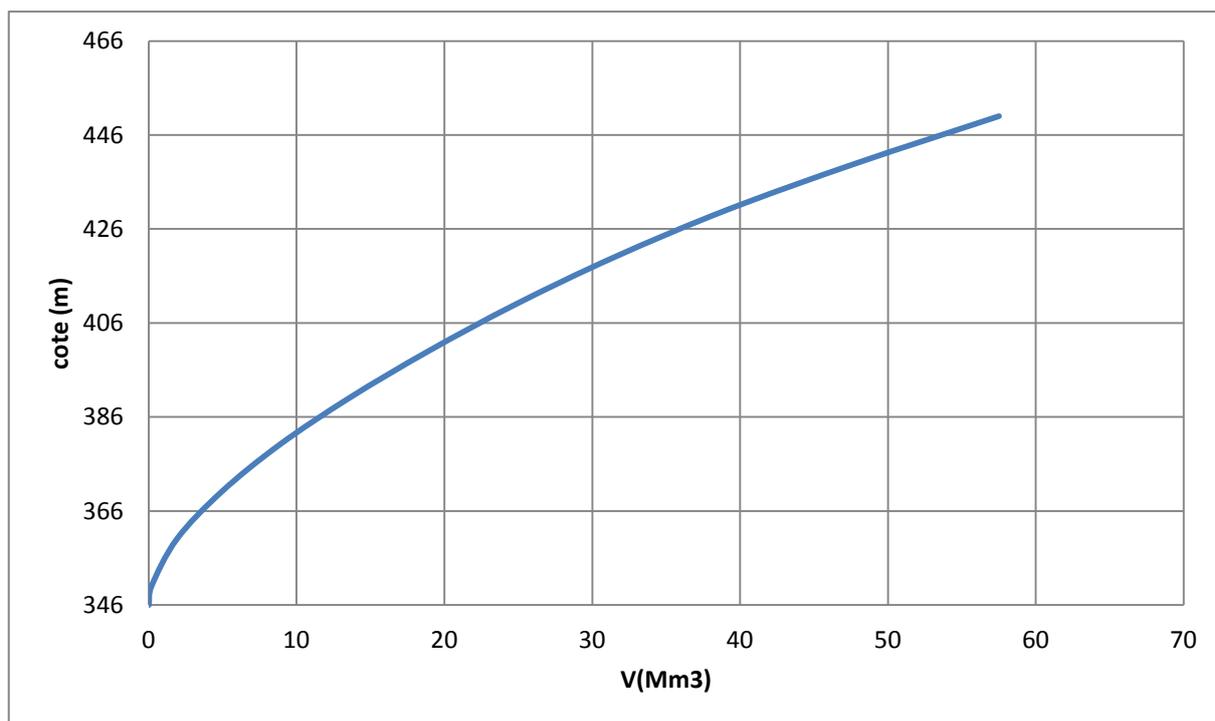


Figure III.16 : Courbe capacité - hauteur

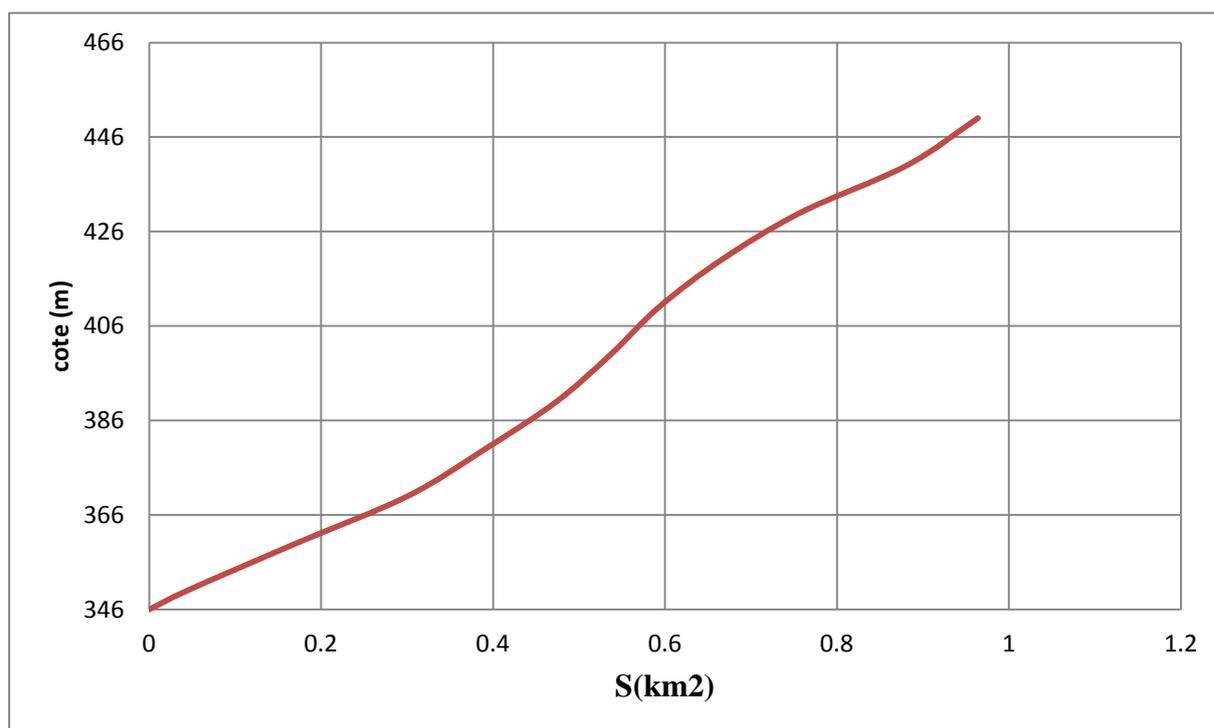


Figure III.17: Courbe surface - hauteur

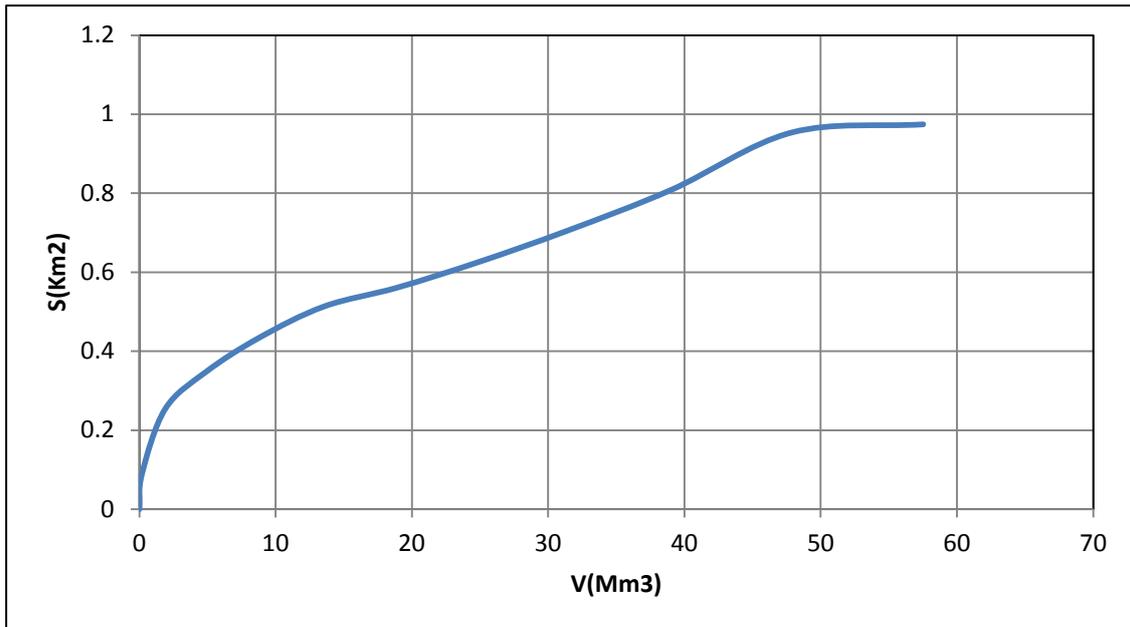


Figure III.18 : Courbe volumétrique

III.8 Régularisation :

L'étude de régularisation d'un barrage sur Oued Cherf a pour objectif la détermination du volume de la réserve utile ainsi que le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

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

-La régularisation interannuelle est effectuée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation,

On stocke les eaux des saisons humides pour les restituer au cours des saisons sèches.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport (A80% en M m3).
- La consommation totale (M m3).
- Les infiltrations et l'évaporation
- Les courbes caractéristiques de la retenue .

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

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

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'octobre jusqu'au mois d'Avril.

Les calculs se font comme suit : $V_{rf} = V_{ri} + (W-U)$ (III.38)

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final.

V_{ri} : Volume de remplissage initial.

S : Volume excédentaire à évacuer.

III.8.1 Régularisation sans pertes

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

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	année
A80%(%)	2.65	2.99	4.53	22.77	20.69	15.24	12.07	7.85	2.93	2.41	2.85	3.01	100.00
A80%	3.033	3.425	5.187	26.043	23.669	17.434	13.804	8.976	3.346	2.756	3.261	3.445	114.380

Tableau III.29 : Répartition mensuelle des besoins.

	AEP%	irrigt%	AEP(Mm3)	irrigt(Mm3)	U(Mm3)
septembre	8	11	2.08	3.531	5.611
octobre	8	3.3	2.08	1.0593	3.1393
novembre	8	0	2.08	0	2.08
décembre	8	0	2.08	0	2.08
janvier	8	0	2.08	0	2.08
fevrier	8	0	2.08	0	2.08
mars	8	0	2.08	0	2.08
avril	8	3.3	2.08	1.0593	3.1393
mai	9	11	2.34	3.531	5.871
juin	9	20.2	2.34	6.4842	8.8242
juillet	9	27.1	2.34	8.6991	11.0391
aout	9	24.1	2.34	7.7361	10.0761

- Le volume mort est de : **11Mm3**.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le

Tableau III.30

Tel que : $V_s = 81.8594 \text{ Mm}^3$ et $V_d = 25.5804 \text{ Mm}^3$.
la retenue fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que l'excédent d'eau et plus grand que le déficit donc :

$$V_s > V_d \longrightarrow V_U = V_d = 25.5804 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_m + V_U = 11 + 25.5804 = 36.5804 \text{ Mm}^3$$

Tableau III.30 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	A80% (Mm ³)	U80% (Mm ³)	A-U (Mm ³)	1 ^{er} consigne			2 ^{ème} consigne			
				Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	
					11					
OCT	3.425	3.1393	0.2857	81.8594	11.2857	11.2857		10.7143	11	0.2857
NOV	5.187	2.08	3.107		14.3927	14.3927		7.893	11	3.107
DEC	26.043	2.08	23.963		38.3557	36.5804	1.7753	-12.963	11	23.963
JAN	23.669	2.08	21.589		58.1694	36.5804	21.589	-10.589	11	21.589
FEV	17.434	2.08	15.354		51.9344	36.5804	15.354	3.6657	11	7.3343
MARS	13.804	2.08	11.724		48.3044	36.5804	11.724	19.0197	19.0197	
AVRL	8.976	3.1393	5.8367		42.4171	36.5804	5.8367	30.7437	30.7437	
MAI	3.346	5.871	-2.525		34.0554	34.0554		36.5804	36.5804	
JUIN	2.756	8.8242	-6.0682		27.9872	27.9872		34.0554	34.0554	
JUIL	3.261	11.0391	-7.7781		20.2091	20.2091		27.9872	27.9872	
AOUT	3.445	10.0761	-6.6311		13.578	13.587		20.2091	20.2091	
SEP	3.033	5.611	-2.578		25.5804	11		13.578	13.578	
Total	114.379	58.1				56.279	11	11	56.279	

III.8.2 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

III.8.2.1 Pertes par évaporation :

On a :

$$V_{ep} = E_s \times S_{moy} \quad (\text{III.39})$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

V_{moy} : Volume moyen tel que :
$$V_{moy} = \left(\frac{V_{r,i} + V_{r,i+1}}{2} \right)$$

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

III.8.2.2 Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100} \quad (III.40)$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

V_{moy} : volume moyen

Tableau III.31 : Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	δ	
		Année	Mois
Sol a faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0.5 à 1.0
Sol à perméable moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1.5
Sol a forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1.5 à 3.0

On a opté pour $\delta = 0.5$ pour le calcul de volume d'infiltrations

Tableau III.32 : Volumes des pertes dans la retenue (ANBT)

Mois	V _{ri} (Mm3)	V _{moy} (Mm3)	S _{moy} (Km2)	E s(m)	V _{evap} (Mm3)	V _{inf} (Mm3)	total (Mm3)
NOV	14.3927	12.8392	0.5026	0.0320	0.0161	0.0642	0.0803
DEC	36.5804	25.4866	0.5770	0.0240	0.0138	0.1274	0.1413
JAN	36.5804	36.5804	0.8531	0.0240	0.0205	0.1829	0.2034
FEV	36.5804	36.5804	0.8531	0.0320	0.0273	0.1829	0.2102
MARS	36.5804	36.5804	0.8531	0.0520	0.0444	0.1829	0.2273
AVRL	36.5804	36.5804	0.8531	0.0800	0.0682	0.1829	0.2512
MAI	34.0554	35.3179	0.8048	0.1100	0.0885	0.1766	0.2651
JUIN	27.9872	31.0213	0.6758	0.1280	0.0865	0.1551	0.2416
JUIL	20.2091	24.0982	0.5619	0.1600	0.0899	0.1205	0.2104
AOUT	13.5870	16.8981	0.5214	0.1440	0.0751	0.0845	0.1596
SEPT	11.0090	12.2980	0.4986	0.1040	0.0519	0.0615	0.1133

On a :

$$V's = 80.6588\text{Mm}^3 \quad \text{et} \quad V'd = 26.5704\text{Mm}^3$$

Donc la retenue fonctionne à un seul
temps : $Vs > Vd$ Alors $V'u = V'd$

d'où $V'u = 26.5704 \text{ Mm}^3$

Le volume de la retenue normale sera : $VNNR = V'u + Vm$ Avec : $V m = 11 \text{ Mm}^3$

Donc : $V'NNR = 37.5704 \text{ Mm}^3$ $NNR = 428 \text{ m NGA}$

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

Mois	A80% (Mm ³)	U80% (Mm ³)	Π (total) (Mm ³)	A-(U+Π) (Mm ³)	1 ^{er} consigne			2 ^{ème} consigne		
					Vrf (Mm ³)	Vri (Mm ³)	S (Mm ³)	Vrf (Mm ³)	Vri (Mm ³)	S (Mm ³)
						11				
OCT	3.4250	3.1393	0.0870	0.1987	80.6588 11.1987	11.1987		10.8013	11	0.1987
NOV	5.1870	2.0800	0.0803	3.0267	14.2254	14.2254		7.9733	11	3.0267
DEC	26.0430	2.0800	0.1413	23.8217	38.0471	37.5704	0.4767	-12.8217	11	23.8217
JAN	23.6690	2.0800	0.2034	21.3856	58.9560	37.5704	21.3856	-10.3856	11	21.3856
FEV	17.4340	2.0800	0.2102	15.1438	52.7142	37.5704	15.1438	5.3443	11	5.6557
MARS	13.8040	2.0800	0.2273	11.4967	49.0671	37.5704	11.4967	20.4881	20.4881	
AVRL	8.9760	3.1393	0.2512	5.5855	43.1559	37.5704	5.5855	31.9849	31.9849	
MAI	3.3460	5.8710	0.2651	-2.7901	26.5704 34.7803	34.7803		37.5704	37.5704	
JUIN	2.7560	8.8242	0.2416	-6.3098	28.4705	28.4705		34.7803	34.7803	
JUIL	3.2610	11.0391	0.2104	-7.9885	20.4820	20.4820		28.4705	28.4705	
AOUT	3.4450	10.0761	0.1596	-6.7907	13.6913	13.6913		20.4820	20.4820	
SEP	3.0330	5.6110	0.1133	-2.6913	11	11		13.6913	13.6913	
Total	114.3790	58.1000					54.0884	11	11	54.0884

III.8.2.3 Estimation de l'erreur

Les volumes des pertes sont considérés comme une consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante : ($2\% < \varepsilon < 5\%$) Si cette condition n'est pas vérifiée on doit faire des itérations.

$$\text{Tel que : } \varepsilon = \frac{V'_{u}-V_u}{V'_{u}} \cdot 100 \quad (\text{III.41})$$

$$\text{AN : } \varepsilon = \frac{37.5704-36.5804}{36.5804} * 100 = 2.70\% < 5\%$$

Donc la condition est vérifiée.

III.9 Laminage de crue

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \quad (\text{III.42})$$

Q : le débit entrant de la crue.

q : le débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé).

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

Le débit cumule à l'instant **t** est :

$$Q - q = S \cdot dh/dt \quad (\text{III.43})$$

Ou :

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

IL existe plusieurs procédés de calcul, on cite :

1. Méthode de Muskingum.
2. Méthode Step by step.
3. Méthode graphique.
4. Méthode de Kotecherin.
5. Méthode de Hidenblat.

III.9.1 Méthode de Kotcherine

La méthode de Kotcherine est un procédé grapho-analytique qui se base sur les principes suivants :

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

III.9.1.1 Calcul de débit d'évacuation

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_f = V_c \left(1 - \frac{q_{\text{lam}}}{0.85 \times Q_{0.01\%}} \right) \quad (\text{III.44})$$

Avec :

V_F : Volume de la charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

V_C : Volume de la crue correspondant au $Q_{0.01\%}$ (m^3).

$Q_{\%}$: Débit de la crue (m^3/s).

q_{lam} : Débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$q_{\text{lam}} = 0.85 \times Q_{0.01\%} \left(1 - \frac{V_f}{V_c} \right) \quad (\text{III.45})$$

Cette relation montre une réduction du débit de pointe de la crue au fur et à mesure que le niveau d'eau augmente dans la cuvette.

T : temps de base.

$$V_{\text{cr}} = \frac{1}{2} Q_{\%} T \quad (\text{III.46})$$

Comme la crue de projet est évacuée à partir d'un déversoir rectangulaire de dimension b et H_0 , le débit laminé est donné en fonction de la charge déversé H_0 par la formule suivante :

$$q = mb \sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}} \quad (\text{III.47})$$

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

b : Largeur du déversoir (en m)

H_0 : Charge globale d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau

Le débit est calculé en variant la largeur b de 85 à 270 m et la charge de 2,25 à 7m.

III.9.1.2 Le calcul de la charge déversant

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \quad (\text{III.48})$$

Où :

H_0 : charge d'eau sur le déversoir

V_0 : vitesse d'écoulement dans le canal d'approche déterminée d'après la formule :

$$V_0 = \frac{Q}{S} \quad \text{Avec : } S = b.H$$

La détermination de la largeur du déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après le traçage du graphe $q_{\text{lam}} = f(h)$.

Les Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE ainsi que les résultats de calcul de laminage de la crue de projet sont donnés dans les tableaux suivant .

Tableau III.34: Première étape de calcul de laminage par la méthode de KOTCHERINE

Données initiales	b (m)	H (m)	q (m ³ /s)	S (m ²)	V ₀ (m/s)	Cote (m)	V _{PHE} (m ³)	V _f (m ³)
g (m ² /s)	9.81	85	7	3416.737	680.000	5.025	435.000	5573100
α	1	90	6.75	3425.656	697.500	4.911	434.750	5366575
Q _{0.01} m ³ /s	3648.71	100	6.5	3596.794	750.000	4.796	434.500	5160050
V _{c 0.01%} Mm ³	307.367	110	6.25	3730.425	797.500	4.678	434.250	4953525
m	0.49	120	6	3827.839	840.000	4.557	434.000	4747000
P (m)	1	130	5.75	3890.368	877.500	4.433	433.750	4540475
		140	5.5	3919.383	910.000	4.307	433.500	4333950
		150	5.25	3916.299	937.500	4.177	433.250	4127425
		160	5	3882.581	960.000	4.044	433.000	3920900
		170	4.75	3819.750	977.500	3.908	432.750	3714375
		180	4.5	3729.382	990.000	3.767	432.500	3507850
		190	4.25	3613.122	997.500	3.622	432.250	3301325
		200	4	3472.686	1000.000	3.473	432.000	3094800
		210	3.75	3309.876	997.500	3.318	431.750	2888275
		220	3.5	3126.586	990.000	3.158	431.500	2681750
		230	3.25	2924.815	977.500	2.992	431.250	2475225
		240	3	2706.691	960.000	2.819	431.000	2268700
		250	2.75	2474.484	937.500	2.639	430.750	2062175
		260	2.5	2230.637	910.000	2.451	430.500	1855650
		270	2.25	1977.803	877.500	2.254	430.250	1649125

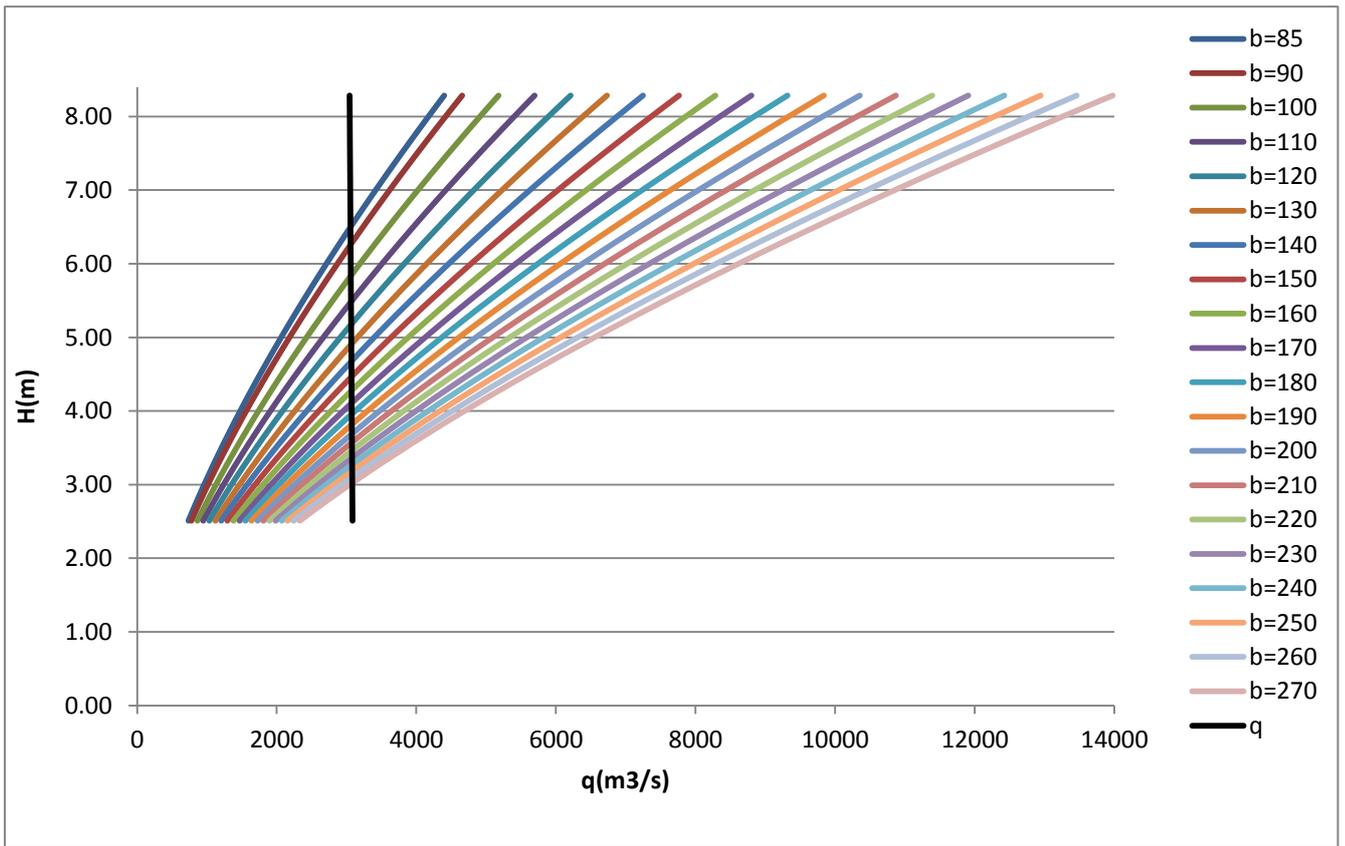


Figure III.19 : $H=f(Q,q)$

Les Débits déversants en fonction de (h) et (b) et le volume de crue sont présentés dans le (Tableau III.35) Dans l'Annexe.

Tableau III.36 : Récapitulatif des résultats de la méthode de KOTCHERINE

b (m)	H (m)	NPHE (m)	q (m³/s)	V_{forcé} (Mm³)
85	6.5	434.5	3057.208	4.380
90	6.25	434.25	3058.924	4.210
100	5.81	433.81	3062.052	3.900
110	5.5	433.5	3064.271	3.680
120	5.2	433.2	3066.592	3.450
130	4.9	432.9	3068.106	3.300
140	4.68	432.68	3069.619	3.150
150	4.45	432.45	3071.133	3.000
160	4.3	432.3	3072.445	2.870
170	4.1	432.1	3073.655	2.750
180	3.95	431.95	3074.664	2.650
190	3.8	431.8	3075.673	2.550
200	3.7	431.7	3076.682	2.450
210	3.58	431.58	3077.389	2.380
220	3.43	431.43	3078.600	2.260
230	3.38	431.38	3078.700	2.250
240	3.27	431.27	3079.407	2.180
250	3.2	431.2	3079.609	2.160
260	3.1	431.1	3080.416	2.080
270	3	431	3083.241	1.800

III.10. Etude d'optimisation :

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement.

Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversante correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

III.10.1 Calcul de la revanche

- **Formule de l'USBR**

$$R = 0.75 \times H + \frac{v^2}{2g} \quad (\text{III.49})$$

Formule de Stevenson Gaillard $H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F}$ (III.50)

Avec :

V : Vitesse de propagation des vagues (m/s). $V = 1.5 + 2H$

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre ($F = 0.81 \text{ km}$)

- **Formule de Mallet et Pacquant**

$$R = H + \frac{v^2}{2g} \quad (R \leq 2) \quad (\text{III.52})$$

$$H = 0.5 + 0.33 \times \sqrt{F} \quad (\text{III.52})$$

- **Formule de Molitor**

$$H = 0.75 + 0.032 \times (U \times F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \quad (\text{III.53})$$

Avec :

U : (vitesse du vent) = 14.4 km/h

- **Formule simplifiée :**

$$R = 1 + 0.3 \cdot \sqrt{F}$$

Tableau III.37: Récapitulatif des résultats

Formule	H(m)	V (m/s)	R(m)
USBR	0.81	3.12	1.10
MALLET et PACQUANT	0.80	3.09	1.09
Molitor	0.60	2.71	0.83
Simplifiée	-	-	1.27

Dans notre cas on opte pour la valeur maximale de $R=1.27$ m afin de minimiser les risques.

III .10.2 Tassement

On calcule le tassement d' après les formules suivantes :

$$T = 0.015 H_b$$

$$T = 0.001 H_b^{3/2} \text{ Avec:}$$

T : Tassement de la crête du barrage

H_b : Hauteur du barrage

Les tassements sont estimés de 1.24 m.

III.10.3 Largeur en crête

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête

a. Formule de Knapen

$$b_{cr} = 1.65 \times \sqrt{H_b} \quad (\text{III.54})$$

b. Formule de Preece

$$b_{cr} = (1.1 \times \sqrt{H_b}) + 1 \quad (\text{III.55})$$

c. Formule Simplifié

$$b_{cr} = 3.60 \times \sqrt[3]{H_b} - 3 \quad (\text{III.56})$$

d. Formule pratique

$$b_{cr} = \sqrt[5]{3} \sqrt{H_b} \quad (\text{III.57})$$

Avec :

- H_b : Hauteur du barrage (m) $H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t.$

Les résultats de calcul selon les différentes méthodes sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.38 : Largeur en crête

b	Hd	Hb	Largeur en crête du barrage bcr(m)				La moyenne
			KNAPEN	PREENCE	Simplifiée	pratique	
85	6.5	91.01	15.74	11.49	13.19	15.90	14.08
90	6.25	90.76	15.72	11.48	13.18	15.88	14.06
100	5.81	90.32	15.68	11.45	13.15	15.84	14.03
110	5.5	90.01	15.65	11.44	13.13	15.81	14.01
120	5.2	89.71	15.63	11.42	13.12	15.79	13.99
130	4.9	89.41	15.60	11.40	13.10	15.76	13.97
140	4.68	89.19	15.58	11.39	13.08	15.74	13.95
150	4.45	88.96	15.56	11.38	13.07	15.72	13.93
160	4.3	88.81	15.55	11.37	13.06	15.71	13.92
170	4.1	88.61	15.53	11.35	13.05	15.69	13.91
180	3.95	88.46	15.52	11.35	13.04	15.68	13.90
190	3.8	88.31	15.51	11.34	13.03	15.66	13.88
200	3.7	88.21	15.50	11.33	13.03	15.65	13.88
210	3.58	88.09	15.49	11.32	13.02	15.64	13.87
220	3.43	87.94	15.47	11.32	13.01	15.63	13.86
230	3.38	87.89	15.47	11.31	13.01	15.62	13.85
240	3.27	87.78	15.46	11.31	13.00	15.62	13.84
250	3.2	87.71	15.45	11.30	13.00	15.61	13.84
260	3.1	87.61	15.44	11.30	12.99	15.60	13.83
270	3	87.51	15.44	11.29	12.98	15.59	13.82

- On opte pour une largeur de crête de : $b_{cr} = 14 \text{ m}$

III.10.4 Calcul du volume et du coût de la digue

Tout d'abord, nous calculons le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût, Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i \quad \text{Avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times L_i \quad (\text{III.57})$$

Avec :

- V_i : Volume du barrage à la cote i
- L_i : Distance entre deux coupes voisines
- S_i : Section transversale correspondante à la coupe i

$$\left[S_i = \frac{b + Bi}{2} \cdot H_i \right] \quad (\text{III.58})$$

Avec :

- **B_i** : Largeur de base $[B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b]$.
- **m₁, m₂** : Les fruits des talus.
- **b** : Largeur en crête (m).
- **H_i** : Hauteur de la tranche au point i.

$$[H_i = \text{NNR} - \text{Cf} + \text{R} + h_{\text{dév}} + t] \quad (\text{III.59})$$

Avec :

- **R** : Revanche en (m).
- **T** : Tassement en (m).

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, nous pouvons calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment.

Tableau III.39: Calcul du cout de la digue

Largeur déversant (m)	La hauteur du barrage (m)	volume de la digue	Coût de la digue
		(m3)	(M DA)
85	91.01	4799529.500	4319.577
90	90.76	4764381.200	4287.943
100	90.32	4702884.700	4232.596
110	90.01	4659836.800	4193.853
120	89.71	4618397.100	4156.557
130	89.41	4577173.600	4119.456
140	89.19	4547200.400	4092.480
150	88.96	4515743.400	4064.169
160	88.81	4495374.800	4045.837
170	88.61	4468300.600	4021.471
180	88.46	4448058.000	4003.252
190	88.31	4427869.400	3985.082
200	88.21	4416175.700	3974.558
210	88.09	4400090.300	3960.081
220	87.94	4379251.000	3941.326
230	87.89	4371973.100	3934.776
240	87.78	4355365.900	3919.829
250	87.71	4346061.700	3911.456
260	87.61	4332790.400	3899.511
270	87.51	4319176.000	3887.258

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

III.10.5 Calcul du coût de l'évacuateur de crues

III.10.5.1 Coût du déversoir

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement, puisque la lame déversante épouse toujours le profil.

La section transversale du déversoir est obtenue à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H} = 0.47 * \left(\frac{X}{H} \right)^{1.80} \quad (\text{III.60})$$

Avec :

- **H** : Charge sur le seuil (m).
- **Y** : Ordonnée du profil (m).
- **X** : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{dév} = S.L \quad (III.61)$$

Avec :

- **S** : Section transversale (m²).
- **L** : Largeur déversant (m).

Selon l'ANBT, le mètre cube du béton vaut **42000 DA**

Tableau III.40: Calcul du coût du déversoir pour les différentes largeurs

Largeur déversante (m)	Lame d'eau déversante (m)	Section de profil (m ²)	Volume du déversoir (m ³)	Coûts (M.DA)
85	6.50	12.75	1083.75	45.5175
90	6.25	12.50	1125.00	47.2500
100	5.81	11.60	1160.00	48.7200
110	5.50	11.54	1269.40	53.3148
120	5.20	11.48	1377.60	57.8592
130	4.90	11.13	1446.90	60.7698
140	4.68	10.67	1493.80	62.7396
150	4.45	10.44	1566.00	65.7720
160	4.30	9.97	1595.20	66.9984
170	4.10	9.39	1596.30	67.0446
180	3.95	9.27	1668.60	70.0812
190	3.80	9.23	1753.70	73.6554
200	3.70	9.22	1844.00	77.4480
210	3.58	9.10	1911.00	80.2620
220	3.43	9.04	1988.80	83.5296
230	3.38	8.58	1973.40	82.8828
240	3.27	8.46	2030.40	85.2768
250	3.20	8.12	2030.00	85.2600
260	3.10	8.07	2098.20	88.1244
270	3.00	8.02	2165.40	90.9468

III.10.5.2 Coût du coursier

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

La longueur approximative du coursier est 490 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}} \quad (\text{III.62})$$

Les caractéristiques du coursier sont les suivantes :

- L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale à 0,5 mètres
- La longueur du coursier est $L = 490$ m
- La hauteur du mur : $H = h_{\text{cr}} + R$ avec : $h_{\text{cr}} = 3 \sqrt{\frac{q^2}{b^2 * g}}$ on prend : $R = 1.5$ m

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = (Q_{e,\text{max}})^{0,4} \quad (\text{III.63})$$

Tableau III.41: Récapitulatif des coûts du coursier

b (m)	Charge h (m)	q (m3/s)	b' (m)	H_{cr} (m)	H_{mure} (m)	section (m2)	V_i béton (m3)	Coût (MDA)
85	6.50	3057.21	24.78	11.58	13.08	25.47	10390.63	436.41
90	6.25	3058.92	24.79	11.58	13.08	25.47	10392.82	436.50
100	5.81	3062.05	24.80	11.58	13.08	25.48	10396.82	436.67
110	5.50	3064.27	24.80	11.59	13.09	25.49	10399.66	436.79
120	5.20	3066.59	24.81	11.59	13.09	25.50	10402.62	436.91
130	4.90	3068.11	24.82	11.59	13.09	25.50	10404.55	436.99
140	4.68	3069.62	24.82	11.60	13.10	25.51	10406.49	437.07
150	4.45	3071.13	24.83	11.60	13.10	25.51	10408.42	437.15
160	4.30	3072.44	24.83	11.60	13.10	25.51	10410.09	437.22
170	4.10	3073.66	24.83	11.60	13.10	25.52	10411.64	437.29
180	3.95	3074.66	24.84	11.60	13.10	25.52	10412.92	437.34
190	3.80	3075.67	24.84	11.60	13.10	25.53	10414.21	437.40
200	3.70	3076.68	24.84	11.61	13.11	25.53	10415.50	437.45
210	3.58	3077.39	24.85	11.61	13.11	25.53	10416.40	437.49
220	3.43	3078.60	24.85	11.61	13.11	25.53	10417.94	437.55
230	3.38	3078.70	24.85	11.61	13.11	25.53	10418.07	437.56
240	3.27	3079.41	24.85	11.61	13.11	25.54	10418.97	437.60
250	3.20	3079.61	24.85	11.61	13.11	25.54	10419.22	437.61
260	3.10	3080.42	24.86	11.61	13.11	25.54	10420.25	437.65
270	3.00	3083.24	24.87	11.62	13.12	25.55	10423.85	437.80

Tableau III.42 : Récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes

Largeurs déversants (m)	Coût total				
	Coût de la digue (MDA)	Coût de l'évacuateur de crue (MDA)			Coût total (MDA)
		Déversoir	Coursier et canal d'améné	Total	
85	4319.577	45.518	615.494	661.012	4 980.588
90	4287.943	47.250	623.335	670.585	4 958.529
100	4232.596	48.720	639.208	687.928	4 920.524
110	4193.853	53.315	655.480	708.794	4 902.648
120	4156.557	57.859	671.791	729.650	4 886.208
130	4119.456	60.770	688.059	748.829	4 868.285
140	4092.480	62.740	704.602	767.342	4 859.822
150	4064.169	65.772	721.111	786.883	4 851.052
160	4045.837	66.998	737.885	804.883	4 850.721
170	4021.471	67.045	754.481	821.526	4 842.996
180	4003.252	70.081	771.239	841.320	4 844.572
190	3985.082	73.655	787.996	861.651	4 846.734
200	3974.558	77.448	804.926	882.374	4 856.932
210	3960.081	80.262	821.770	902.032	4 862.113
220	3941.326	83.530	838.538	922.068	4 863.394
230	3934.776	82.883	855.592	938.474	4 873.250
240	3919.829	85.277	872.470	957.747	4 877.577
250	3911.456	85.260	889.460	974.720	4 886.176
260	3899.511	88.124	906.379	994.503	4 894.015
270	3887.258	90.947	923.406	1 014.352	4 901.611

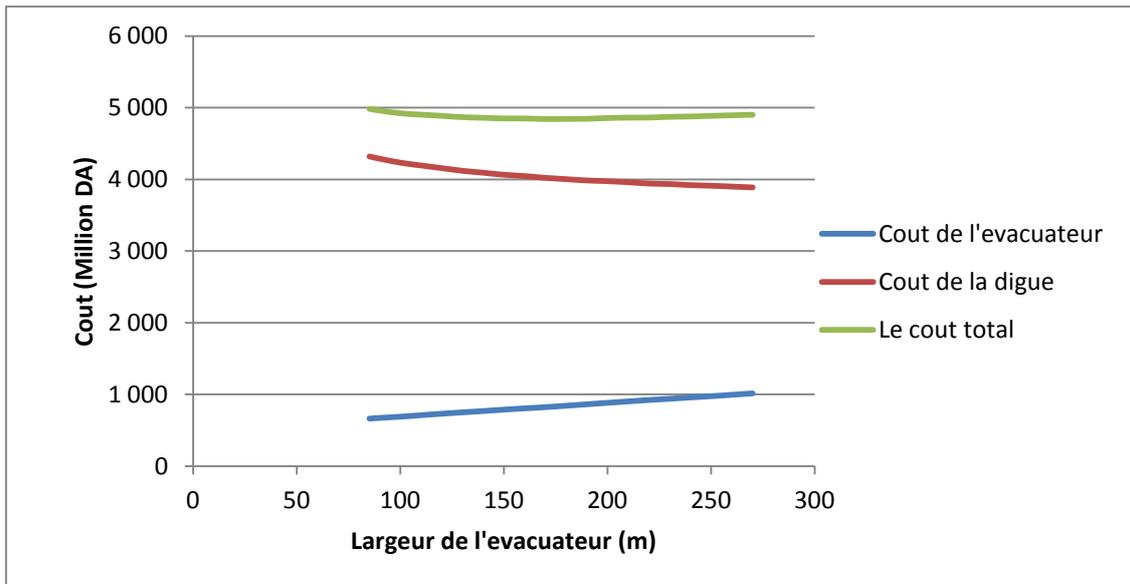


Figure III.20 : Courbe d'optimisation du choix de la largeur de l'évacuateur

- La largeur déversante donnant le coût minimum est **220m**.
- $Q_{lam} = 3078.600 \text{ m}^3/\text{s}$
- $H_{dev} = 3.43 \text{ m}$
- La hauteur du barrage est : **$H_b = 88 \text{ m}$**
- La Cote de la crête est : **434 m**.

Tableau III.43: Caractéristiques du barrage

Dénomination	Unités	Valeurs
VOLUME MORT	Mm ³	11
VOLUME UTILE	Mm ³	26.5704
VOLUME AU NIVEAU NORMAL DE LA RETENUE	Mm ³	37.5704
COTE DE FOND (▼FOND)	m	346
COTE AU NIVEAU MORT (▼NVM)	m	384
COTE AU NIVEAU NORMAL DE RETENUE (▼NNR)	m	428
COTE DE PLUS HAUTES EAUX (▼NPHE)	m	431.43
COTE DE LA CRETE (▼CRETE)	m	434
LARGEUR DE DEVERSOIR	m	220
CHARGE SUR LE DEVERSOIR	m	3.43
LARGEUR EN CRETE	m	14

Chapitre IV :
Etude des variantes de la
Digue

Introduction

En tenant compte des conditions morphologiques et géologiques, il est possible de réaliser différents types de barrages. Les premières reconnaissances géologiques ont permis d'identifier sur place différents matériaux pouvant être utilisés pour la construction du barrage, mais à ce stade de l'étude, il est impossible de faire un choix définitif.

Sur la base des informations disponibles, le type de barrage sera choisi après calcul des coûts, pour prendre comme solution la variante La plus technico-économique.

IV.1 Choix du type du barrage

Le choix du type de digue à implanter dépend essentiellement des études topographiques, géologiques, géotechniques et l'aspect technico-économique.

- L'étude topographique permet la localisation des axes probables sur le site.
- L'étude géologique donne un aperçu sur les formations géologiques des couches qui seront à la suite une future assise du barrage.
- L'étude géotechnique donne l'estimation de la quantité des matériaux disponibles tout autour du site et leurs caractéristiques.

De ce fait ; on pourra avoir les variantes suivant :

- Remblai en terre homogène.
- Barrage en enrochement avec masque en béton.
- Barrage en enrochement à noyau d'argile.

IV.1.1 Remblai en terre homogène

Les barrages homogènes sont le plus souvent réalisés en argile peu plastique, dont les caractéristiques tant hydrauliques que mécaniques permettent en toute sécurité d'adopter des fruits de talus 2.5 à 3 en amont et en aval, moyennant le respect des spécifications de compactage. Le coefficient de perméabilité recherché pour le massif varie de 10^{-7} à 10^{-8} m/s. Ce type de variante de barrage engendre des quantités considérables de matériaux.

IV.1.2 Barrage zoné avec un noyau d'argile

Ce type de barrage en remblais 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.

IV.1.3 Digue en enrochement avec masque en béton

Le masque en béton est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage. Il présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément. Il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique et thermique.

C'est le type de masque le plus ancien et qui est pratiquement abandonné à cause de sa rigidité qui s'accommode très mal avec les déformations du massif support.

En général, il se compose de dalles préfabriquées ou coulées sur site avec des joints de dilatation qui atténuent l'effet des déformations du béton.

IV.2. Définition du profil général de la retenue

IV.2.1. Hauteur de la retenue

- **Calcul de la revanche**

La revanche a été calculée dans l'étude d'optimisation : $R = 1.27$ m

- **Calcul du tassement**

On calcule le tassement d' après les formules suivantes :

$$T = 0.015 H_b$$

$$T = 0.001 H_b^{3/2} \text{ Avec:}$$

T : Tassement de la crête du barrage

H_b : Hauteur du barrage

Les tassements sont estimés de 1.24 m.

Donc la cote en crête est :

$$H_b = C_{NNR} - C_f + h_{dév} + R + t \quad (IV.01)$$

Nous prenons la hauteur de barrage : $H_b = 88$ m

IV.2. 2. Largeur en crête

D'après l'étude d'optimisation, nous avons trouvé

$$b_c = 14 \text{ m}$$

IV.2. 3. La longueur en crête

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à :

$$L_{cr} = 500 \text{ m}$$

IV.2.4 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; elles doivent être vérifiées avec un calcul de stabilité postérieur.

Tableau IV.1: Valeurs indicatives des pentes des talus

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus amont	Fruit des talus aval
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 ≥ 20	- Homogène granulométrie étendue	3	2,5
	- zoné	3	3

IV.3. Remblai en terre homogène

IV.3.1. Pentes des talus

Fruits des talus d'après le tableau IV.01

- Parement amont $m_1 = 3$.
- Parement aval $m_2 = 2.5$.

IV.3.2 Protection des talus

A. Talus amont

➤ Tennessee Valley Authority (T.V.A)

Préconise une formule empirique pour déterminer l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement pour la protection du talus amont.

$$e = C.v^2 \quad (IV.02)$$

Avec :

- **V** : Vitesse des vagues déterminées par formule de Gaillard.
- **C** : Coefficient qui dépend du fruit du talus et du poids spécifique γ_p de l'enrochement utilisé. Il est donné par le tableau ci-dessous.

Tableau IV.02 : Valeurs du coefficient C

Fruit du talus	Valeur de C pour différents γ_p		
	$\gamma_p = 2.50$	$\gamma_p = 2.65$	$\gamma_p = 2.80$
1/4	0.027	0.024	0.022
1/3	0.028	0.025	0.023
1/2	0.031	0.028	0.026
1/1.5	0.036	0.032	0.030
1/1	0.047	0.041	0.038

A partir du tableau IV.2 on aura :

$$e = 3.12^2 \times 0.025 = 0.24 \text{ m}$$

Quant aux dimensions des éléments, elles seront telles que 50 % de l'encrochement soit constitué de blocs d'un poids égal ou supérieur au poids calculé suivant la formule :

$$W = 0.52 \gamma_p \cdot e^3 \quad (\text{IV.03})$$

$$W = 0.0198608 \text{ tonne}$$

➤ US ARMY corps of Engineers

Les ingénieurs d'US ARMY utilisent un tableau déterminé à partir d'abaques qui permettent d'obtenir l'épaisseur minimale de la couche d'encrochement et les dimensions minimales des blocs de roche en fonction de la hauteur de la vague.

Tableau IV.03 : Epaisseur de l'encrochement et D_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche (m)	D_{50} minimal (m)
0 - 0.30	0.30	0.20
0.30 - 0.60	0.40	0.25
0.60 - 1.20	0.45	0.30
1.20 - 1.80	0.55	0.40
1.80 - 2.40	0.70	0.45
2.40 - 3.00	0.80	0.55

On déduit $H_v = 0.81$ m par conséquent à partir du tableau IV.3 on a :

$$e_{\min} = 0.45 \text{ m}$$

$$D_{50 \min} = 0.30 \text{ m.}$$

Après comparaison des résultats obtenus par les 2 méthodes, et pour des raisons de sécurité nous optons pour une épaisseur $e_{\min} = 0.45\text{m}$ et un diamètre de 50% des blocs $D_{50 \min} = 0.30\text{ m}$.

B. Talus aval

Il sera protégé contre l'érosion par un enrochement à réaliser au fur à mesure que les travaux de terrassement d'épaisseur (0,3 m).

IV.3.3 Calcul des drains :

A- Dimensionnement du Drain Tapis

$$L_d = \frac{L_b}{3} \quad (\text{IV.04})$$

Avec :

L_b : Longueur transversale de la retenue, $L_b = 498\text{ m}$.

Donc :

$$L_d = 166\text{ m}$$

B- Dimensionnement du drain vertical

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

La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de 1 m.

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par le tapis drainant, Le niveau du drain vertical est au niveau NPHE.

C- Dimensionnement du prisme aval

- Hauteur

$$H_p = (0.15 \div 0.2) H_b \quad (\text{IV.05})$$

Avec :

H_b : hauteur du barrage, $H_b = 88\text{ m}$.

$$H_p = 0.19 \times H_b = 0.19 \times 88 = 16.72\text{ m}$$

$$H_p = 17\text{ m}$$

- **Largeur en crête**

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \quad (\text{IV.06})$$

$$b_p = 1/3 \times 17 = 5.67 \text{ m}$$

Nous prenons :

$$b_p = 6 \text{ m}$$

- **Fruits de talus**

$$m_1 = (1 \div 2.5) \quad (\text{IV.07})$$

$$m_2 = (1.5 \div 2.5) \quad (\text{IV.08})$$

Nous prenons : $m_1=2.5$ et $m_2= 2.5$.

- **Largeur en base du prisme**

Elle est exprimée par :

$$B_p = b_p + (m_1 + m_2) H_p \quad (\text{IV.09})$$

$$B_p = 91 \text{ m}$$

IV.4 Remblai zoné a noyau d'argile

IV.4.1 Pentes des talus

Fruits des talus d'après le tableau IV.01 :

Parement amont $m_1 = 3$.

Parement aval $m_2 = 3$.

IV.4.2 Protection des talus

A. Talus amont

➤ **Tennessee Valley Authority (T.V.A)**

Préconise une formule empirique pour déterminer l'épaisseur minimum de la couche d'engrochement pour la protection du talus amont.

$$e = C.v^2 \quad (\text{IV.10})$$

Avec :

- V : Vitesse des vagues déterminées par formule de Gaillard.
- C : Coefficient qui dépend du fruit du talus et du poids spécifique γ_p de l'engrochement utilisé.

A partir du tableau IV.2 on aura :

$$e = 3.12^2 \times 0.025 = 0.24 \text{ m}$$

Quant aux dimensions des éléments, elles seront telles que 50 % de l'enrochement soit constitué de blocs d'un poids égal ou supérieur au poids calculé suivant la formule :

$$W = 0.52\gamma_p \cdot e \quad (\text{IV.11})$$

$$W = 0.0198608 \text{ tonne} :$$

➤ US ARMY corps of Engineers

Les ingénieurs d'US ARMY utilisent un tableau déterminé à partir d'abaques qui permettent d'obtenir l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement et les dimensions minimales des blocs de roche en fonction de la hauteur de la vague.

on déduit $H_v = 0.81 \text{ m}$ par conséquent à partir du tableau IV.3 on a :

$$e_{\min} = 0.45 \text{ m}$$

Après comparaison des résultats obtenus par les 2 méthodes, et pour des raisons de sécurité nous optons pour une épaisseur $e_{\min} = 0.45 \text{ m}$ et un diamètre de 50% des blocs

$$D_{50 \min} = 0.30 \text{ m}.$$

IV.4.3 Etanchéité de la retenue

IV.4.3.1 Noyau

L'étanchéité du barrage de la variante II est assurée par un noyau imperméable qui empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue limitant ainsi sensiblement le débit de fuite.

Il est réalisé en matériaux imperméable disponible au niveau de la zone d'emprunt.

Dans notre projet nous utiliserons les argiles.

Les matériaux destinés à la confection du noyau doivent répondre aux exigences suivantes :

- Avoir une résistance au cisaillement appréciable.
- Avoir une grande imperméabilité.
- Être insolubles dans l'eau et ne pas contenir de particules de gypse.

A- Largeur en crête

$$L_{cr} = \frac{1}{8} H_b \quad (IV.12)$$

Avec :

- H_b : hauteur totale du barrage

$$L_{cr} = 0.125 \times 88 = 11 \text{ m}$$

$$L_{cr} = 11 \text{ m}$$

B- Hauteur du noyau

$$H_n = H_b - 1 \quad (IV.13)$$

$$H_n = 87 \text{ m}$$

C- Largeur à la base du noyau

Elle est déterminée suivant la condition :

$$\frac{\Delta H}{B_{noy}} \leq J_{adm} \Rightarrow B_{noy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}}$$

(IV.14)

Avec :

- ΔH : Différence de charge entre l'amont et l'aval ; $\Delta H = H_1 - H_2$
- H_2 : Hauteur d'eau à l'aval, $H_2 = 0$
- H_1 : Hauteur d'eau à l'amont, $H_1 = 82 \text{ m}$.
- B_{noy} : Largeur à la base du noyau (m)
- J_{adm} : Gradient hydraulique du noyau admissible. Il est donné en fonction de la nature du sol de fondation.

Les tableaux VI.4 et VI.5 nous permettent de déterminer le gradient hydraulique J_{adm} .

Tableau IV.04 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

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

D'après le tableau IV.04, la retenue de notre projet est de classe II.

Tableau IV.05 : Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

D'après le tableau, $J_{adm} = 1.5$

$$B_{noy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}} = \frac{85.43 - 0}{1.50} = 57m$$

$$B_{noy} > 57 \text{ m}$$

Nous pouvons calculer la Largeur à la base du noyau par une deuxième méthode

La base du noyau aura l'épaisseur donnée par :

$$B_{min} = 6 + C \times H_n \quad (IV.15)$$

$$B_{max} = (0.8 \div 1.2) H_b \quad (IV.16)$$

Avec :

$$0.15 \leq C \leq 0.3 \Rightarrow C = 0.3$$

Nous trouvons :

$$B_{min} = 32.5 \text{ m} \quad \text{et} \quad B_{max} = 105.6 \text{ m.}$$

Nous prenons :

$$B_{noy} = 100 \text{ m}$$

A- Pente des talus

$$m_1 = m_2 = \frac{B_{noy} - b_{noycrete}}{2H_n} \quad (IV.17)$$

$$m = \frac{(100-11)}{2 \times 87} = 0.51$$

Nous prenons : $m_1 = m_2 = 0.5$

Tableau IV.06 : Caractéristiques du noyau

Caractéristiques du noyau	
Largeur en crête (m)	11
Hauteur du noyau (m)	87
Largeur à la base du noyau (m)	100
Pente des talus	0.5

IV.4.3.2 Dimensionnement du Drain Tapis

$$L_d = \frac{L_b}{3} \quad (IV.18)$$

Avec :

L_b : Longueur transversale de la retenue, $L_b = 542\text{m}$.

Donc :

$$L_d = 181 \text{ m}$$

IV.5. Barrage en enrochement avec masque en béton**IV.5.1. Pentes des talus**

Fruits des talus d'après le tableau IV.01 :

Parement amont $m_1 = 2.5$

Parement aval $m_2 = 2.5$

L'épaisseur du masque en béton est déterminée par la formule de MATERON :

$$e = 0.3 + 0.002 \times H_b \quad (IV.19)$$

$$e = 0.5 \text{ m}$$

Tableau IV.07 : Coût de différentes variantes de la digue

Variante	Matériaux	Quantité (m3)	Prix unité (DA)	Coût (DA)	Total (DA)
Homogène	Recharges	4379251	900	3941.326	4024.810
	Rip-Rap	69570.109	1200	83.484	
Zoné	Recharges	3414967.4	900	3073.471	4121.193
	Noyau	964238.61	1000	964.239	
	Rip-Rap	69570.109	1200	83.484	
Avec masque	Recharges	4379251	900	3941.326	6014.614
	Béton	59236.813	35000	2073.288	

IV.7 Comparaison des résultats et discussions

D'après les résultats du tableau IV.07, nous pouvons choisir la première variante, car elle est la plus économique et la plus facile à mettre en place techniquement, mais avant tout rappelons que la 1^{ère} variante est celle du barrage homogène entièrement constitué d'argiles imperméables dans la zone d'emprunt, d'après les normes de construction, devra garantir des réserves en matériaux d'au moins 1,5 à 2 fois le volume du remblai avec des qualités requises pour leur utilisation.

Néanmoins, d'après les analyses d'investigation de la zone d'emprunt, l'estimation quantitative des argiles est insuffisante pour opter pour une variante d'une digue homogène, pour cela nous allons opter pour une digue zonée avec noyau étanche en argile.

Chapitre V :

Etude de la variante Choisie

Introduction :

On se basant sur les résultats obtenus dans le chapitre précédant l'étude des variantes de la digue, on a opté pour la deuxième variante à savoir un barrage zoné avec un noyau central d'une hauteur totale de 88 m au-dessus de la fondation. La largeur en crête est de 14m, et les fruits des talus amont et aval sont donnés successivement de (3- 3).

Dans ce chapitre, on va aborder tous les points essentiels de l'étude détaillée de la digue telle que l'étude d'infiltration et l'étude de stabilité afin de confirmer le choix de la variante.

V.1 les dimensions de la variante choisie

- La hauteur du barrage : 88 m
- Largeur en crête : 14 m
- La pente des talus :
Le parement amont : 3
Le parement aval : 3

- **Le noyau :**

Pentes du noyau amont et aval : 0.5 ;

Une largeur à la crête de 11 m et en fondation de 100 m.

- **Les bermes :** une berme chaque les 15 mètres de 3 mètres de largeur pour les deux talus amont et aval.

V.2 Protection des talus

Pour la protection du talus amont, nous avons opté pour la solution de revêtement en enrochements dont nous devons déterminer l'épaisseur ainsi que le diamètre moyen de la pierre.

L'épaisseur d'enrochement et le diamètre de 50 % des blocs ont été déterminés par la méthode d'US Army corps. Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Caractéristiques du revêtement en Rip-Rap

Caractéristiques du Rip-Rap	
Epaisseur (m)	0.45
D ₅₀ (m)	0.30

V.3 calcul des drains

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

Les conditions des drainages:

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

Les eaux filtrées seront évacuées à l'aide d'une galerie de drainage qui est sur le long du barrage son rôle est de cumuler les eaux drainées et ensuite les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

V.4 Dimensionnement de filtre entre le noyau et les recharges

Les filtres sont de minces couches successives de matériaux perméables dont la grosseur des éléments augmente dans la direction de l'écoulement. Ces filtres doivent assurer une transition entre une couche à granulométrie donnée vers une couche à granulométrie plus grossière.

V.4.1 Calcul des filtres

□ Détermination du fuseau granulométrique du filtre

Généralement le choix du filtre doit répondre aux critères de TERZAGUI :

$$\frac{d_{15\text{filtre}}}{d_{15\text{solprotéger}}} > 4$$

Associer à la condition citée en équation ci-dessus, l'US Bureau of réclamation préconise les relations suivantes :

$$\frac{d_{15\text{filtre}}}{d_{85\text{solprotéger}}} < 5 \quad ; \quad \frac{d_{15\text{filtre}}}{d_{15\text{solàprotéger}}} < 20 \quad ; \quad \frac{d_{50\text{filtre}}}{d_{50\text{solprotéger}}} < 25$$

Tableau V.1 : Détermination de fuseau granulométrique du filtre

d_{15}	0,0008mm	$4*d_{15}$	0,0032 mm
d_{85}	0.3 mm	$5*d_{85}$	1.15 mm
d_{50}	0,01 mm	$25*d_{50}$	0.25 mm
		$20*d_{15}$	0,016 mm

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont :

- Couches horizontales de sables : 0.15 m
- Couches horizontales de graviers : 0.30 m
- Couches verticales ou inclinées : 1.00 m

A- Vérification de la condition d'absence de phénomène de renard

La condition de l'absence du renard au massif du sol.

$$\frac{d_5}{d_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\mu_F} (1 + 0,05\mu_F) \frac{n}{1-n} \quad (\text{V.01})$$

μ_F : Coefficient d'uniformité du sol du filtre.

$$\mu_F = d_{60}/d_{10} = 5$$

$$n = n_0 - 0.1 \log(\mu_F)$$

$n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux

$n_0 = 0,45$ pour les sols argileux

Tableau V.2 : Valeurs de D_5 , D_{17} , n_0 et n

D_5 (mm)	0.035
D_{17} (mm)	0.06
n_0	0.45
N	0.38

$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0.58 > 0.32$$

Il n'y a pas de risque de l'apparition du phénomène du renard dans le filtre.

B- Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre

$$K_F > (2 + \sqrt[6]{\mu_F}) \cdot K_N \quad (\text{V.02})$$

Avec :

- K_F : Coefficient de perméabilité du filtre 10^{-5} m/s.
- K_N : Coefficient d'infiltrations du remblai de noyau 10^{-8} m/s.

$$(2 + \sqrt[6]{2.9}) \times 10^{-8} = 3.19 \times 10^{-8} \text{ m/s}$$

$$K_F > 3.31 \times 10^{-8} \text{ m/s}$$

V.5 Dispositif d'étanchéité

V.5.1 Le noyau

Tableau V.3 : Caractéristiques du noyau

Caractéristiques du noyau	
Largeur en crête (m)	11
Hauteur du noyau (m)	87
Largeur à la base du noyau (m)	100
Pente des talus	0.5

V.6 Le voile d'injections :

Le voile d'injection serait composé de forages d'injections primaires espacés de 12 mètres, et de forages d'injections secondaires réalisés entre chaque primaire. Des injections de consolidation de l'ordre de 7 mètres seront réalisés sous la fondation étanche de l'ouvrage.

Il va descendre en fond de la vallée jusqu'au 60mètres, pour se situer dans des zones où les absorptions ne dépassent pas quelques unités lugeons. En rive le voile remonte à 30mètres compte-tenu de la diminution de la charge hydraulique.

V.7 Drainage à l'aval

Le drainage de la digue est assuré par un tapis drainant d'une longueur de 167 m et une épaisseur de 1m.

Nous prévoyons aussi un prisme de drainage à l'aval du barrage qui a les caractéristiques suivantes :

Tableau V.4 : Caractéristiques du prisme de drainage

Hauteur (m)	17	
Largeur en crête (m)	6	
Largeur en base du prisme (m)	91	
Fruits de talus	m ₁	2.5
	m ₂	2.5

V.8 Bermes

Les bermes servent à augmenter la stabilité des talus, les protéger contre les affouillements et à faciliter les travaux au cours de construction, (Faciliter l'accès à tout endroit de bief).

Pour notre cas on va prévoir une berme chaque 15m, leur largeurs varient de (2 ÷ 3) m, avec des pentes de l'ordre de (1%) au talus aval pour favoriser l'évacuation des eaux pluviales.

Les bermes	Talus amont	Talus aval	Largeur(m)
1	361 NGA	361 NGA	3
2	376 NGA	376 NGA	3
3	391 NGA	391 NGA	3
4	406 NGA	406 NGA	3
5	421 NGA	421 NGA	3

V.9 Etude des infiltrations

V.9.1. Tracer de la ligne de saturation

KOZENY a montré que, dans un barrage en terre, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal. Le barrage en terre est muni d'un drain qui rabat la ligne phréatique. La parabole de KOZENY a pour foyer l'extrémité amont du drain auquel se raccorde la ligne de saturation. L'équation de cette parabole est donnée par :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \quad (V.03)$$

Où:

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

d: étant la largeur en base du barrage diminuée de 0.7 b

b: étant la projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale.

En point B : x = d et y = h

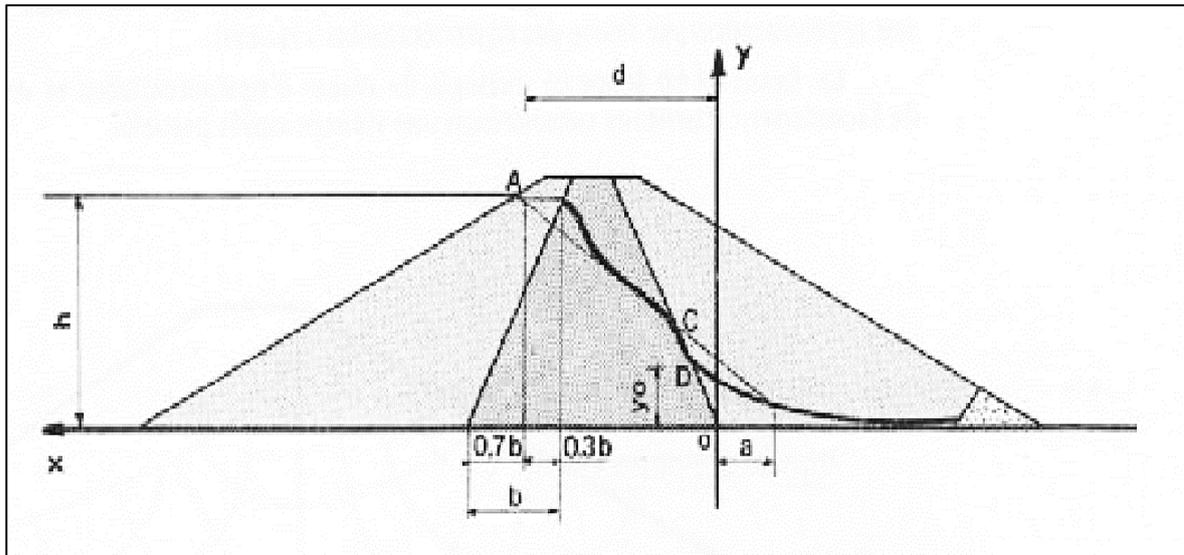


Figure V.01 : Schéma de calcul de la ligne de saturation

On a : $d = 75 \text{ m}$ et $h = 82 \text{ m}$. d'où : $y_0 = 36.13 \text{ m}$

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$$y^2 = 72.25 x + 1305.09$$

Tableau V.5 : Coordonnées de la parabole de Kozeny

	Cordonnées de la parabole												
X(m)	-18	-15	-10	-5	5	10	20	30	40	50	60	70	75
Y(m)	2.14	14.88	24.14	30.72	40.82	45.03	52.44	58.93	64.77	70.13	75.10	79.77	82.00

Le point C_0 de la parabole avec la face aval du noyau traduit en coordonnées polaire

L'origine étant au foyer O par la relation :

$$\rho = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} \tag{V.04}$$

Où:

ρ : rayon polaire.

α : angle polaire avec l'axe de la parabole.

Donc : $\rho = 66.33 \text{ m}$

Soit $a = OC$, avec C point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval.

$$\Delta a = C_0C \tag{V.05}$$

α : angle de face aval du noyau avec l'horizontal. Nous allons alors un système d'équation :

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

Nous aurons alors :

$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} \quad (\text{V.06})$$

$$\rho = a + \Delta a = 66.33 \text{ m}$$

$$\Delta a = 0,32(a + \Delta a) \text{ m}$$

On trouve : $\Delta a = 21.23 \text{ m}$ et $a = 45.11 \text{ m}$.

V.9.2 Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite)

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

$$q = K \cdot I \cdot A \quad (\text{V.07})$$

Où :

q : Débit d'infiltration en ($\text{m}^3/\text{s}/\text{ml}$)

K : Coefficient de perméabilité en (m/s) ($10^{-8} \text{ cm}/\text{s}$)

I : gradient hydraulique

A : Section d'infiltration par unité de longueur.

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

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

Donc : $q = K \cdot y \cdot \frac{dy}{dx}$ $y \frac{dy}{dx} = y_0$

D'où : $q = K \cdot y_0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}$.

Avec : $K = 10^{-8} \text{ cm}/\text{s}$ et $y_0 = 36.13 \text{ m}$.

A.N : $q = 3.61 \cdot 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}$.

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q = q \cdot L \quad (\text{V.08})$$

Donc :

$$Q_d = q \cdot L = 3.61 \times 10^{-9} \times 500 = 1.8 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_d = 1.8 \cdot 10^{-6} \cdot 3600 \cdot 24 \cdot 365 = 57.92 \text{ m}^3/\text{an} = 156 \text{ l/j}$$

V.10 Etude de stabilité

La stabilité d'un remblai est déterminée par sa capacité à résister, le long des surfaces de glissement potentielles, aux efforts de cisaillement dérivant de l'application des surcharges poussées de l'eau (et éventuellement les forces sismiques) et des charges permanentes dépendant du poids du remblai et des pentes des talus. Le calcul de stabilité du remblai peut être effectué selon différentes méthodes. L'une des méthodes la plus simple et la plus utilisée pour des barrages constitués de matériaux non homogène, est la méthode de FELLENIUS dite « Suédoise ».

V.10.1 Méthode de Fellenius

Cette méthode se base sur l'hypothèse que la surface de glissement BC voir Figure V.02 est voisine de celle d'un arc de cercle supposé passant par le pied du talus C (arc de cercle de Fellenius). Elle consiste à décomposer le volume de sol limité par le contour ABC en tranches verticales de même épaisseur, et de chercher à établir une relation qui traduit son équilibre en supposant que les interactions entre les différentes tranches sont négligeables (MFE H.ZOGLAMI).

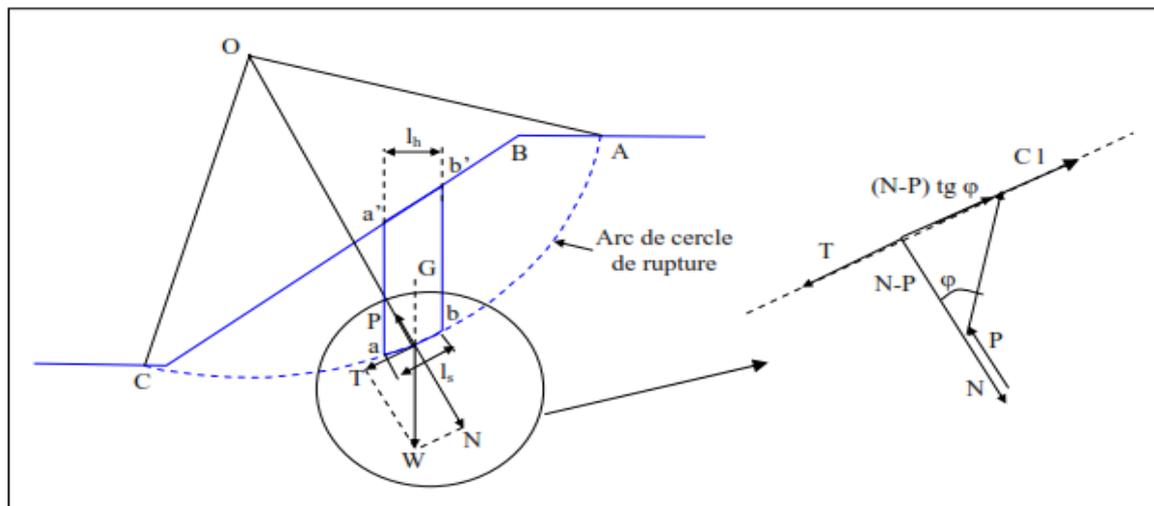


Figure V.02 : Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de Fellenius

V.10.2 Détermination de la zone des cercles critiques selon méthode de Fondeev .

- Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
- Détermination du talus moyen.
- Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
- Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :
 - $R_1 = K_1 H_b$.
 - $R_2 = K_2 H_b$.

Avec :

- H_b : Hauteur totale du barrage, $H_b = 88$ m.
- K_1 - K_2 : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau suivant :

Tableau V.6 : Valeurs des K_1 et K_2

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0.75	0.75	1.0	1.5	2.2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1.5	1.75	2.3	3.75	4.8	5.5

Pour notre retenue, nous allons prendre :

Tableau V.7 : Valeurs des R_1 et R_2

Talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont	3	1	2.3	88	202.4
Aval	3	1	2.3	88	202.4

V.10.3. Les forces agissant sur une tranche**A- Force de pesanteur (poids propre de la tranche)**

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche, elle est donnée par la formule suivante :

$$G_i = b \sum (\gamma_i h_i) \quad (V.09)$$

Avec :

- G_i : poids propre de la tranche.
- b : largeur d'une tranche ($b = 0.1R$).
- h_i : hauteurs des tranches.
- γ_i : densité du massif correspondant (en dessous, au-dessus de la ligne de saturation et des fondations).

Le poids volumique du sol d'humidité naturelle est déterminé selon l'expression suivante :

$$\gamma_h = (1-n)\gamma_{sp}(1+W) \quad (\text{V.10})$$

Avec :

- γ_{sp} : poids volumique spécifique du sol.
- W : teneur en eau en fraction de l'unité.
- n : porosité du sol en fraction de l'unité.

Le poids volumique du sol saturé est égal :

$$\gamma_{s.s} = (1-n)(\gamma_{sp} - \gamma_w) \quad (\text{V.11})$$

Avec :

- γ_w : poids volumique de l'eau.

Dans le cas d'une vidange rapide, nous utilisons le poids d'une tranche à poids volumique déjaugé qui est donné par la formule ci-après :

$$\gamma' = (\gamma_{s.s} - 1) \quad (\text{V.12})$$

Le poids « G_i » étant une force qui présente deux composantes :

$$N_n = G_i \cos \alpha = b\gamma_s \sum h_i \cos \alpha$$

$$T_n = G_i \sin \alpha = b\gamma_s \sum h_i \sin \alpha$$

Avec :

- N_n : composante normale stabilisatrice.
- T_n : composante tangentielle déstabilisatrice au cercle de glissement.

Avec :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro d'ordre de la section}}{\text{nombre total des tranches}} \quad \text{et} \quad \cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

A- Force de pression interstitielle

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

$$U_i = \gamma_w * h * dl \quad (\text{V.16})$$

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

B- Forces de cohésion

$$F_c = C * dl \quad (V.13)$$

$$dl = \frac{2\pi * R * \theta}{360^\circ} \approx \frac{b}{\cos \alpha} \quad (V.14)$$

Avec :

- θ : angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.
- C : cohésion du sol considéré.

C- Forces de frottement

$$F_f = (N_n - U_i dl) \operatorname{tg} \varphi = (G_i \cos \alpha - U_i dl) \operatorname{tg} \varphi \quad (V.15)$$

Avec :

- φ : angle de frottement interne qui dépend de la nature du sol et de la disposition de la surface de glissement par rapport à la ligne phréatique.

D- Force sismique

$$T_n' = a * G_i \quad (V.16)$$

Avec :

- G_i : poids de la tranche.
- a : Coefficient de séisme.

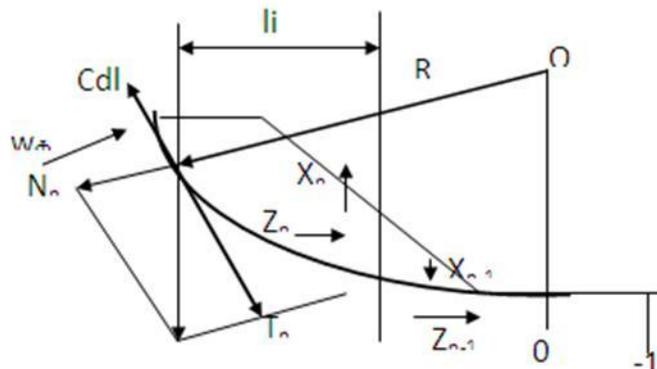


Figure V.03: Schéma de calcul statique.

V.10.4 Classement des forces

Nous pouvons classer toutes ces forces comme suit :

A- Les forces stabilisatrices

Les forces stabilisatrices sont les forces de frottement et les forces de cohésion ainsi que la composante normale du poids propre de la tranche et la force interstitielle. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum M_{\text{résistant}}^t = \sum_{i=1}^n R \cdot [C_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos(\alpha) - U_i \cdot l_i) \cdot \text{tg} \varphi_i] \quad (\text{V.17})$$

B- Les forces déstabilisatrices

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

$$\sum M_{\text{moteur}}^t = \sum_{i=1}^n R \cdot W_i \cdot \sin \alpha = R \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha \quad (\text{V.18})$$

C- Coefficient de sécurité admissible

Une fois le coefficient de sécurité déterminé, il s'agit de conclure si l'ouvrage serait stable ou non. Pour cela, il est nécessaire de comparer le coefficient critique à un coefficient dit admissible. Ce coefficient de sécurité est fixé d'après l'expérience et, il varie selon le cas de sollicitation normale ou exceptionnelle.

Tableau V.8 : Valeurs des coefficients de stabilité admissibles

Combinaison de charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,20 ÷ 1,30	1,15 ÷ 1,20	1,1 ÷ 1,15	1,05 ÷ 1,10
Spéciales (avec séisme)	1,05 ÷ 1,10		1,05	

Notre barrage appartient à la classe II, le coefficient admissible sera donc : Sans séisme : $K_{SS}=1,15 \div 1,2$ Avec séisme : $K_{as}=1,05 \div 1,10$

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

➤ Retenue pleine (cas d'exploitation)

Le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

Ce cas a la réputation d'être le plus défavorable pour le talus aval, du fait du caractère catastrophique d'une rupture en charge.

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - U_i \cdot l_i) \cdot \text{tg} \varphi_i + \sum C_i \cdot dl}{\sum T_n} = \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i \cdot l_i) \cdot \text{tg} \varphi_i + \sum C_i \cdot dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \quad (\text{V.19})$$

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - U_i \cdot l_i) \cdot \text{tg} \varphi_i + \sum C_i \cdot dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i \cdot a \cdot dn_i)} = \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i \cdot l_i) \cdot \text{tg} \varphi_i + \sum C_i \cdot dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i \cdot a \cdot dn_i)} \geq K_{adm} \quad (\text{V.20})$$

Avec :

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme.

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

d_{ni} : distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

➤ **Retenue vide (fin de construction)**

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

Le calcul se fait pour le talus amont et le talus aval.

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \quad (\text{V.21})$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \quad (\text{V.22})$$

➤ **Vidange rapide :**

La vidange rapide est le cas le plus défavorable. Pour ce dernier, l'abaissement rapide du plan d'eau entraîne un écoulement en régime transitoire dans la digue. L'état critique se situant juste après vidange, les pressions hydrostatiques internes ne s'étant pas dissipées, dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

Pour ce type de fonctionnement nous effectuerons les calculs seulement pour le talus amont.

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \quad (\text{V.23})$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \quad (\text{V.24})$$

Le tableau suivant montre les valeurs des coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement et les calculs de stabilité sont donnés dans l'ANNEX :

Tableau V.09 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Cas de sollicitation		Coefficients de sécurité	
		K_{ss}	K_{as}
Fin de construction	Talus amont		
	$R_1=228.37$	1.93	1.08
	$R_2=188.51$	1.93	1.10
	$R_3=169.84$	3.6	1.48
	Talus aval		
	$R_1=228.37$	1.93	1.08
	$R_2=188.51$	1.93	1.10
	$R_3=169.84$	3.6	1.43
Fonctionnement normal	Talus aval		
	$R_1=220.12$	1.93	1.10
	$R_2=191.22$	2.13	1.13
	$R_3=168.93$	2.27	1.18
Vidange rapide	Talus amont		
	$R_1=209.77$	2.1	1.08
	$R_2=199.9$	2.21	1.06
	$R_3=158.86$	2.11	1.05

Conclusion

D'après les résultats obtenus pour différents types de fonctionnements, nous remarquons que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme. Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

Chapitre VI: Organisation De Chantier

Introduction

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement.
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée.
- Structurer convenablement les postes de travail.
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient.

VI.1 Travaux de préparatoires et installation de chantier

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 :

VI.1.1 Installations destinées au personnel

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VI.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.

VI.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 ils sont complétés par un magasin de pièces de rechange.

VI.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.

VI.1.5 Moyens de chantier

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

A- Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci après :

- les compacteurs à pneus ;
- les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires.

B- En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- la décapeuse automotrice (motor scraper) ;
- la pelle hydraulique.

VI.2 Planification

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'exploitation 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.

VI.2.1 Techniques de planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

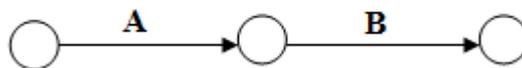
- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

Dans notre cas on va utiliser la méthode basée sur le réseau.

VI.2.1.1 Méthodes basées sur le 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.

A- 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 :

- **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:

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

Le Chemin critique (C.C) : C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

C- 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

$$T = \frac{Q \cdot N}{n} \quad (VI.01)$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VI.2.2 Plannings

Il existe deux types de plan de travail :

VI.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.

VI.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).

VI.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 taches 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.

VI.4. Symboles des différentes opérations

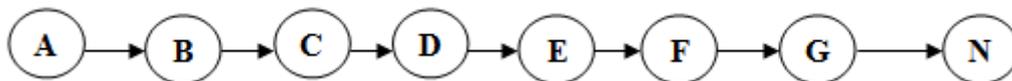
Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant

Tableau VI.01 : Symboles des opérations.

Travaux	Operations	Durée (mois)
Travail routiers	A	3
Installation de chantier	B	4
Pré batardeau	C	4
Tunnel de dérivation	D	4
Batardeau	E	10
Excavation du barrage	F	4
Recharges du barrage	G	18
Excavation de l'évacuateur de crue	H	4
Construction de l'évacuateur de crue	I	12
Bassin d'amortissement d'E.C	J	4
Puits des vannes	K	2
Embouchure vidange	L	2
Prise d'eau et conduite	M	4
Travaux de finition	N	6

VI.5 Détermination des chemins critiques : à partir de la planche N°6 on a obtenu

le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).



$$DTR = \sum TR = 3 + 4 + 4 + 4 + 10 + 4 + 18 + 6 = 53 \text{ moi}$$

D'après le chemin critique, le temps de réalisation est égal à **53** mois.

En conclusion, la construction du barrage de KOUDTA HARICHA devrait durer environ 5 années.

Conclusion générale

La willaya de Guelma est une région agricole et la construction d'un barrage sur L'oued Cherf viendra fortifier et favoriser le développement du secteur de L'agriculture, et assurer l'approvisionnement en eau des populations ce qui permettra leur maintien en leur assurant des réelles possibilités de développement afin d'améliorer la production agricole.

Durant les différents chapitres du mémoire, nous avons essayé de traiter et d'étudier en détail les principales caractéristiques de la digue. Ce travail a permis de tirer les conclusions commençant par l'aspect géologique on conclut que le site proposé est favorable à l'implantation d'une retenue surtout de point de vu stockage.

L'étude des débits, les crues et la régularisation nous a donné la capacité du barrage de point de vue débits avec un volume au niveau normal de la retenue de 38 Mm^3 et une hauteur du barrage de 88 m. On a opté après l'étude d'optimisation pour une larguer importante de 220 m de déversoir.

Après une étude technico-économique nous avons opté pour une conception d'une digue zoné à noyau d'argile, nous avons ensuite vérifié l'équilibre de corps du barrage par le calcul des infiltrations et sa stabilité.

Un barrage doit demeurer un ouvrage d'étude simple, de réalisation et d'entretien simple.

Mais ce critère de simplicité doit toujours laisser le pas au critère de sécurité. Enfin, les résultats de calculs confirment que la digue du barrage ne pose aucun problème ou difficulté technique.

Références bibliographiques

Buyan. César, M .Véliz. (2004) Hydrologie appliquée : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages. ANBT Alger.

Degoutte, G. (2002) Petits barrages : Recommandation pour la conception. Editions CEMAGREF.

MIHOUBI, M.K . (2013)Ouvrages Hydrauliques. Polycopie de cours. ENSH.

Blida. **Muncher Ruck. Munich Re Group. (2004)** Guide technique pour les souscripteurs.

TOUAIBIA, B. (2004) Manuel pratique d'hydrologie. Edition Madani. Blida. Algérie.

TOUAIBIA,B. (2001) Polycopié de cours de régularisation des débits ; les retenues. ENSH. Blida.

United States department of the interior, 1960.Design of small dams. A Water Resources Technical Publication. Third Edition, 1987.

ANNEXES

ANNEXE 01:**Répartition des pluies maximales journalières (ANRH d'Alger)**

- Code station : 140205
- Station : AIN MAKHLOUF

Année	Pmaxj	année	pmaxj	Année	pmaxj
1960	44.50	1978	56.40	1996	8.60
1961	40.50	1979	28.60	1997	55.50
1962	48.00	1980	37.50	1998	62.50
1963	48.00	1981	26.00	1999	40.50
1964	35.00	1982	30.50	2000	43.80
1965	65.00	1983	60.00	2001	16.30
1966	45.00	1984	110.00	2002	51.80
1967	60.00	1985	24.00	2003	64.20
1968	49.60	1986	40.50	2004	56.50
1969	95.00	1987	30.00	2005	46.10
1970	36.00	1988	34.00	2006	80.10
1971	62.00	1989	37.00	2007	38.10
1972	53.00	1990	30.00	2008	39.50
1973	24.00	1991	48.00	2009	51.90
1974	70.00	1992	81.50	2010	126.50
1975	30.00	1993	66.00		
1976	68.00	1994	62.00		
1977	46.80	1995	13.20		

ANNEXE 02 :**Série des apports de la station MDJAZ AMAR II (ANRH d'Alger)**

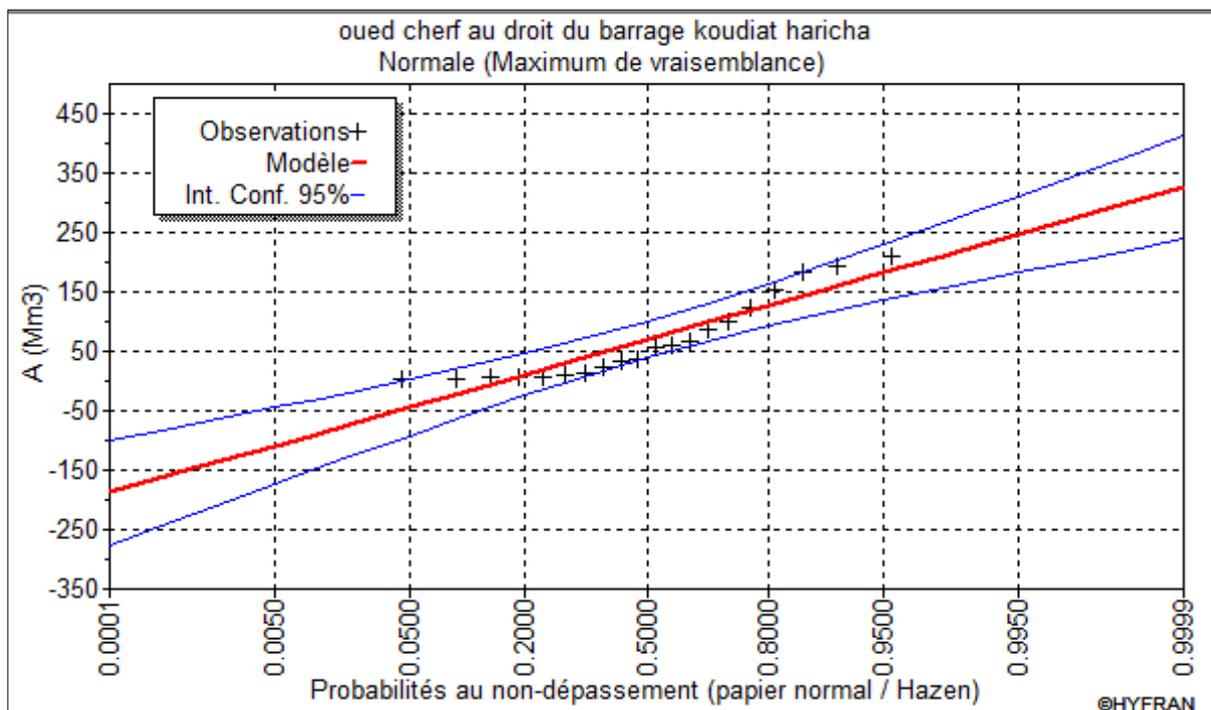
année	Sep	oct	nov	dec	janvier	fev	mars	avril	mai	Juin	juillt	aout	annuel(Hm3)
1979	2.510	0.610	0.640	0.650	1.130	1.080	5.030	1.310	0.870	0.500	0.190	0.150	14.670
1980	0.340	1.100	0.330	21.540	38.560	21.660	8.870	4.160	1.740	0.450	0.300	0.270	99.320
1981	0.340	0.387	0.469	1.158	3.027	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	5.382
1982	0.190	0.295	11.350	26.720	10.350	3.683	5.503	1.327	0.612	0.241	0.236	0.188	60.695
1983	0.277	0.382	1.961	1.541	40.860	0.000	14.270	3.954	1.681	0.747	0.378	0.257	66.308
1984	0.287	0.643	0.550	151.900	0.000	11.540	0.000	10.030	5.398	1.662	0.898	0.743	183.652
1985	0.661	1.195	0.963	1.216	3.032	3.706	8.206	1.843	0.672	0.286	0.188	0.163	22.131
1986	2.248	3.145	7.018	42.880	21.240	81.000	18.510	27.680	3.710	1.355	0.232	0.251	209.269
1987	0.241	0.240	0.530	0.371	0.383	0.342	0.381	0.273	0.399	0.540	0.214	0.185	4.098
1988	0.218	0.259	0.392	0.819	0.437	0.944	0.417	0.337	0.270	0.279	0.248	0.277	4.896
1989	0.294	0.385	0.342	0.357	0.353	0.314	2.262	1.060	0.637	0.305	0.246	0.231	6.785
1990	0.237	0.369	2.095	1.446	0.773	0.899	2.039	1.122	0.487	0.422	0.329	0.284	10.503
1991	0.368	0.453	0.395	0.491	0.512	0.531	0.710	1.408	1.214	0.456	0.431	0.410	7.378
1992	0.383	0.415	5.129	44.670	99.550	17.180	12.540	10.370	1.870	0.013	0.000	0.000	192.119
1993	0.004	0.001	0.003	2.207	7.162	25.320	5.479	7.065	0.425	1.331	0.858	5.196	55.050
1994	4.549	7.980	9.136	2.201	45.350	18.520	33.030	22.070	0.589	2.608	3.436	5.544	155.013
1995	7.367	8.092	7.904	8.590	6.873	19.660	40.960	4.100	7.166	3.865	4.252	4.387	123.216
1996	4.000	4.290	4.300	4.330	4.970	2.440	0.297	1.020	3.820	3.950	4.740	0.000	38.157
1997	5.520	4.533	3.553	0.583	0.230	0.218	0.211	1.051	0.212	4.694	6.428	6.574	33.808
1998	6.580	6.574	5.549	0.710	0.925	1.410	7.923	8.176	8.624	9.572	15.760	16.470	88.272

ANNEXE 03 :

Ajustement des apports moyens a la loi normale :

Apports fréquentiels

T(ans)	q	XT(mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	325.948	44.4487	238.811
1000	0.999	282.523	37.9225	208.18
100	0.99	229.763	30.3071	170.349
50	0.98	210.932	27.7226	156.584
20	0.95	182.679	24.0527	135.526
10	0.9	157.569	21.0933	116.218
5	0.8	127.155	18.0978	91.6757



ANNEXE 04 : Résultats de calcul des hydrogrammes de crues (SOKOLOVSKY)

temps (h)	$Q_{\text{maxi 10\%}}$ (m^3/s)	$Q_{\text{maxi 5\%}}$ (m^3/s)	$Q_{\text{maxi 2\%}}$ (m^3/s)	$Q_{\text{maxi 1\%}}$ (m^3/s)	$Q_{\text{maxi 0.1\%}}$ (m^3/s)	$Q_{\text{maxi 0.01\%}}$ (m^3/s)
	1097.4	1312.79	1605.9	1836.9	2676.5	3648.71
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.5	1.53	1.84	2.25	2.57	3.74	5.10
1	6.14	7.34	8.98	10.28	14.97	20.41
1.5	13.81	16.52	20.21	23.12	33.69	45.93
2	24.56	29.38	35.93	41.10	59.89	81.65
2.5	38.37	45.90	56.15	64.22	93.58	127.57
3	55.25	66.10	80.85	92.48	134.76	183.70
3.5	75.20	89.96	110.05	125.88	183.42	250.04
4	98.23	117.50	143.74	164.42	239.57	326.59
4.5	124.32	148.72	181.92	208.09	303.20	413.33
5	153.48	183.60	224.59	256.90	374.32	510.29
5.5	185.71	222.16	271.76	310.85	452.93	617.45
6	221.01	264.38	323.41	369.93	539.02	734.82
6.5	259.38	310.28	379.56	434.16	632.60	862.39
7	300.81	359.86	440.20	503.52	733.67	1000.17
7.5	345.32	413.10	505.33	578.02	842.22	1148.15
8	392.90	470.02	574.96	657.66	958.26	1306.34
8.5	443.55	530.60	649.07	742.44	1081.79	1474.74
9	497.26	594.86	727.68	832.35	1212.80	1653.34
9.5	554.05	662.80	810.78	927.41	1351.30	1842.14
10	613.91	734.40	898.37	1027.60	1497.28	2041.16
10.5	676.83	809.68	990.45	1132.93	1650.76	2250.38
11	742.83	888.62	1087.03	1243.39	1811.71	2469.80
11.5	811.89	971.24	1188.10	1359.00	1980.16	2699.43
12	884.03	1057.54	1293.65	1479.74	2156.09	2939.27
12.5	959.23	1147.50	1403.70	1605.62	2339.51	3189.31
13	1037.50	1241.14	1518.25	1736.64	2530.41	3449.56
13.37	1097.40	1312.79	1605.90	1836.90	2676.50	3648.71
0	1097.40	1312.79	1605.90	1836.90	2676.50	3648.71
0.5	1048.89	1254.76	1534.92	1755.71	2558.19	3487.43
1	1001.84	1198.47	1466.05	1676.94	2443.42	3330.97
1.5	956.21	1143.89	1399.28	1600.56	2332.14	3179.27
2	911.99	1090.99	1334.57	1526.54	2224.29	3032.24
2.5	869.15	1039.74	1271.89	1454.84	2119.81	2889.81
3	827.68	990.13	1211.20	1385.42	2018.66	2751.92
3.5	787.55	942.12	1152.47	1318.25	1920.78	2618.49
4	748.73	895.69	1095.67	1253.28	1826.12	2489.44
4.5	711.22	850.81	1040.77	1190.48	1734.62	2364.70

5	674.97	807.45	987.73	1129.81	1646.22	2244.20
5.5	639.98	765.59	936.53	1071.25	1560.89	2127.86
6	606.22	725.21	887.13	1014.74	1478.55	2015.62
6.5	573.67	686.27	839.50	960.25	1399.16	1907.39
7	542.31	648.75	793.60	907.75	1322.66	1803.11
7.5	512.11	612.62	749.41	857.20	1249.01	1702.70
8	483.05	577.86	706.88	808.57	1178.14	1606.09
8.5	455.12	544.44	666.00	761.80	1110.01	1513.20
9	428.28	512.34	626.73	716.88	1044.55	1423.97
9.5	402.52	481.52	589.03	673.76	981.72	1338.31
10	377.81	451.96	552.87	632.40	921.46	1256.17
10.5	354.13	423.64	518.23	592.77	863.71	1177.45
11	331.47	396.53	485.06	554.84	808.44	1102.09
11.5	309.79	370.60	453.34	518.55	755.57	1030.02
12	289.08	345.82	423.03	483.89	705.06	961.16
12.5	269.32	322.18	394.11	450.80	656.85	895.44
13	250.47	299.63	366.53	419.26	610.89	832.79
13.5	232.53	278.17	340.28	389.22	567.13	773.13
14	215.46	257.75	315.30	360.66	525.50	716.39
14.5	199.25	238.36	291.58	333.52	485.97	662.49
15	183.88	219.97	269.08	307.79	448.47	611.37
15.5	169.32	202.55	247.77	283.41	412.95	562.95
16	155.54	186.07	227.62	260.36	379.36	517.16
16.5	142.54	170.51	208.58	238.59	347.64	473.92
17	130.28	155.85	190.64	218.07	317.74	433.15
17.5	118.74	142.05	173.76	198.76	289.60	394.80
18	107.91	129.09	157.91	180.62	263.18	358.78
18.5	97.75	116.94	143.05	163.63	238.42	325.02
19	88.26	105.58	129.15	147.73	215.26	293.45
19.5	79.40	94.98	116.19	132.90	193.65	263.99
20	71.15	85.12	104.12	119.10	173.53	236.57
20.5	63.50	75.96	92.92	106.28	154.87	211.12
21	56.41	67.48	82.55	94.43	137.59	187.56
21.5	49.87	59.66	72.98	83.48	121.64	165.83
22	43.86	52.47	64.19	73.42	106.98	145.84
22.5	38.35	45.88	56.13	64.20	93.54	127.52
23	33.33	39.87	48.77	55.79	81.29	110.81
23.5	28.76	34.41	42.09	48.14	70.15	95.63
24	24.63	29.47	36.04	41.23	60.07	81.90
24.5	20.92	25.02	30.61	35.01	51.02	69.55
25	17.60	21.05	25.75	29.46	42.92	58.51
25.5	14.65	17.52	21.44	24.52	35.73	48.70

26	12.05	14.41	17.63	20.17	29.38	40.06
26.5	9.78	11.69	14.31	16.36	23.84	32.50
27	7.81	9.34	11.43	13.07	19.05	25.96
27.5	6.13	7.33	8.96	10.25	14.94	20.37
28	4.70	5.63	6.88	7.87	11.47	15.64
28.5	3.52	4.21	5.15	5.89	8.58	11.70
29	2.55	3.05	3.74	4.27	6.23	8.49
29.5	1.78	2.13	2.61	2.98	4.35	5.93
30	1.19	1.42	1.73	1.98	2.89	3.94
30.5	0.74	0.88	1.08	1.24	1.80	2.46
31	0.42	0.50	0.62	0.71	1.03	1.40
31.5	0.21	0.25	0.31	0.35	0.52	0.70
32	0.09	0.10	0.13	0.14	0.21	0.29
32.5	0.02	0.03	0.03	0.04	0.06	0.08
33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01
33.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

ANNEXE 05 :

Résultats de laminage de crues par la méthode de KOTCHERINE

H (m)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	V _f (Mm3)	q (m3/s)	q (m3/s)																			
					85	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	210	220	230	240	250	260	270
7	5.02	8.29	5.57	3045.17	4400.92	4659.80	5177.56	5695.31	6213.07	6730.82	7248.58	7766.33	8284.09	8801.84	9319.60	9837.36	10355.11	10872.87	11390.62	11908.38	12426.13	12943.89	13461.64	13979.40
6.75	4.91	7.98	5.37	3047.25	4158.35	4402.96	4892.18	5381.40	5870.62	6359.84	6849.05	7338.27	7827.49	8316.71	8805.93	9295.14	9784.36	10273.58	10762.80	11252.02	11741.23	12230.45	12719.67	13208.89
6.5	4.80	7.67	5.16	3049.34	3920.54	4151.16	4612.40	5073.64	5534.88	5996.12	6457.36	6918.61	7379.85	7841.09	8302.33	8763.57	9224.81	9686.05	10147.29	10608.53	11069.77	11531.01	11992.25	12453.49
6.25	4.68	7.37	4.95	3051.42	3687.59	3904.50	4338.34	4772.17	5206.00	5639.84	6073.67	6507.50	6941.33	7375.17	7809.00	8242.84	8676.67	9110.51	9544.34	9978.17	10412.01	10845.84	11279.67	11713.51
6	4.56	7.06	4.75	3053.51	3459.58	3663.09	4070.10	4477.11	4884.12	5291.13	5698.14	6105.15	6512.16	6919.17	7326.18	7733.19	8140.20	8547.21	8954.22	9361.23	9768.24	10175.25	10582.26	10989.27
5.75	4.43	6.75	4.54	3055.59	3236.65	3427.04	3807.82	4188.60	4569.38	4950.16	5330.94	5711.72	6092.50	6473.28	6854.06	7234.84	7615.62	7996.40	8377.18	8757.96	9138.74	9519.52	9900.30	10281.08
5.5	4.31	6.45	4.33	3057.67	3018.89	3196.47	3551.64	3906.80	4261.96	4617.12	4972.28	5327.44	5682.60	6037.76	6392.92	6748.08	7103.24	7458.40	7813.56	8168.72	8523.88	8879.04	9234.20	9589.36
5.25	4.18	6.14	4.13	3059.76	2806.44	2971.53	3301.70	3631.87	3962.04	4292.21	4622.38	4952.55	5282.72	5612.89	5943.06	6273.23	6603.40	6933.56	7263.73	7593.90	7924.07	8254.24	8584.41	8914.58
5	4.04	5.83	3.92	3061.84	2599.43	2752.34	3058.16	3363.97	3669.79	3975.60	4281.42	4587.23	4893.04	5198.86	5504.68	5810.50	6116.31	6422.13	6727.94	7033.76	7339.57	7645.39	7951.20	8257.02
4.75	3.91	5.53	3.71	3063.92	2398.00	2539.06	2821.18	3103.30	3385.42	3667.54	3949.66	4231.78	4513.90	4796.02	5078.14	5360.26	5642.38	5924.48	6206.60	6488.72	6770.83	7052.95	7335.07	7617.19
4.5	3.77	5.22	3.51	3066.01	2202.31	2331.86	2590.96	2850.06	3109.16	3368.26	3627.36	3886.46	4145.56	4404.66	4663.76	4922.86	5181.91	5441.01	5700.10	5959.20	6218.30	6477.39	6736.49	6995.58
4.25	3.62	4.92	3.30	3068.09	2012.53	2130.91	2367.68	2604.45	2841.22	3077.99	3314.76	3551.53	3788.30	4025.07	4261.84	4498.61	4735.38	4972.13	5208.90	5445.66	5682.43	5919.20	6155.97	6392.73
4	3.47	4.61	3.09	3070.18	1828.83	1936.41	2151.57	2366.72	2581.88	2797.04	3012.19	3227.35	3442.50	3657.66	3872.82	4087.97	4303.13	4518.29	4733.44	4948.60	5163.76	5378.91	5594.07	5809.23
3.75	3.32	4.31	2.89	3072.26	1651.42	1748.56	1942.85	2137.14	2331.43	2525.72	2719.91	2914.20	3108.49	3302.78	3497.07	3691.36	3885.70	4079.98	4274.27	4468.55	4662.84	4857.12	5051.41	5245.69
3.5	3.16	4.01	2.68	3074.34	1480.52	1567.61	1741.79	1915.97	2090.15	2264.33	2438.51	2612.69	2786.87	2961.05	3135.23	3309.41	3483.58	3657.76	3831.94	4006.12	4180.29	4354.47	4528.65	4702.83
3.25	2.99	3.71	2.48	3076.43	1316.37	1393.80	1548.67	1703.54	1858.41	2013.28	2168.15	2323.02	2477.89	2632.76	2787.63	2942.40	3097.34	3252.21	3407.07	3561.94	3716.81	3871.68	4026.54	4181.41
3	2.82	3.41	2.27	3078.51	1159.24	1227.43	1363.81	1500.19	1636.57	1772.95	1909.33	2045.71	2182.09	2318.47	2454.85	2591.23	2727.62	2864.00	3000.38	3136.76	3273.14	3409.52	3545.90	3682.28
2.75	2.64	3.11	2.06	3080.60	1009.42	1068.80	1187.56	1306.31	1425.07	1543.83	1662.58	1781.34	1900.09	2018.85	2137.61	2256.36	2375.12	2493.87	2612.63	2731.38	2850.14	2968.90	3087.65	3206.41
2.5	2.45	2.81	1.86	3082.68	867.27	918.29	1020.32	1122.35	1224.38	1326.41	1428.44	1530.47	1632.50	1734.53	1836.56	1938.60	2040.63	2142.67	2244.70	2346.73	2448.76	2550.79	2652.82	2754.86
2.25	2.25	2.51	1.65	3084.76	733.16	776.28	862.54	948.79	1035.04	1121.29	1207.54	1293.79	1380.04	1466.29	1552.54	1638.79	1725.04	1811.29	1897.54	1983.79	2070.04	2156.29	2242.54	2328.79

ANNEXES 06 : Tableau de calcul de stabilité pour différents cas de fonctionnement

• **Fonctionnement normale**

Pour : R=220.12

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-3	7.2	3.70	0	0	51.95	-0.3	0.954	49.555	-15.584	0	0.5	24.778	7.5477	0
-2	22	16.64	0	0	714.25	-0.2	0.98	699.81	-142.85	0	0.5	349.91	22.466	0
-1	22	26.19	0	0	1124.16	-0.1	0.995	1118.5	-112.42	0	0.5	559.26	22.123	0
0	22	33.53	0	0	1439.22	0	1	1439.2	0	0	0.5	719.61	22.012	0
1	22	38.65	0	0	1658.99	0.1	0.995	1650.7	165.899	0	0.5	825.34	22.123	0
2	22	41.50	0	0	1781.32	0.2	0.98	1745.3	356.264	0	0.5	872.67	22.466	0
3	22	41.90	0	0	1798.49	0.3	0.954	1715.7	539.547	0	0.5	857.83	23.075	0
4	22	39.61	0	0	1700.20	0.4	0.917	1558.3	680.078	0	0.5	779.13	24.017	0
5	22	34.21	0	0	1468.41	0.5	0.866	1271.7	734.205	0	0.5	635.84	25.417	0
6	22	25.00	0	0	1073.09	0.6	0.8	858.47	643.851	0	0.5	429.23	27.515	0
7	22	10.65	0	0	457.13	0.7	0.714	326.46	319.994	0	0.5	163.23	30.823	0
8	8.2	5.03	0	0	80.37	0.8	0.6	48.219	64.2926	0	0.5	24.11	13.667	0

Pour : R = 191.22

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-4	13	10.6	0	0	269.471	-0.4	0.917	246.97	-107.79	0	0.5	123.49	14.184	0
-3	19.1	19.1	0	3.92	894.515	-0.3	0.954	853.31	-268.35	0.05107	0.4915	419.39	20.043	1.024
-2	19.1	25.5	0	7.82	1313.33	-0.2	0.98	1286.8	-262.67	0.07045	0.4883	628.29	19.514	1.375
-1	19.1	31.9	0	9.75	1640.87	-0.1	0.995	1632.6	-164.09	0.0703	0.4883	797.19	19.216	1.351
0	19.1	38.2	0	9.75	1878.33	0	1	1878.3	0	0.06096	0.4898	920.08	19.12	1.166
1	19.1	44.6	0	7.82	2026.2	0.1	0.995	2016	202.62	0.04475	0.4925	992.98	19.216	0.86
2	19.1	51	0	3.92	2082.87	0.2	0.98	2040.8	416.574	0.02142	0.4964	1013.1	19.514	0.418
3	19.1	55.2	0	0	2059.57	0.3	0.954	1964.7	617.87	0	0.5	982.35	20.043	0
4	19.1	53.3	0	0	1985.75	0.4	0.917	1820	794.298	0	0.5	909.98	20.862	0
5	19.1	46.7	1.56	0	1804.4	0.5	0.866	1562.7	902.198	0	0.4955	774.26	22.078	0
6	19.1	32.7	7.82	0	1529.81	0.6	0.8	1223.8	917.885	0	0.473	578.88	23.9	0
7	19.1	25.6	2.55	0	1054.06	0.7	0.714	752.75	737.844	0	0.4873	366.8	26.773	0
8	19.1	7.5	0	0	279.63	0.8	0.6	167.78	223.704	0	0.5	83.889	31.867	0
9	3.7	3.75	0	0	27.0563	0.9	0.436	11.794	24.3506	0	0.5	5.8968	8.4884	0

Pour : R=169.93

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq.l}
-5	17	13.2	0	4.16	609.761	-0.5	0.866	528.07	-304.88	0.07185	0.4928	260.24	19.63	1.41
-4	16.9	18.8	0	11.6	1095.78	-0.4	0.917	1004.3	-438.31	0.1142	0.4886	490.68	18.429	2.105
-3	16.9	16.9	0	24.5	1561.58	-0.3	0.954	1489.7	-468.48	0.17736	0.4823	718.41	17.706	3.14
-2	16.9	30.1	0	20.4	1828.14	-0.2	0.98	1791.2	-365.63	0.12109	0.4879	873.91	17.238	2.087
-1	16.9	35.7	0	22.1	2083.75	-0.1	0.995	2073.3	-208.37	0.11459	0.4885	1012.9	16.975	1.945
0	16.9	41.4	0	22.1	2269.17	0	1	2269.2	0	0.10443	0.4896	1110.9	16.89	1.764
1	16.9	47	0	20.4	2384.42	0.1	0.995	2372.5	238.442	0.09074	0.4909	1164.7	16.975	1.54
2	16.9	52.6	0	16.9	2427.84	0.2	0.98	2378.8	485.568	0.07298	0.4927	1172	17.238	1.258
3	16.9	58.3	0	11.6	2394.1	0.3	0.954	2283.8	718.229	0.04974	0.495	1130.6	17.706	0.881
4	16.9	63.9	0	4.16	2274.99	0.4	0.917	2085.1	909.995	0.01834	0.4982	1038.7	18.429	0.338
5	16.9	49.3	14.6	0	2133.51	0.5	0.866	1847.7	1066.76	0	0.468	864.72	19.503	0
6	16.9	34.9	21.5	0	1898.07	0.6	0.8	1518.5	1138.84	0	0.4467	678.25	21.113	0
7	16.9	39	18.2	0	1920.65	0.7	0.714	1371.6	1344.46	0	0.4556	624.84	23.651	0
8	16.9	11.9	5.86	0	595.823	0.8	0.6	357.49	476.659	0	0.4537	162.21	28.15	0
9	14.6	17.1	0	0	486.837	0.9	0.436	212.21	438.153	0	0.5	106.1	33.495	0

- **Fin de construction :**
Pour : R= 169.84

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-5	16.984	27.274	0	16.4	1578.1	-0.5	0.866	1366.7	-789.06	0.11244	0.4888	667.98	19.611	2.205
-4	16.984	40.361	0	23.8	2318.1	-0.4	0.917	2124.6	-927.25	0.11122	0.4889	1038.7	18.531	2.061
-3	16.984	51.371	0	29.1	2903.4	-0.3	0.954	2769.7	-871.02	0.10855	0.4891	1354.8	17.804	1.933
-2	16.984	60.503	0	32.6	3349.1	-0.2	0.98	3281.4	-669.82	0.10504	0.4895	1606.3	17.334	1.821
-1	16.984	67.874	0	34.3	3663.8	-0.1	0.995	3645.4	-366.38	0.10072	0.4899	1786	17.07	1.719
0	16.984	73.535	0	34.3	3851.2	0	1	3851.2	0	0.09543	0.4905	1888.9	16.984	1.621
1	16.984	77.487	0	32.6	3911.6	0.1	0.995	3892	391.159	0.08883	0.4911	1911.4	17.07	1.516
2	16.984	79.677	0	29.1	3840.9	0.2	0.98	3763.3	768.174	0.08031	0.492	1851.4	17.334	1.392
3	16.984	56.212	0	23.8	2843	0.3	0.954	2712	852.893	0.08918	0.4911	1331.8	17.804	1.588
4	16.984	61.874	0	16.4	2724	0.4	0.917	2496.6	1089.61	0.06271	0.4937	1232.6	18.531	1.162
5	16.984	67.536	0	6.52	2505.9	0.5	0.866	2170.2	1252.96	0.02642	0.4974	1079.4	19.611	0.518
6	16.984	66.943	0	0	2217.1	0.6	0.8	1773.7	1330.24	0	0.5	886.83	21.23	0
7	16.984	55.875	0	0	1850.5	0.7	0.714	1321.5	1295.36	0	0.5	660.77	23.782	0
8	16.984	38.67	0	0	1280.7	0.8	0.6	768.42	1024.56	0	0.5	384.21	28.307	0
9	16.984	19.33	0	0	640.19	0.9	0.436	279.05	576.168	0	0.5	139.53	38.964	0

Pour : R= 188.51

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-4	6	3.45	0	0	40.572	-0.4	0.917	37.185	-16.229	0	0.5	18.592	6.5465	0
-3	18.851	19.178	0	0	708.59	-0.3	0.954	675.95	-212.58	0	0.5	337.97	19.761	0
-2	18.851	27.777	0	1.54	1104.6	-0.2	0.98	1082.3	-220.92	0.01574	0.4984	539.43	19.24	0.303
-1	18.851	34.061	0	3.44	1433.3	-0.1	0.995	1426.1	-143.33	0.02748	0.4973	709.14	18.946	0.521
0	18.851	40.344	0	3.44	1665.5	0	1	1665.5	0	0.02354	0.4976	828.81	18.851	0.444
1	18.851	46.632	0	1.54	1801.2	0.1	0.995	1792.2	180.124	0.00958	0.499	894.39	18.946	0.181
2	18.851	50.596	0	0	1869.4	0.2	0.98	1831.7	373.885	0	0.5	915.83	19.24	0
3	18.851	50.942	0	0	1882.2	0.3	0.954	1795.5	564.665	0	0.5	897.76	19.761	0
4	18.851	48.984	0	0	1809.9	0.4	0.917	1658.8	723.945	0	0.5	829.38	20.568	0
5	18.851	44.36	0	0	1639	0.5	0.866	1419.4	819.5	0	0.5	709.71	21.767	0
6	18.851	36.462	0	0	1347.2	0.6	0.8	1077.8	808.318	0	0.5	538.88	23.564	0
7	18.851	24.177	0	0	893.29	0.7	0.714	637.94	625.304	0	0.5	318.97	26.397	0
8	18.85	16.598	0	0	613.23	0.8	0.6	367.94	490.584	0	0.5	183.97	31.417	0

Pour : R= 228.37

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tg(φ _{eq})	N.tg(φ _{eq})	l	C _{eq.l}
-3	2.3	1.6	0	0	7.176	-0.3	0.954	6.8455	-2.1528	0	0.5	3.4227	2.4111	0
-2	22.84	15.515	0	0	690.9163073	-0.2	0.98	676.96	-138.18	0	0.5	338.48	23.308	0
-1	22.84	25.425	0	0	1132.229914	-0.1	0.995	1126.6	-113.22	0	0.5	563.28	22.952	0
0	22.84	33.04	0	0	1471.342236	0	1	1471.3	0	0	0.5	735.67	22.837	0
1	22.84	38.352	0	0	1707.897017	0.1	0.995	1699.3	170.79	0	0.5	849.67	22.952	0
2	22.84	41.296	0	0	1838.999666	0.2	0.98	1801.8	367.8	0	0.5	900.92	23.308	0
3	22.84	41.716	0	0	1857.703169	0.3	0.954	1772.1	557.311	0	0.5	886.07	23.94	0
4	22.84	39.343	0	0	1752.028377	0.4	0.917	1605.8	700.811	0	0.5	802.88	24.917	0
5	22.84	33.741	0	0	1502.559273	0.5	0.866	1301.3	751.28	0	0.5	650.63	26.37	0
6	22.84	24.173	0	0	1076.475662	0.6	0.8	861.18	645.885	0	0.5	430.59	28.546	0
7	22.84	9.2698	0	0	412.8041241	0.7	0.714	294.8	288.963	0	0.5	147.4	31.978	0
8	7	4.62	0	0	63.063	0.8	0.6	37.838	50.4504	0	0.5	18.919	11.667	0

• Vidange rapide :
 Pour : R= 209.77

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	h ₄	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-3	12	0	0	3.9	0	96.876	-0.3	0.954	92.414	-29.063	0	0.364	33.639	12.579	0
-2	21	0	0	19.3	0	836.9665673	-0.2	0.98	820.06	-167.39	0	0.364	298.5	21.41	0
-1	21	0	0	28.4	0	1232.240583	-0.1	0.995	1226.1	-123.22	0	0.364	446.29	21.083	0
0	21	0	0	35.4	0	1535.862961	0	1	1535.9	0	0	0.364	559.05	20.977	0
1	21	0	6.05	32.3	0	1539.366582	0.1	0.995	1531.7	153.937	0	0.3981	609.7	21.083	0
2	21	0	12.8	30.1	0	1596.321171	0.2	0.98	1564.1	319.264	0	0.4284	670.09	21.41	0
3	21	0	19.9	23.5	0	1465.619777	0.3	0.954	1398.1	439.686	0	0.4629	647.22	21.99	0
4	21	0	25.7	15.4	0	1248.073813	0.4	0.917	1143.9	499.23	0	0.499	570.8	22.888	0
5	21	0	31.7	4.29	0	898.3396055	0.5	0.866	777.98	449.17	0	0.5543	431.21	24.222	0
6	21	0	27.2	0	0	611.1206335	0.6	0.8	488.9	366.672	0	0.58	283.56	26.221	0
7	21	3.89	9.66	0	0	376.0310379	0.7	0.714	268.54	263.222	0	0.58	155.75	29.374	0
8	12	1.95	4.83	0	0	107.6472	0.8	0.6	64.588	86.1178	0	0.58	37.461	20	0

Pour : R= 199.9

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	h ₄	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-4	14	0	0	5.68	4.52	318.377	-0.4	0.917	291.8	-127.35	0.13294	0.364	106.21	15.275	2.031
-3	20	0	0	12.3	11.1	1048.78	-0.3	0.954	1000.5	-314.63	0.1419	0.364	364.17	20.955	2.973
-2	20	0	0	19	15.2	1522.97	-0.2	0.98	1492.2	-304.59	0.13313	0.364	543.16	20.402	2.716
-1	20	0	0	25.7	17.2	1896.25	-0.1	0.995	1886.7	-189.63	0.12024	0.364	686.78	20.091	2.416
0	20	0	0	32.3	17.2	2171.84	0	1	2171.8	0	0.10406	0.364	790.55	19.99	2.08
1	20	0	1.42	39	15.2	2380.37	0.1	0.995	2368.4	238.037	0.08184	0.3688	873.43	20.091	1.644
2	20	0	7.76	37.9	11.1	2272.48	0.2	0.98	2226.6	454.495	0.05858	0.3871	861.93	20.402	1.195
3	20	0	14.3	38.1	4.78	2112.1	0.3	0.954	2014.8	633.63	0.02511	0.4011	808.08	20.955	0.526
4	20	0	21	34	0	1857.3	0.4	0.917	1702.2	742.92	0	0.4159	707.89	21.811	0
5	20	0	26.3	23.8	0	1544.44	0.5	0.866	1337.5	772.221	0	0.4354	582.38	23.082	0
6	20	0	32.2	9.54	0	1083.71	0.6	0.8	866.97	650.225	0	0.4689	406.54	24.988	0
7	20	0	28.7	0	0	614.301	0.7	0.714	438.7	430.01	0	0.5	219.35	27.992	0
8	20	3.64	4.83	0	0	245.199	0.8	0.6	147.12	196.159	0	0.5	73.56	33.317	0

Pour : R= 158.86

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	h ₄	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} ·l
-5	5	0	0	16.3	3.43	210.069	-0.5	0.866	181.93	-105.03	0	0.36	65.493	5.7735	0
-4	15.9	0	0	21.6	10.4	1110.01	-0.4	0.917	1017.3	-444	0	0.36	366.24	17.333	0
-3	15.9	0	0	26.9	15.4	1476.98	-0.3	0.954	1408.9	-443.09	0	0.36	507.22	16.653	0
-2	15.9	0	0	32.2	18.6	1776.39	-0.2	0.98	1740.5	-355.28	0	0.36	626.58	16.214	0
-1	15.9	0	0	37.5	20.2	2012.44	-0.1	0.995	2002.4	-201.24	0	0.36	720.85	15.966	0
0	15.9	0	4.98	37.8	20.2	2107.62	0	1	2107.6	0	0	0.3856	812.76	15.886	0
1	15.9	0	10.1	38	18.6	2139.79	0.1	0.995	2129.1	213.979	0	0.4062	864.86	15.966	0
2	15.9	0	15.3	38.1	15.4	2106.32	0.2	0.98	2063.8	421.265	0	0.423	872.92	16.214	0
3	15.9	0	20.5	48.4	10.4	2340.6	0.3	0.954	2232.8	702.179	0	0.4255	950.15	16.653	0
4	15.9	0	25.2	38.8	3.43	1835.98	0.4	0.917	1682.7	734.391	0	0.4465	751.4	17.333	0
5	15.9	0	29.3	34.3	0	1626.3	0.5	0.866	1408.4	813.152	0	0.4614	649.83	18.344	0
6	15.9	0	34.3	22.5	0	1321.79	0.6	0.8	1057.4	793.073	0	0.493	521.33	19.858	0
7	15.9	0	37.8	8.69	0	927.437	0.7	0.714	662.32	649.206	0	0.5388	356.88	22.245	0
8	15.9	3.11	0	27.3	0	992.43	0.8	0.6	595.46	793.944	0	0.3825	227.78	26.477	0
9	14	1.55	0	13.6	0	437.023	0.9	0.436	190.49	393.32	0	0.3825	72.86	32.118	0

