

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR
HYDRAULICS

"The MujahidAbdellah ARBAOUI"



المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⴰⵎⴰⵔⴰⵏ ⴰⵏⵉⵎⴰⵏ ⴰⵏⵉⵎⴰⵏ ⴰⵏⵉⵎⴰⵏ ⴰⵏⵉⵎⴰⵏ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: AMENAGEMENTS ET OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

**ETUDE D'UNE RETENUE COLLINAIRE SUR OUED
MOUZOU DJ COMMUNE AIN EL KARMA (CAP BLANC)
(W. ORAN)**

Présenté par :

TERBECHE Reda

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
B.BENLAOUKLI	M.C.A	Président
I.ZAIBAK	M.A.A	Examineur
M.D.BENSALAH	M.C.B	Examineur
M.K.MIHOUBI	PROFESSEUR	Promoteur

Session - 2020

Dédicace

À chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pose pour regarder en arrière et se rappeler toutes ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans le leur dire, soutenus sans réserve, aimés sans compter, ces personnes à qui notre bonheur devient directement le leur, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur. Rien n'est aussi beau à les offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur

A ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination.

A ma mère qui est un être cher et celle qui m'a bercé d'un amour sincère.

A mon père de qui je tiens ma fierté et ma persévérance.

A ma petite famille, ma richesse sur cette terre.

A tous mes Amis que je considère comme frères.

A ceux qui se sont sacrifiés et qui se sont donnés pour les études et dont je rends un vibrant hommage.

A celle qui partagera le reste de ma vie.

TERBECHE REDA

Remerciement

Ce travail est l'aboutissement d'un dur labeur et de beaucoup de sacrifices ; mes remerciements vont d'abord à dieu qui nous a doté d'intelligence, et nous a maintenu en santé pour mener à bien ces années d'étude. Je tiens aussi à adresser mes remerciements à ma famille. Ce présent travail a pu voir le jour grâce à leur soutien.

Toute ma gratitude pour mon promoteur Monsieur Mustapha Kamel MIHOUBI pour ses judicieux conseils ainsi que ses disponibilités tout au long de l'élaboration de ce travail. Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieur et en particulier Monsieur Zeroual pour ses précieux conseils et orientations.

Mon respect s'adresse aux membres de jury Messieurs : Bachir Benlaoukli et Issam Zaibak et Mohamed Bensalah. Qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Je voudrais exprimer ma reconnaissance envers les amis et collègues qui m'ont apporté leur support moral et intellectuel tout au long de ma démarche.

Dans l'impossibilité de citer tous les noms, mes sincères remerciements vont à tous ceux et celles, qui de près ou de loin, ont permis par leurs conseils et leurs compétences la réalisation de ce mémoire.

TERBECHE REDA

ملخص

الماء عامل إنتاج أساسي في الزراعة. السقي أداة لا غنى عنها للحفاظ على الإنتاج في مختلف المناطق. بدون الري إننا نجازف بالتخلي عن الأراضي وحدوث مشاكل اقتصادية خطيرة ، ناهيك عن الانتقال النهائي للإنتاج الزراعي. وفي إطار ذلك تأتي مذكرتنا هذه التي تهدف إلى الدراسة التنفيذية لسد صغير على واد "موزوج" (ولاية وهران) من الناحية التقنية والاقتصادية.

ككل دراسة تنفيذية قمنا بدراسة طوبوغرافية , جيولوجية و هيدرولوجية وبدراسة للأشكال المطروحة لتحديد الشكل المثالي لجسم السد الذي يتم تصميمه .

الكلمات المفتاحية : الري، سد، واد، طوبوغرافية، جيولوجية، هيدرولوجية

Résumé

L'eau est un facteur de production essentiel en agriculture. L'irrigation est un outil indispensable pour maintenir la production dans diverses régions. Sans irrigation, nous risquons un abandon des terres et de graves problèmes économiques, sans mentionner la délocalisation éventuelle de la production agricole.

C'est dans ce contexte et à travers notre projet de fin d'études qui a pour objectif l'exécution d'une retenue collinaire sur l'oued de Mouzoudj Cap Blanc (W.Oran), destiné à l'irrigation.

Comme toute étude d'exécution, il est impératif de faire une étude topographique, géologique, hydrologique ainsi qu'une étude des variantes afin de fixer le choix du type de la digue à concevoir. Il s'agit d'une digue de plus de 18 m de hauteur.

Les mots clés : Eau, oued, retenue collinaire, topographique, géologique, hydrologique.

Abstract

Water is necessary in our lives. It is also necessary to the development of agriculture, especially for its abundance and its impact on the economy of the country, providing different and multiple jobs and improving living conditions of rural populations. After taking all these in account, and through our graduation project, we will conduct a study on the design and execution of a dam on wadi of Mouzoudj (W.Oran) from technical and economic point of view for irrigation. For this, we study the topography geology, hydrology and the study variants in order to repair the choice of the dam to design. Next, it is about a 18 height dam.

Key-words : Water, stream, dam, topographic, geological, hydrological.

Sommaire

Chapitre I : Présentation du Site

Introduction	1
I.1 Présentation du site	1
I.2 Etude topographique	2
II.2.1 Condition de choix du site d'une retenue collinaire	2
II.2.2 Fond topographique existant.....	3
II.2.3 Choix de l'axe de la retenue	4
II.2.4 Localisation de la zone du projet et accès.....	5
I.3 Climat	5
Conclusion.....	5

Chapitre II : Etude géologique et investigations géotechniques

Introduction	6
II.1 Etude géologique	6
II.1.1 Cadre géologique	6
II.1.2 Géologie du site	6
II.4.1 Sismicité	7
II.2 Etude géotechnique.....	7
II.2.1 Perméabilité	8
II.2.2 Tassement	9
II.2.3 Capacité portante	9
II.2.4 Caractéristiques géotechniques des sols en place	9
II.2.5 Essais de laboratoire	10
II.2.6 Zone d'emprunt	11
II.2.7 Caractéristiques géotechniques des matériaux dans la zone d'emprunt	11
II.2.8 Etude de l'impact.....	12
Conclusion	14

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction	15
III.1. Bassin versant.....	15

III.1.1 Situation géographique.....	15
III.1.2 Caractéristiques géométrique du bassin versant.....	16
III.1.2.1 Le logiciel ArcGIS	16
III.1.2.2 Paramètres géométriques.....	17
• Superficie du bassin versant.....	17
• Périmètre du bassin versant.....	17
III.1.2.3 Caractéristiques hydromorphologiques	17
• Indice de compacité de Gravellius "Kc"	17
• Coefficient d'allongement.....	17
• Rectangle équivalent	18
III.1.2.4 Hypsométrie du bassin versant.....	19
• Répartition et courbe hypsométrique.....	19
• Altitudes caractéristiques	20
• Indice de pente.....	24
III.1.3 Paramètres hydrographiques	26
III.1.3.1 Réseau hydrographique	26
III.1.3.2 Pente moyenne du cours d'eau principal I_c	28
III.1.3.3 Densité de drainage D_r	29
III.1.3.4 Temps de concentration T_c	29
III.1.3.5 Vitesse de ruissellement	31
III.2 Données climatologiques.....	33
III.2.1 La Températures.....	33
III.2.2 L'Evaporation.....	33
III.2.3 Le vent.....	34
III.2.4 Les Précipitations	35
III.2.5 Estimation des pluies journalières maximales.....	36
III.2.5.1 Choix de la loi d'ajustement.....	37
III.3 Etudes des apports	46
III.3.1 Apports liquide	46
III.3.1.1 Apport liquide suivant les formules empiriques.....	46
III.3.1.2 Caractéristiques de l'écoulement.....	47
III.3.2 Apports fréquentiels	52
III.3.3 Répartition mensuelle de l'apport 80 % :.....	53
III.3.4 Les apports solides	54
III.3.4.1 Apport solide par suspension.....	54
III.3.4.2 Apport solide par charriage	55
III.3.5 Volume mort total	55

III.4 Etude des crues	55
III.4.1 Estimation du débit maximum.....	56
III.4.2 Pluie de courte durée	58
III.4.3 Hydrogramme de crue	59
III.4.4 Choix de la crue de projet.....	61
III.5 Etude de régularisation	64
III.5.1 Répartition mensuelle de l'apport A80%	64
III.5.2 Répartition mensuelle des besoins.....	64
III.5.3 Calcul du volume utile.....	64
III.5.3.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	65
III.5.3.2 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	68
• Pertes par évaporation	68
• Pertes par infiltration	68
III.5.3.3 Regularisation interannuelle	71
III.6 Laminage de crue	75
III.6.1 Méthode de Muskingum.....	75
III.7 Etude d'optimisation	85
III.7.1 Calcul de la revanche	86
III.7.2 Largeur en crête.....	86
III.7.3 Calcul des coûts.....	87
III.7.3.1 Coût de la digue.....	89
III.7.3.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues.....	90
Conclusion.....	94

Chapitre IV : Etude des variantes

Introduction	95
IV.1 Choix du site de la retenue	95
IV.2 Le choix du type de la retenue	95
IV.3 Les variantes à choisir	95
IV.3.1 Digue en terre homogène	96
IV.3.2 Digue zoné à noyau étanche.....	96
IV.3.3 Digue en enrochement avec masque en béton	97
IV.4 Définition du profil général de la retenue	98
IV.4.1 Hauteur de la retenue	98
IV.4.2 Largeur en crête.....	98
IV.4.3 La longueur en crête.....	98

IV.4.4 Choix des pentes des talus.....	98
IV.5 Digue en terre homogène	98
IV.5.1 Pentes des talus	98
IV.5.2 Protection des talus	99
IV.5.3 Calcul des drains	100
IV.6 Digue zoné a noyau d'argile.....	100
IV.6.1 Pentes des talus	101
IV.6.2 Protection des talus	101
IV.6.3 Noyau.....	101
IV.6.4 La clé d'étanchéité	104
IV.6.5 Calcul du drain tapis.....	104
IV.7 Digue en enrochement avec masque en béton.....	104
IV.7.1 Pentes des talus	104
IV.7.2 Epaisseur du masque en béton	104
IV.8 Détermination du cout des matériaux pour les différentes variantes	104
IV.8.1 Digue en terre homogène	105
IV.8.2 Digue en terre zoné	106
IV.8.3 Digue en enrochement avec masque en béton.....	107
Conclusion	108

Chapitre V : Etude de la variante retenue

Introduction	109
V.1 Protection des talus	109
V.2 Dimensionnement des filtres et drains.....	109
V.2.1 Dimensionnement de filtre entre le noyau et les recharges	109
V.3 Dispositif d'étanchéité.....	111
V.3.1 Le noyau	111
V.3.2 Clé d'étanchéité	111
V.4 Drainage de l'aval	112
V.5 Bermes.....	112
V.6 Protection de la crête	112
V.7 Etude des infiltrations.....	113
V.7.1 Objectif de calcul d'infiltration	113
V.7.2 Tracer de la ligne de saturation.....	113
V.7.3 Débit d'infiltrations	114
V.7.3.1 Débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite).....	114

V.7.3.2 Débit d'infiltration a travers la fondation	114
V.8 Calcul de stabilité	116
V.8.1 Présentation du logiciel Geostudio Geoslope	117
V.8.2 Méthode de BISHOP	117
Conclusion.....	120

Chapitre VI : Etude des ouvrages annexes

Introduction	121
VI.1 L'évacuateur de crues	121
VI.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue	121
VI.1.2 Différents types d'évacuateurs de crue	121
VI.1.2.1 Evacuateur central	121
VI.1.2.2 Evacuateur latéral	121
VI.1.2.3 Evacuateur en puit (tulipe)	122
VI.1.2.4 Evacuateur de crues en siphon	123
VI.1.3 Choix de la variante	123
VI.1.4. Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue	123
VI.1.4.1 Canal d'approche	123
VI.1.4.2 Déversoir	124
VI.1.4.3 Chenal d'écoulement	127
VI.1.4.4 Convergeant	127
VI. 1.4.5 Le coursier.....	128
VI. 1.4.6 Dissipateur d'énergie.....	132
VI. 1.4.7 Canal de restitution.....	133
VI. 1.4.8 Hauteurs des murs bajoyers.....	135
VI.2 Ouvrage de vidange et de prise d'eau	135
VI.2.1 Calcul du débit de vidange	136
VI.2.2 Calcul de la section de la conduite de vidange et son diamètre	136
VI.2.3 Correction de la valeur de coefficient μ	137
VI.2.4 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite	137
VI.3 Ouvrage de Prise d'eau	137
VI.3.1 Calcul du débit de dimensionnement	138
VI.3.2 Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre	138
VI.3.3 Correction de la valeur de coefficient μ	138
VI.3.4 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite	139
Conclusion.....	139

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction	139
VII.1 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise.....	139
VII.1.1 Installations destinées au personnel	139
VII.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux	139
VII.1.3 Installations destinées à la réparation des engins.....	140
VII.1.4 Installation destinée pour la préfabrication.....	140
VII.2 Moyens du chantier.....	140
VII.2.1 Moyens humains	140
VII.2.2 Moyens matériels du chantier	140
VII.3 Planification	143
VII.3.1 Définition	143
VII.3.2. Techniques de la planification	144
VII.3.2.1 Méthodes basées sur le réseau	144
VII.3.2.2 Relations entre les tâches	145
VII.3.2.3 Plannings des Travaux	146
VII.3.2.4 Symboles des différentes opérations.....	147
VII.3.3. Présentation du logiciel GanttProject	144
VII.3.3.1 Détermination des chemins critiques	149
VII.4 Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes.....	149
Conclusion.....	150

Chapitre VIII : Protection et sécurité de travail

Introduction	152
VIII.1 Cause des accidents de travail	152
VIII.2.1 Causes humaines	152
VIII.2.1 Causes techniques	152
VIII.2 Causes des maladies professionnelles	152
VIII.3 Conditions dangereuses dans le chantier	153
VIII.4 Actions dangereuses	153
VIII.5 Mesures préventives	154
VIII.6 Méthode et moyens de prévention	154
VIII.7 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation	154

Conclusion.....156

Conclusion générale..... 157

Références bibliographiques 158

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation du Site

Tableau I-1 : Coordonnées de site	3
---	---

Chapitre II : Etudes géologique et géotechnique

Tableau II-1 : Valeurs des coefficients de perméabilité selon les essais in situ	8
Tableau II-2 : Récapitulatif des résultats de laboratoire	11

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III-1 : Répartition de la surface du bassin versant	20
Tableau III-2 : Longueurs des courbes de niveaux	24
Tableau III-3 : Détermination de la pente Roche Ip.....	25
Tableau III-4 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)	26
Tableau III-5 : Tableau récapitulatif des résultats des temps de concentration.....	30
Tableau III-6 : Tableau récapitulatif des résultats des vitesses de ruissellements.....	30
Tableau III-7 : Tableau récapitulatif des caractéristiques hydromorphométrique du bassin versant ...	31
Tableau III-8 : Répartition mensuelle de la température moyenne	32
Tableau III-9 : Répartition mensuelle de l'évaporation.....	32
Tableau III-10 : Répartition mensuelle moyenne de la vitesse de vent	33
Tableau III-11 : Identification de la station pluviométrique Bousfer	34
Tableau III-12 : Répartition mensuelle de la précipitation (1940/2004)	34
Tableau III-13 : Répartition mensuelle de la précipitation (1940/2019)	34
Tableau III-14 : Répartition annuelle des précipitations maximales journalières	35
Tableau III-15 : Caractéristique de la série pluviométrique (52 ans).....	36
Tableau III-16 : Représentation de l'Ajustement à la loi de GUMBEL	37
Tableau III-17 : Représentation de l'ajustement à la loi de GALTON	38
Tableau III-18 : Les Précipitations et les intensités de pluie pour différentes fréquences.	41
Tableau III-19 : Récapitulatif des résultats des apports.....	47
Tableau III-20 : Récapitulatif des caractéristiques de l'écoulement.....	50
Tableau III-21 : Les apports fréquents	52
Tableau III-22 : Répartition mensuelle des apports.....	52
Tableau III-23 : Répartition mensuelle des apports de fréquence 80%	53
Tableau III-24 : Débit maximum de crue pour différent période de retour.....	56
Tableau III-25 : Débit maximum de crue (Formule de POSSENTI)	57

Tableau III-26 : Débit maximum de crue (Formule de TURAZZA)	57
Tableau III-27 : Débit maximum de crue (Formule de GIANDOTTI).....	58
Tableau III-28 : Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour.....	60
Tableau III-29 : La crue de projet recommandée selon les catégories des dommages.....	63
Tableau III-30 : Répartition mensuelle de l'apport 80%	65
Tableau III-31 : Répartition mensuelle des besoins en eau	65
Tableau III-32 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm3).....	66
Tableau III-33 : Répartition mensuelle de l'évaporation.....	69
Tableau III-34 : Valeurs du coefficient δ	70
Tableau III-35 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm3).....	71
Tableau III-36 : Résultat de calcul de la composante interannuelle	74
Tableau III-37 : Les différents paramètres hydrologiques.....	75
Tableau III-38 : Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour $b=10$ m	81
Tableau III-39 : Calcul de l'hydrogramme de sortie pour $b=10$ m	83
Tableau III-40 : Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties.....	84
Tableau III-41 : Récapitulatif des résultats de laminage	86
Tableau III-42 : Récapitulatif des résultats du calcul de la revanche.....	87
Tableau III-43 : Récapitulatif de la largeur en crête du barrage par différentes formules.	87
Tableau III-44 : Volume de la digue avec différentes largeurs déversantes	89
Tableau III-45 : Coûts de la digue avec différentes largeurs déversantes	90
Tableau III-46 : Calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs.	91
Tableau III-47 : Coût du Coursier pour différentes largeurs déversantes.	92
Tableau III-48 : Récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes.	92
Tableau III-49 : Caractéristiques du barrage.	93

Chapitre IV : Etude des variantes

Tableau IV.-1 : Valeurs indicatives des pentes des talus	99
Tableau IV.-2 : Récapitulatif des résultats de calcul de la vitesse des vagues.....	100
Tableau IV-3 : Valeurs du coefficient C.....	100
Tableau IV-4 : Epaisseur de l'enrochement et D_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague	101
Tableau VI-5 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation	104
Tableau VI-6 : Valeurs de Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage	104
Tableau IV-7 : Caractéristiques du noyau	105
Tableau IV-8 : Volume des recharges pour la variante terre homogène.....	106
Tableau IV-9 : Volume du Rip-Rap pour la variante terre homogène.....	107
Tableau IV-10 : Volume des recharges pour la variante terre zoné.....	107

Tableau IV-11 : Cout de différentes variantes de la digue	108
--	------------

Chapitre V : Etude de la variante retenue

Tableau V-1 : Caractéristiques du revêtement en Rip-Rap.....	110
Tableau V-2 : Valeurs de D_5, D_{17}, n_0 et n.....	111
Tableau V-3 : Caractéristiques du noyau	112
Tableau V-4 : Caractéristiques du prisme de drainage	113
Tableau V-5 : Coordonnées de la parabole de KOZENY	114
Tableau V-6 : Résultats des facteurs de sécurité pour différents cas de stabilité étudiés.	120

Chapitre VI : Etude des ouvrages annexes

Tableau VI-1 : Coordonnés du profil de Greager	127
Tableau VI-2 : Récapitulatif des résultats (Calcul du coursier)	130
Tableau VI-3 : Récapitulatif des données de départ	131
Tableau VI-4 : Calcul de la ligne d'eau	132
Tableau VI-5 : Les dimensions des blocs Chicanes du bassin de dissipation.....	134
Tableau VI-6 : Récapitulatif des résultats (Calcul du canal de restitution)	135
Tableau VI-7 : Coefficients de pertes de charge singulières	138

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII-1 : Symboles des opérations réalisées	147
Tableau VII-2 : Devis estimatif de la digue.....	150
Tableau VII-3 : Devis estimatif de l'évacuateur de crue	150
Tableau VII-4 : Vidange de fond et prise d'eau	151

Chapitre VIII : Protection et sécurité de travail

Tableau VIII-1 : Plan de sécurité.....	155
---	------------

Liste des figures

Chapitre I : Description du Site d'étude

Figure I.1 : Localisation de la commune	1
Figure I.2 ; Localisation de la retenue Echelle 1/50.000 (Source : image Google Earth).....	2
Figure I.3 : Emplacement de la retenue	3
Figure I.4 : Axe de la digue	4
Figure I.5 : Vue sur la cuvette.....	4
Figure I.6 : Vue sur le bassin versant	4

Chapitre II : Etudes géologique et géotechnique

Figure II.1 : Affleurement de la formation marneuse sur les deux berges	6
Figure II.2 : Carte de zonage sismique de l'Algérie , selon RPA de 2003	7
Figure II.3 : schéma de la géologie du site	8

Chapitre III : Etude hydrologique

Figure III-1 : Délimitation du bassin versant d'Ain el Kerma.....	15
Figure III-2 : Image satellitaire du site JAXA	16
Figure III-3 : Vue d'ensemble sur le logiciel ArcMAP	16
Figure III-4 : Rectangle équivalent du bassin versant	19
Figure III-5 : Courbe hypsométrique du bassin Versant Ain El Kerma	20
Figure III-6 : Carte des courbes de niveaux du bassin versant	22
Figure III-7 : Carte hypsométrique du bassin versant de Ain el Kerma	23
Figure III-8 : Réseau hydrographique du bassin versant Ain El Kerma.....	26
Figure III-9 : Répartition mensuelle de la température.....	32
Figure III-10 : Répartition mensuelle de l'évaporation	33
Figure III-11 : Répartition mensuelle de la vitesse du vent.....	33
Figure III-12 : Répartition mensuelle de la précipitation	35
Figure III-13 : Représentation graphique de la loi de GUMBEL	38
Figure III-14 : Représentation graphique de la loi de GALTON (log-normal)	39
Figure III-15 : Comparaison entre la loi de Galton et Gumbel.....	39
Figure III-16 : Représentation des hydrogrammes des crues pour différente période de retour	44
Figure III-17 : Courbe Intensité – Durée – Fréquence.....	45

Figure III-18 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	53
Figure III-19 : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%	53
Figure III-20 : Représentation des hydrogrammes des crues pour différente période de retour.....	62
Figure III-21 : Représentation de l'hydrogrammes de crue à une période de retour de 100 ans	64
Figure III-22 : Graphique d'exploitation.	71
Figure III-23 : Laminage à travers un barrage..	78
Figure III-24 : Evacuateur à surface libre	79
Figure III-25 : Modélisation de la courbe capacité- hauteur.....	80
Figure III-26 : Modélisation de la courbe surface-hauteur	81
Figure III-27 : Courbe caractéristique du barrage pour $b = 10$ m	82
Figure III-28 : Hydrogrammes de sortie	85
Figure III-29 : Profil longitudinal de l'axe du barrage.	88
Figure III-30 : Courbe d'optimisations des coûts en fonction de la Largeur b du déversoir.	94

Chapitre IV : Etude des variantes

Figure IV-1 : Coupe transversale d'une digue zonée	96
Figure IV-2 : Coupe transversale d'une digue homogène.....	97
Figure IV-3 : Coupe transversale d'une digue en enrochement avec masque en béton.....	98

Chapitre V : Etude de la variante retenue

Figure V-1 : Coupe transversale de la digue avec la clé d'étanchéité	112
Figure V-2 : Schéma de calcul de la ligne de saturation	114
Figure V-3 : Schéma de la ligne de saturation	115
Figure V-4 : Vue globale sur le logiciel Geostudio 2012	118
Figure V-5 : Cercle de glissement correspondant au F minimal – Fin de construction, talus amont..	117
Figure V-6 : Cercle de glissement correspondant au F minimal – Fin de construction, talus aval	117
Figure V-7 : Cercle de glissement correspond au F minimal – Ecoulement permanent, talus aval ... 118	
Figure V-8 : Cercle de glissement correspondant au F minimal – vidange rapide, talus amont.....	118

Chapitre VI : Etude des ouvrages annexes

Figure VI-1 : Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral	121
Figure VI-2 : Dimensions caractéristiques et géométrie du déversoir	126
Figure VI-3 : Schéma du profil du seuil déversant type Creager.....	127
Figure VI-4 : Schéma de la ligne d'eau dans le coursier	133
Figure VI-5 : Schéma de bassin de dissipation, type I (USB, 1987).....	134

Chapitre VII : Organisation de chantier

Figure VII-1 : Compacteur à pneus	142
Figure VII-2 : Compacteur à rouleaux.....	142
Figure VII-3 : Décapeuse automotrice.....	143
Figure IV-5 : Camion de chantier	144
Figure IV-6 : Interface du logiciel GanttProject	149
Figure IV-7 : Schéma du chemin critique	149

Liste des planches

Planche n°1 : Plan d'aménagement de la retenue collinaire sur Oued Mouzoudj

Planche n°2 : Profil en long de l'évacuateur

Planche n°3 : Coupe transversal avec détaille de la variante retenue

Planche n°4 : Profil en long de la conduite de vidange de fond

INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie a tellement souffert des problèmes de l'eau, une sécheresse abondante dans certaines régions et des inondations dans d'autres, ce qui nous pousse à réfléchir au problème deux fois plus.

Depuis plusieurs décennies, l'édification des petits barrages en Algérie a été une solution très largement utilisée pour résoudre les délicats problèmes de mobilisation des ressources en eau.

Et puisque la demande en eau d'irrigation et d'eau potable est devenue de plus en plus importante, la politique algérienne se dirige vers la conception des petites retenues collinaires sur les différents endroits du pays à cause de leurs facilités d'exécution, adaptation au reliefs algériens, et pour remplir les déficits, et améliorer ces services envers les citoyens.

Dans cette optique la wilaya d'Oran a bénéficié d'un important projet de réalisation d'un aménagement hydraulique, c'est celui de la retenue collinaire d'Oued Mouzoudj commune d'Ain el karma, qui est destinée à l'approvisionnement en eau pour une surface de 27,5 Hectares à irriguée, savoir le dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue, des ouvrages de vidanges et de prise d'eau.

De ce fait, le travail de ce mémoire de fin d'études consistera à concevoir une retenue qui puisse s'adapter aux conditions locales du milieu c'est-à-dire topographique, géologique et hydrologique, et aussi remplirait les objectifs généraux du projet.

Chapitre I : DESCRIPTION DU SITE

Introduction :

Le but de notre travail sera l'étude d'avant-projet détaillé (APD) de la retenue de l'Oued Mouzoudj en complétant les recherches conduites au stade des études de faisabilité. Le présent mémoire de synthèse fait partie de l'étude d'APD de la retenue. Il a pour objectif la description générale de l'aménagement et la présentation d'un exposé justificatif et descriptif de la solution adoptée et de positionner au mieux la retenue et ses ouvrages annexes.

L'objectif de la réalisation de la future retenue de OUED El Kébir Mouzoudj commune de Ain El Karma est le stockage des débits dans la retenue et de couvrir les besoins en eau de la région.

I.1 Présentation du site :

Oued Mouzoudj est un cours d'eau qui prend sa naissance dans la commune de Ain El Kerma et fini dans la méditerranée
Aïn El Kerma est une commune algérienne de la wilaya d'Oran, située à 45 km à l'ouest de la ville d'Oran, côtière de la Méditerranée et montagneuse. La plage orientale de Madagh est située sur son territoire. Elle compte presque 6000 habitants avec une densité de 51 habitant par km².

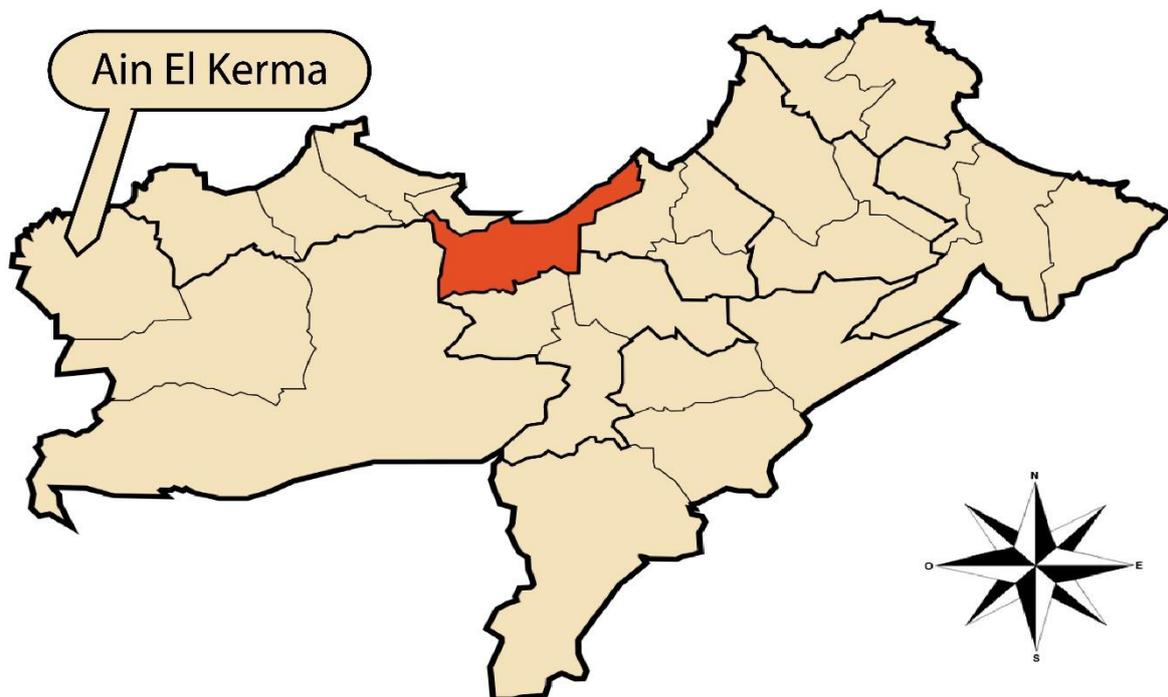


Figure I.01 : Localisation de la commune

I.2/ Etude topographique :

I.2.1/ condition de choix du site d'une retenue collinaire :

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

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

L'axe de la retenue, comme verrou topographique majeur, délimitera à l'aval, une retenue qui sera entièrement contenue dans la large vallée creusée par l'érosion fluviale. Cet encaissement et la faible pente de l'Oued donnera ainsi une extension plus linéaire que latérale des aires qui peuvent être exposées au risque d'inondation. Ce qui est avantageux. La configuration du site réservoir est telle qu'il n'existe pas de zones potentielles où les eaux peuvent contourner l'ouvrage. Dans tous les cas de remplissage, l'étude topographique du Projet précisera les cotes d'inondations.



Figure I.2 : Localisation de la retenue (Source : Google Earth)

I.2.2/ Fond topographique existant :

La future retenue collinaire est localisée sur oued El Kébir Mouzoudj dans localité de Cap Blanc commune d'Ain El Karma. et plus exactement à environ 4 Km au sud – ouest de Boutlelis dans la wilaya d'ORAN

D'après la carte d'état-major Les andalouses N°7-8, Echelle 1/25000 Ses coordonnées sont :

Coordonnées	Valeurs
UTM - X (Km)	165.545
UTM - Y (Km)	269.876
NGA - Z (m)	35,00

Le bassin versant de l'oued El Kébir Mouzoudj fait partie du grand bassin versant du côtier Algérois (Bassin 02 selon le découpage de l'ANRH). Constitue une limite hydrologique située immédiatement au sud Est de la ville de Blida, au nord Est entourée par les monts de AFFROUN.

. Cet impluvium est caractérisé par une série de Kef à relief accidenté, un réseau hydrographique sec à talwegs hiérarchisé, un sol moyennement résistant à couvert végétal faible. Le site préconisé pour cet aménagement présente une gorge relativement étroite, la rive droite évolue en pente douce, et la rive gauche en pente raide, une cuvette vaste et allongée et une pente assez faible du lit de l'oued.



Figure I.3 : Emplacement de la retenue (Source : Google Earth)

I.2.3/ choix de l'axe de la retenue :

L'axe de la retenue a été tracé le plus rectilignement possible pour des considérations techniques et a permis pour ce qui est des ouvrages annexes l'implantation du déversoir et de la dérivation provisoire respectivement dans la rive droite et dans la rive gauche

L'analyse des différents paramètres naturels (topographique, géologique,) ainsi que l'aspect artificiel du milieu urbanistique (humain) donne les solutions adéquates pour le future de la région.



Figure I- 4 : Axe de la digue



Figure I- 5 : Vue sur la cuvette



Figure I- 6 : Vue sur le bassin versant

I.2.4/ Localisation de la zone du projet et accès :

Le site choisi sur Oued MOUZOU DJ pour la construction de cette retenue collinaire est situé à l'Ouest de la wilaya d'ORAN dans le territoire de la commune d'Ain ELKERMA à environ 15 Km au Nord du chef-lieu de la commune BOU TLELIS et sur le flanc Sud-Ouest de Djebel Murdjadjo.

La région est enclavée entre deux chaînes de montagnes (Forêt de Ang el Djemel à l'Ouest et Djebel Houissi à l'Est), où cette retenue sera considérée comme une source d'alimentation en eau pour les bétails.

Les eaux de ruissellement sont collectées par Oued Mouzoudj, L'apport est de l'ordre de 396000 m³ et fournit une source régularisée et garantie d'environ 133000m³ destinée à l'irrigation.

De part sa situation géographique dans une zone agricole, l'aménagement offre un intérêt agroéconomique certain.

Le lit de l'oued est caractérisé par une végétation très abondante.

Sur une centaine de mètre vers la cuvette, on note l'existence d'une ancienne digue de la période coloniale totalement endommagé.

I.3/ Climat:

Réputée comme région à climat continental à la porte des Hauts Plateaux du centre des pays, la wilaya d'ORAN est effectivement caractérisée par l'aridité qui affecte la majeure partie de son territoire. La moyenne des précipitations annuelles sur la dépression centrale tourne autour de 300 et 400 mm (voir annexe n°1).

Compte tenu de la dernière décennie relativement sèche, proposons nous la valeur moyenne de **396.30** mm de pluie interannuelle dans le bassin projeté. Les températures varient entre 16°C et 27°C de mai à septembre et de 6°C à 11°C de janvier à mars.

Conclusion

D'après les investigations topographiques qui ont été réalisées sur le site du futur de la retenue de oued Mouzoudj, on peut dire que les conditions topographiques sont favorables pour la réalisation de la retenue et ses ouvrages annexes.

CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES

Introduction :

L'établissement d'un projet nécessite de s'assurer sur certains nombres de critère d'ordre géotechnique et géologique à raison de justifier notre choix de site.

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

II.1 Etude géologique :

II.1.1/ Cadre géologique :

La région d'Oran est formée de sédiments récents appartenant à trois étages géologiques :

- Alluvions actuelles (A) : lacs, marécages, dayas, chotts, sebkhas, limons et croutes gypso-salines.
- Quaternaire continental (qt) : composé d'alluvion, de regs et de terras
- Calabrien (qc) : formé de grés marins et formations dunaires associés.

Par l'ouest, affleure le crétacé et jurassique non séparés (Cj).

II.1.2/ Géologie du site :

Géologiquement le site se caractérise par l'affleurement sur la rive droite une formation sédimentaire, cette dernière est représentée par des marnes grisâtres. La rive gauche est caractérisée par la présence des argiles caillouteuses et sableuses, qui sont surmontés par des sables à grains moyens de couleur rougeâtre.

Le lit de l'Oued est formé par une couche de marne de teinte grisâtre, surmonté d'une couche d'argile sableuse et limoneuse, avec présence d'un niveau d'argile conglomératique.

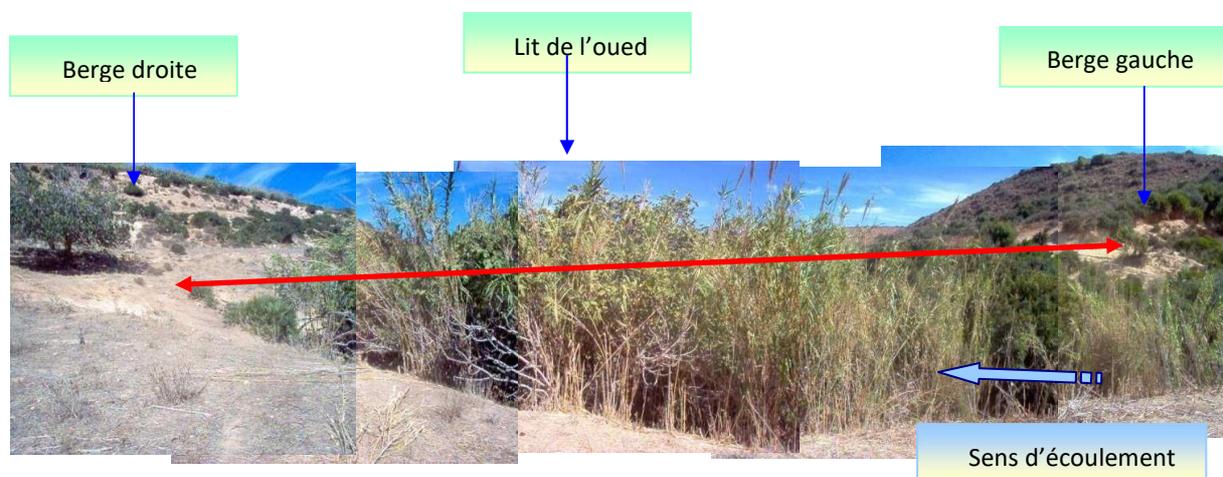


Figure II.1 : Affleurement de la formation marneuse sur les deux berges

II.1.3/ Sismicité :

La retenue sera implantée dans une région ayant une activité sismique moyenne (zone IIa) d'après le RPA 99 VERSION 2003. L'ouvrage devra être conçu de façon à ce qu'il résiste aux plus fortes secousses telluriques.

La retenue collinaire fait partie du groupe 1A, elle est située en zone sismique IIa, nous proposons une valeur du coefficient d'accélération égale à 0.20 pour les calculs de génie civil et de stabilité.

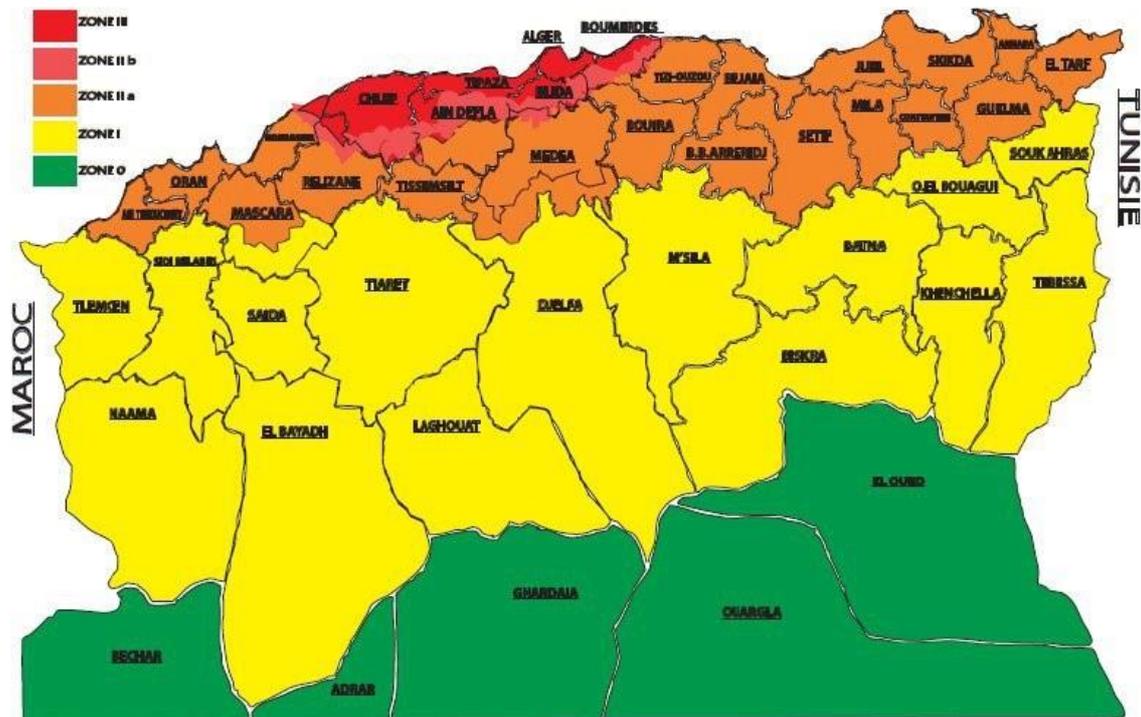


Figure II.2 : Carte de zonage sismique de l'Algérie , selon RPA de 2003

II.2 Etude géotechnique :

Deux (02) sondages numérotés **S01** et **S02** ont été réalisés en carottage continu. Une fouille de 5.00 m de profondeur a été exécutée en rive droite celle-ci étant inaccessible. L'échantillonnage des sols a été effectué en continu tous les 1.50 m à l'aide d'un carottier de type **T6** de 101 mm de diamètre. Le taux de récupération est acceptable à bon. Le fluide de forage est l'eau claire. Les sondages ont atteint les profondeurs respectives de :

S01 =12.00m rive gauche

S02 =10.50 m lit d'oued

F01 =5.00 m rive droite

II.2.1/ Perméabilité :

Les valeurs du coefficient de perméabilité k ont été estimées d'après les courbes granulométriques (voirAnnexe III) :

Tableau II.1 : Valeurs des coefficients de perméabilité selon les essais in situ

Sondage (N°)	Profondeur (m)	K (m/sec)
S01	0.00-1.00	1.00*E-10
S01	1.00-3.00	1.00*E-10
S01	3.00-10.00	1.00*E-10
S02	0.00-1.50	8.00*E-8
S02	6.00-9.00	1.00*E-10
S03	0.00-1.50	1.80*E-6
S03	1.50-6.50	1.00*E-6
S03	6.50-10.00	1.00*E-10

Les sols en place sont moyennement à faiblement perméable.

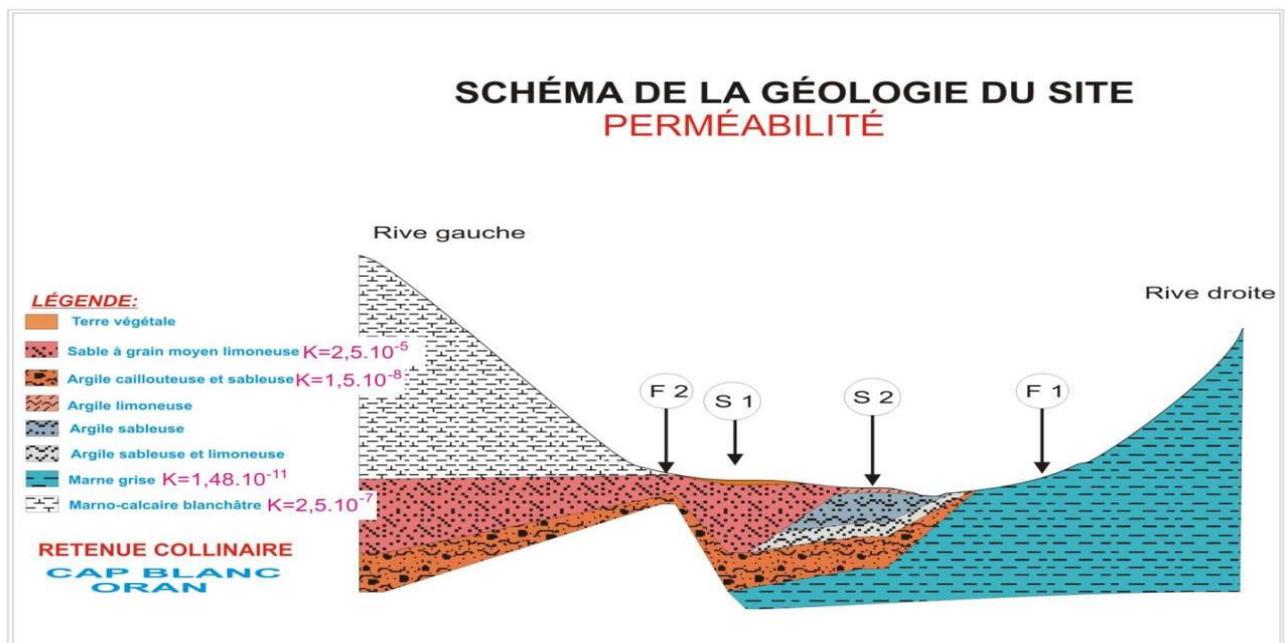


Figure II-3 : Schéma de la géologie du site

II.2.2/ Tassement :

Les tassements ont été calculés d’après les résultats de l’essai de consolidation unidimensionnelle, selon la formule suivante :

$$\Delta H = H \times \frac{C_c}{1 + e} \text{Log} \left(\frac{P' + \Delta P}{P'c} \right)$$

ΔH : Tassement.

H : Hauteur de la couche compressible (10 m)

C_c : Indice de compression (2.66%)

e : Indice des vides initial(1.469)

ΔP : Accroissement des contraintes (1.5)

P' : Pression des terres.

P'_c : Pression de compression $\Delta H = 3.7 \text{ cm}$

II.2.3/ Capacité portante :

Pour la conception des ouvrages annexes la capacité portante a été évaluée soit à partir :

Des résultats des essais de cisaillement direct **UU** réalisée sur les formations meubles, selon la formule suivant :

$$Q_{adm} = \gamma D + \frac{0.5 \gamma B N_{\gamma} + \gamma D (N_q - 1) + C N_c}{F_s}$$

Avec : Q_{adm} : Capacité portante admissible. F_s : Coefficient de sécurité

γ : Poids volumique apparent.

ϕ : Angle de frottement.

C : Cohésion.

N_{γ}

N_q

N_c

} Coefficients de capacité portante.

B : Largeur de la semelle.

D : Profondeur d'encastrement.

$$Q_{adm} = 5.019 \text{ Kg/cm}^2$$

II.2.4/ Caractéristiques géotechniques des sols en place :

A l'endroit des sondages exécutés, on rencontre les formations suivantes :

- Terre végétale.
- Argile sableuse et limoneuse.
- Argile conglomératique.
- Sable à grains moyen.
- Marne grisâtre.

- Terre végétale :

La terre végétale est la partie superficielle remaniée par les travaux agricoles et dont l'épaisseur varie entre **0.10** et **0.20m**. Cette terre végétale est composée d'argile limoneuse de couleur brune-noire avec des traces de gravier et présence de matière organique

- Argile sableuse et limoneuse :

C'est une argile et sable à peu de limon. Le matériau analysé est peu à moyennement plastique. Il est de couleur rougeâtre.

Cette formation a été reconnue par le sondage (S02), elle est absente dans le S01. Cette formation débute par des argiles sableuses très riche en matière organique.

Son poids volumique varie entre 2.10 et 2.11 g/cm³.

Un essai de cisaillement direct non drainé non consolidé UU réalisés sur des échantillons représentatifs ont donné un angle de frottement interne φ_u de 34.82° et une cohésion C_u de 0.73 Kg/cm².

▪ Argile conglomératique :

Cette formation apparaît dans les deux sondages S01 et S02, elle est formée par des argiles conglomératiques, les galets sont hétérogènes et hétéromorphes. Elle est caillouteuse dans le sondage S01. Son poids volumique varie entre 2.040 et 2.043 g/cm³

▪ Sable a grain moyen :

Cette formation n'apparaît que dans le sondage S01, elle est formée par des sables a grains moyens avec un peu de limon.

Un essai de cisaillement direct non drainé non consolidé UU réalisés sur des échantillons représentatifs ont donné un angle de frottement interne de 37.72° et une cohésion C_u de 0.19 Kg/cm².

▪ Marne grise :

Cette formation apparaît que dans le sondage S01 et elle affleure sur la rive droite, elle est représentée par des marnes grisâtres raide à dure.

II.2.5/ Essais de laboratoire :

Une série d'essais de laboratoire a été programmée sur des échantillons de sol représentatifs.

- Analyses granulométriques.
- Limites d'Atterberg.
- Poids volumiques apparents.
- Teneurs en eau.
- Cisaillements directs UU.
- Teneurs en carbonates.

Tableau II.2 : Recapitulatif des resultats de laboratoire

SOND N°	ECHAN N°	PROF (m)	W %	γ_h g/cm ³	γ_s g/cm ³	LIMITES CONSISTANCE			TAMISAGE SEDIM.			COMP. SIMPLE			CISAILL. DIRECT UU		CONSOLIDATION OEDOMETRIQUE			CLA SS	
						LL %	LP %	IP %	G % %	S %	F	ε % (Kg/ cm ²)	Cu (Kg/ cm ²)	Rc	ϕ° Kg/cm ²	Cu	P'o (Kg/ cm ²)	P'c (Kg/ cm ²)	CC		
S1	01	0.00 à 7.50	18.15	2.005	1.697				3.70	89.67	6.63				42.82	0.01					
S1	02	7.50 à 12.00				20.8															CL
S2	01	0,00 à 4,50	15,90	2,073	1,789	28.60	16.88	11.72	0	65	35				34.82	0.73	0,466	1,12	2,66	CL	
S2	02	4,50 à 6,00				28.80	17.89		0	43	57										CL
		6,00 à 9,00				40	26.23	13.67	0	29	71										CL
		9,00 à 10,50				40	20.85	19.15	0	31.2	68.8										CL

Chapitre II :

ETUDE GEOLOGIQUE ET INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES

II.2.6/ Zone d'emprunt :

Les zones d'emprunt étudiées se trouvent dans les environs immédiats du site.

II.2.7/ Caractéristiques géotechniques des matériaux dans la zone d'emprunt :

Une série d'essais de laboratoire ont été exécutés sur les matériaux choisis

- Granulométrie/ sédimentometrie
- Proctor
- Teneur en eauetc.

FOUILLE : F1

Argile avec trace de sable peu plastique de coloration marron verdâtre. Sa teneur en Carbonate (CaCO_3) est de 12%.

Analyse Granulométrique :	Limite d'Atterberg :	Proctor normal :
Gravier : G=0.0%.	Limite de liquidité : LL = 49.50 %.	$\gamma_d = 1.8 \text{ gr/cm}^3$
Sable : S = 3.38 %.	Limite de plasticité : LP = 32.88 %.	$W_{opt} = 15.8 \%$
Fines : F = 96.62%.	Indice de plasticité : IP = 16.62 %.	

FOUILLE : F2

Argile avec trace de sable marron jaunâtre, assez plastique .Sa teneur en carbonate (CaCO_3) est de 22 %.

Analyse Granulométrique :	Limite d'Atterberg :	Proctor normal :
Gravier : G=0.0%.	Limite de liquidité : LL = 49.50 %.	$\gamma_d = 1.82 \text{ gr/cm}^3$
Sable : S = 2.7 %.	Limite de plasticité : LP = 32.88 %.	$W_{opt} = 16.4\%$
Fines : F = 97.3%.	Indice de plasticité : IP = 16.62 %.	

FOUILLE : F3

Argile limoneuse avec trace de sable, assez plastique, De coloration verdâtre. Sa teneur en Carbonate CaCO_3 est de 14 %.

Des essais d'identification réalisés sur ce matériau, ont donné les résultats suivants :

Analyse Granulométrique :	Limite d'Atterberg :	Proctor normal :
Gravier : G=0.0%.	Limite de liquidité : LL = 49.50 %.	$\gamma_d = 1.8 \text{ gr/cm}^3$
Sable : S = 2.00 %.	Limite de plasticité : LP = 32.88 %.	$W_{opt} = 15.2 \%$
Fines : F = 98 %.	Indice de plasticité : IP = 16.62 %.	

II.2.8/ Etude de l'impact :**II.2.8.1- Impact négatif :**

La digue cuvette ne touche aux différents suivant :

Réseau routier : la cuvette n'inonde aucune piste,

Réseau électrique : aucune ligne électrique n'est signalée au niveau de la cuvette

Réseau AEP et assainissement aucun réseau n'est signalé au niveau de la cuvette à l'acceptation d'une seguia qui sera inondée.

II.2.8.2- Impact positif :

Ralentir les crues et minimisation des dégâts d'inondation sur l'environnement, par laminage des crues et piégeage des sédiments

Mesures de lutte contre l'érosion, par l'aménagement du bassin versant (reboisement, correction torrentielle, ouverture de piste...)

Le développement de l'activité agricole et l'amélioration du rendement (arbres fruitiers, maraîchères.).

Elle construit un réservoir pour l'emmagasinement de l'eau en vue de son utilisation ultérieure.

Irrigation :

La retenue sur oued Mouzoudj va permettre la mise en valeur d'environ 34 ha.

L'amélioration des conditions de vie des agricultures par l'accès facile à l'eau et une bonne utilisation des ressources.

Le renforcement des activités économiques (agriculture, élevage...)

L'amélioration des conditions de vie des agricultures par l'accès facile de l'eau et une bonne utilisation des ressources.

La région de Ain el Karma est une zone à vocation agricole la création de cette retenue aura un impact très positif pour les agriculteurs de cette dernière.

Expropriation de terrain :

Le terrain de l'assise du projet (cuvette et axe de la digue) est estimé à 4ha situé totalement sur des terres domaniales de l'état, aucune expropriation des terres privées n'aura lieu dans ce cas.

Soutien de l'étiage :

Le plan d'eau emmagasiné permet de soutenir l'étiage

Minimisé l'exploitation de la nappe les eaux sous terrains La retenue permet le rechargement de la nappe.

Conclusion :

Les matériaux argileux analysés présentent de bonnes caractéristiques géotechniques pour une utilisation comme matériau pour la réalisation du noyau de la digue.

Le matériau prédominant est l'argile, pratiquement imperméable, entre coupant un horizon marneux affleurant en rive droite donc toutes les conditions géologiques et géotechniques sont réunies pour la construction d'une retenue collinaire toute en économisant.

Pour la bonne mise en œuvre du remblai, il faut décaper le terrain naturel sur une profondeur d'environ 1/10 de la hauteur de la digue ou à une profondeur assurant la stabilité de la digue.

La fondation de la digue doit être mise sur la couche d'argile caillouteuse. Les tassements seront acceptables.

Pour le dimensionnement de la digue et des ouvrages annexes, nous préconisons de prendre une capacité portante admissible égale à 200kg/cm^2 .

Tous les échantillons de matériaux argileux sont pratiqués imperméables. L'optimum Proctor des sols analysés, se situe entre 15.2 et 16.4%

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction

L'étude hydrologique pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique révèle une importance considérable, donc le présent chapitre concerne l'étude hydrologique du projet de la retenue collinaire sur Oued Mouzoudj commune de Ain el Kerma.

Le but est donc de mettre en évidence les paramètres hydrologiques de l'Oued Mouzoudj tels que la détermination des conditions actuelles qui caractérisent la zone de l'aménagement, à savoir calculer les caractéristiques morphologiques, les données climatologiques et pluviométriques, de déterminer l'apport liquide moyen annuel ainsi que les apports de différentes fréquences, également seront déterminés les débits maximums et les apports solides

III.1 Bassin versant

Un bassin versant est un territoire qui draine l'ensemble de ses eaux vers un exutoire commun, cours d'eau ou mer. Plus précisément, le bassin versant est une surface élémentaire hydrologiquement close, c'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénètre de l'extérieur et que tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire. Le bassin versant en une section droite d'un cours d'eau, est donc défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de cette section. Il est entièrement caractérisé par son exutoire, à partir duquel nous pouvons tracer le point de départ et d'arrivée de la ligne de partage des eaux qui le délimite. Généralement, la ligne de partage des eaux correspond à la ligne de crête.

III.1.1/ Situation géographique

Le site de la future retenue collinaire sur Oued Mouzoudj se trouve à 2 km environ à vol d'oiseau au sud de la méditerranée (Plage de cap blanc) , Le site proposé est défini par les coordonnées LAMBERT suivant :

$$X = 165.545 \text{ Km.} \quad Y = 269.876 \text{ Km.} \quad Z = 150.00 \text{ m (NGA)}$$

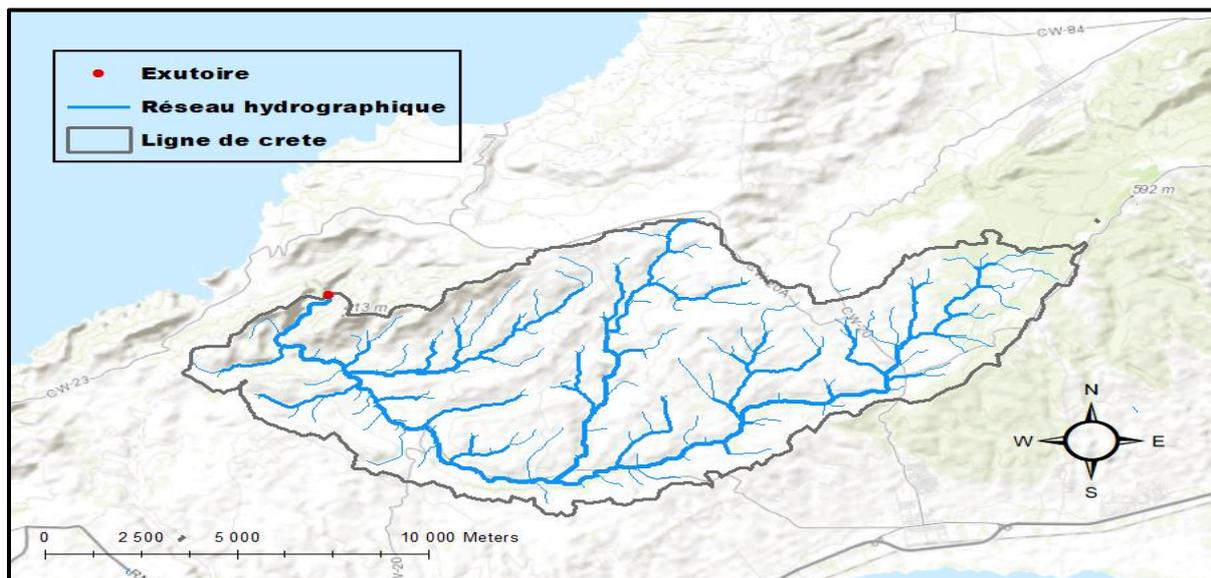


Figure III.1 : Délimitation du bassin versant d'Ain el Kerma

III.1.2 Caractéristiques géométriques du bassin versant

La délimitation du bassin versant a été réalisée à l'aide du logiciel ArcGIS de ESRI à la base d'une carte importée d'une image satellitaire téléchargée depuis le site de l'agence japonaise d'exploration aérospatiale (JAXA),

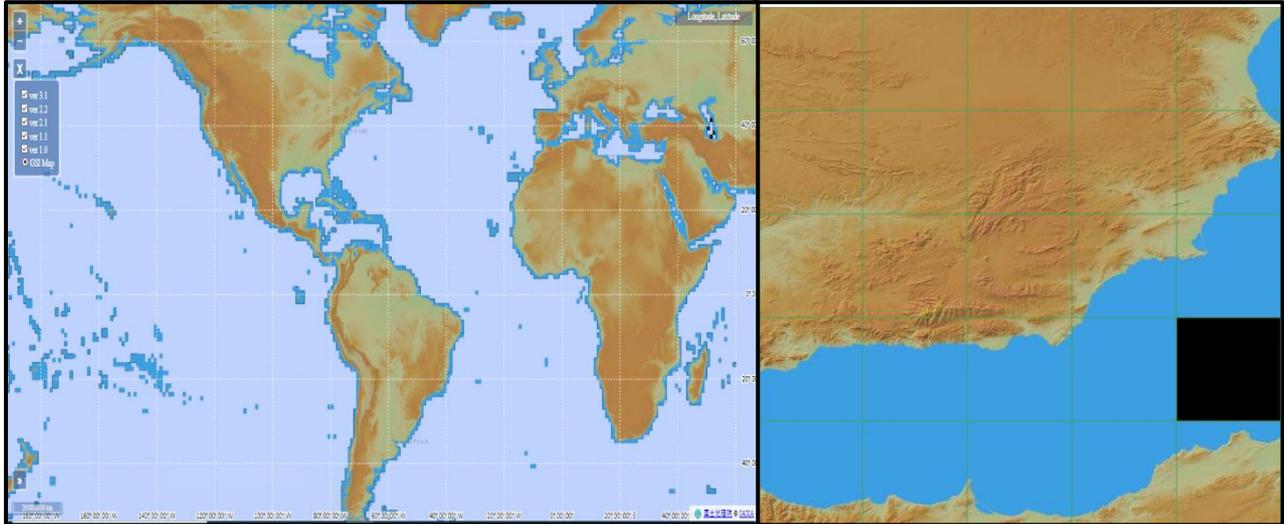


Figure III.2 : Image satellitaire du site JAXA

III.1.2.1/ Le logiciel ArcGIS :

ArcGIS est une suite de logiciels d'information géographique (ou logiciels SIG) développés par la société américaine *ESRI* (Environmental Systems Research Institute, Inc.).

D'où la délimitation du bassin versant et la création du réseau hydrographique a été réalisé par le logiciel ArcMap, c'est le composant principal de la suite ArcGIS et est principalement utilisé pour afficher, modifier, créer et analyser des données géospaciales.

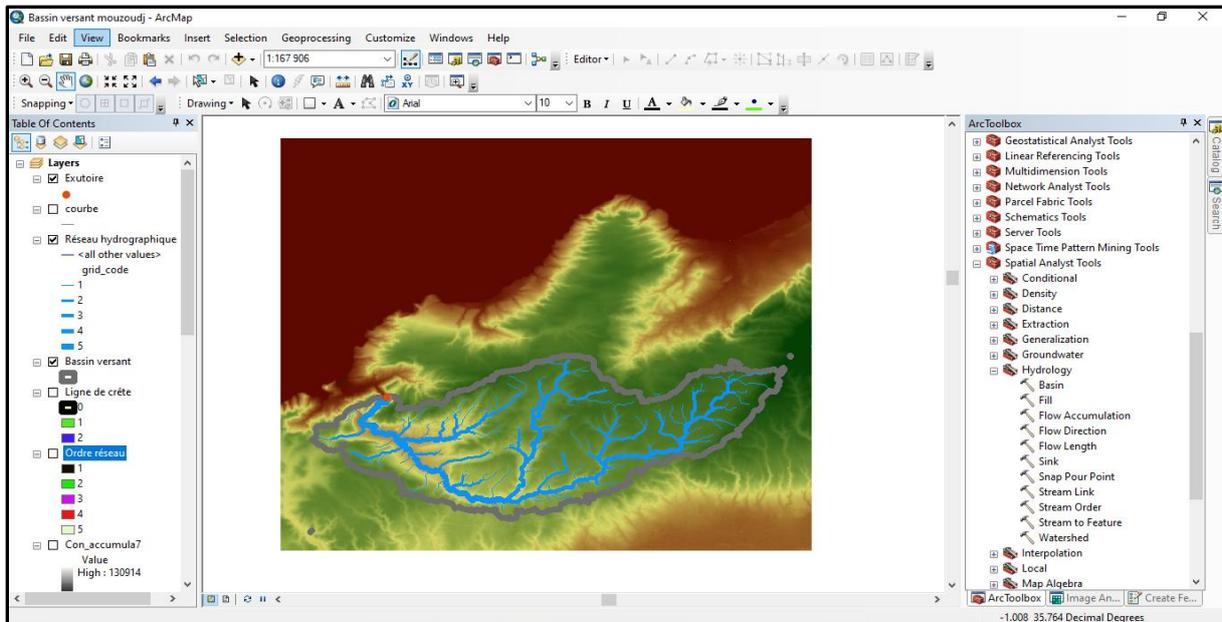


Figure III.3 : Vue d'ensemble sur le logiciel ArcMAP

III.1.2.2/ Les paramètres géométriques :

- **Superficie du bassin versant :**

La superficie du bassin versant est mesurée à l'aide du logiciel ArcMAP

$$S = 89.88 \text{ Km}^2.$$

- **Périmètre du bassin versant :**

Le périmètre du bassin versant est obtenu directement par ArcMAP

$$P = 56.05 \text{ Km}.$$

- **Longueur du talweg principal :**

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

$$L_{tp} = 23.46 \text{ Km}$$

- **Altitude du bassin versant :**

Altitude maximale : 508 m

Altitude minimale : 50 m

III.1.2.3/ Caractéristiques hydro morphologiques :

La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'hydrogramme à l'exutoire du bassin versant. Par exemple, une forme allongée favorise, pour une même pluie, les faibles débits de pointe de crue, ceci en raison des temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire plus importants. Ce phénomène est lié à la notion de temps de concentration. En revanche, les bassins en forme d'éventail, présentant un temps de concentration plus court, auront les plus forts débits de pointe.

Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu, mais aussi de comparer les bassins versants entre eux.

- **Indice de compacité de Gravelius K_c :**

Défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface, cet indice se détermine à partir d'une carte topographique en mesurant le périmètre du bassin versant et sa surface.

$$K_c = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{2\pi R} ; R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad , \quad P_c = 2\pi R = 2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad \dots\dots\dots (III.1)$$

$$K_c = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\pi\sqrt{\pi S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad \dots\dots\dots (III.2)$$

P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km²)

AN: **$K_c = 1,65$**

Si $k_c \leq 1.128 \Rightarrow$ bassin ramassé

Si $k_c \geq 1.128 \Rightarrow$ bassin allongé

Selon la valeur de K_c on pourra dire que notre bassin est de forme **allongée**.

- **Coefficient d'allongement :**

Ce coefficient est obtenu par la relation suivante : $K_P = \frac{L^2}{S} \quad \dots\dots\dots (III.3)$

L : la longueur du talweg principal L = 23.46 km

S : surface du bassin versant S = 89.88 Km²

$$K_P = 6.12$$

Plus k_p est grand, plus le bassin versant est allongé, plus le temps de concentration (le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus loin en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire) est grand et plus la crue est moins violente.

Dans notre cas, cet indice est moyen.

• **Rectangle équivalent :**

Le bassin versant rectangulaire résulte d'une transformation géométrique du bassin réel dans laquelle on conserve la même superficie, le même périmètre (ou le même coefficient de compacité) . Par conséquent la même répartition hypsométrique. Les courbes de niveau deviennent des droites parallèles aux petits côtés du rectangle. La climatologie, la répartition des sols, la couverture végétale et la densité de drainage restent inchangées entre les courbes de niveau.

Si **L** et **l** représentent respectivement la longueur et la largeur du rectangle équivalent, alors :

Le périmètre du rectangle équivalent et la surface :

$$P = 2x (L+ l) \quad \text{et} \quad S = L \times l \quad \dots\dots\dots (III.4)$$

La longueur L et la largeur l en Km sont données par la résolution de P et S :

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad \dots\dots\dots (III.5)$$

On obtient une équation de 2ème degré admet deux solutions $L_r ; l_r$:

$$L_r = \frac{Kc \sqrt{S}}{1.128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc} \right)^2} \right) \quad \dots\dots\dots (III.6)$$

$$l_r = \frac{Kc \sqrt{S}}{1.128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc} \right)^2} \right) \quad \dots\dots\dots (III.7)$$

Avec L_r : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l_r : largeur du rectangle équivalent en (Km)

On obtient : **$L_r = 23.98 \text{ km}$** et **$l_r = 3.74 \text{ km}$**

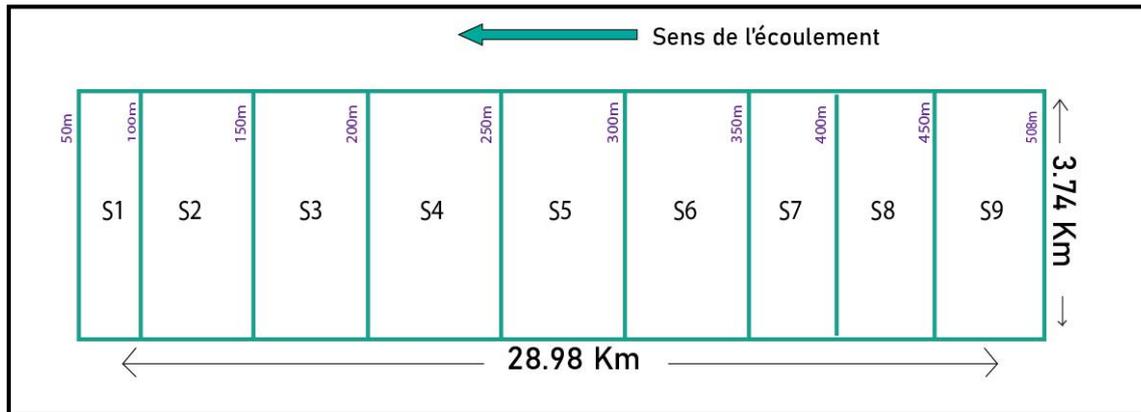


Figure III.4 : Rectangle équivalent du bassin versant

III.1.2.4/ Hypsométrie du bassin versant :

Le relief :

Le relief joue un rôle essentiel sur le régime de l'écoulement. Il est indiqué par les courbes de niveau et est caractérisé par la courbe hypsométrique., Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou des caractéristiques suivants :

- La courbe hypsométrique.
- L'altitude moyenne
- L'indice de pente globale I_g .
- L'indice de pente roche I_p
- L'indice de pente moyenne du bassin versant I_m

● Courbe et répartition hypsométrique :

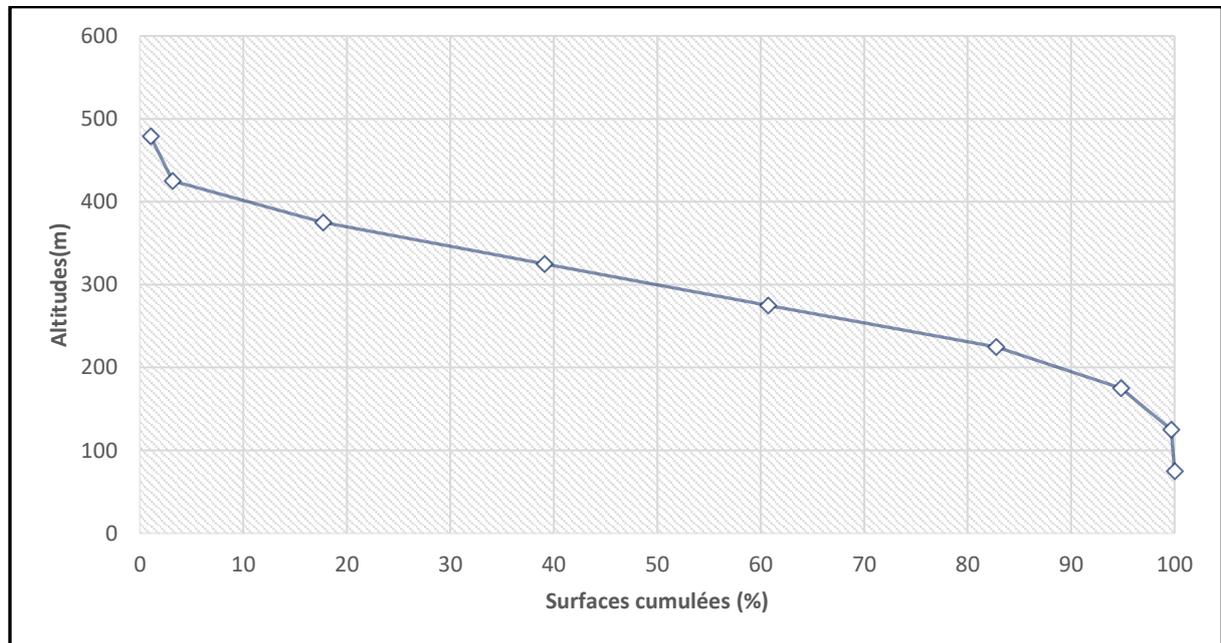
La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. La détermination de notre courbe hypsométrique a été réalisée à l'aide d'un logiciel de SIG. Cette dernière, a été identifiée à partir des résultats des calculs de la répartition du bassin versant par tranches d'altitudes.

Les résultats obtenus ont été regroupé sur le Tableau III.1

Tableau III.1 : Répartition de la surface du bassin versant

Altitudes (m)	Altitudes moyennes H_i (m)	Surfaces partielles S_i (km ²)	Surfaces partielles cumulées (km ²)	Surfaces partielles cumulées (%)	$S_i \times H_i$
450 - 508	479	0.916	0.916	1.02	438.764
400 - 450	425	1.924	2.84	3.16	817.7
350 - 400	375	13.059	15.899	17.69	4897.125
300 - 350	325	19.240	35.139	39.10	6253
250 - 300	275	19.423	54.562	60.71	5341.325
200 - 250	225	19.817	74.379	82.75	4458.825
150 - 200	175	10.844	85.223	94.82	1897.7
100 - 150	125	4.365	89.588	99.68	545.625
50 - 100	75	0.286	89.88	100.00	21.45

**Figure III.5** : Courbe hypsométrique du bassin Versant Ain El Kerma

- **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.

$$H_{5\%} = 421.9 \text{ m NGA}$$

$$H_{95\%} = 174.80 \text{ m NGA}$$

- **Altitude médiane :**

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

$$H_{50\%} = 300 \text{ m NGA}$$

- **Altitude moyenne :**

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

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{S} = \frac{24671.51}{89.88} = 274.5 \text{ m} \quad \dots\dots\dots (III.8)$$

Tel que $H_i = \frac{H_{i-1} + H_i}{2}$ donc $H_{moy} = 274.5 \text{ m} \quad \dots\dots\dots (III.9)$

Avec :

S_i : Surface partielle comprise entre deux courbes de niveaux consécutives en (Km²).

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveaux successives en (m).

S : Superficie du bassin versant en (Km²).

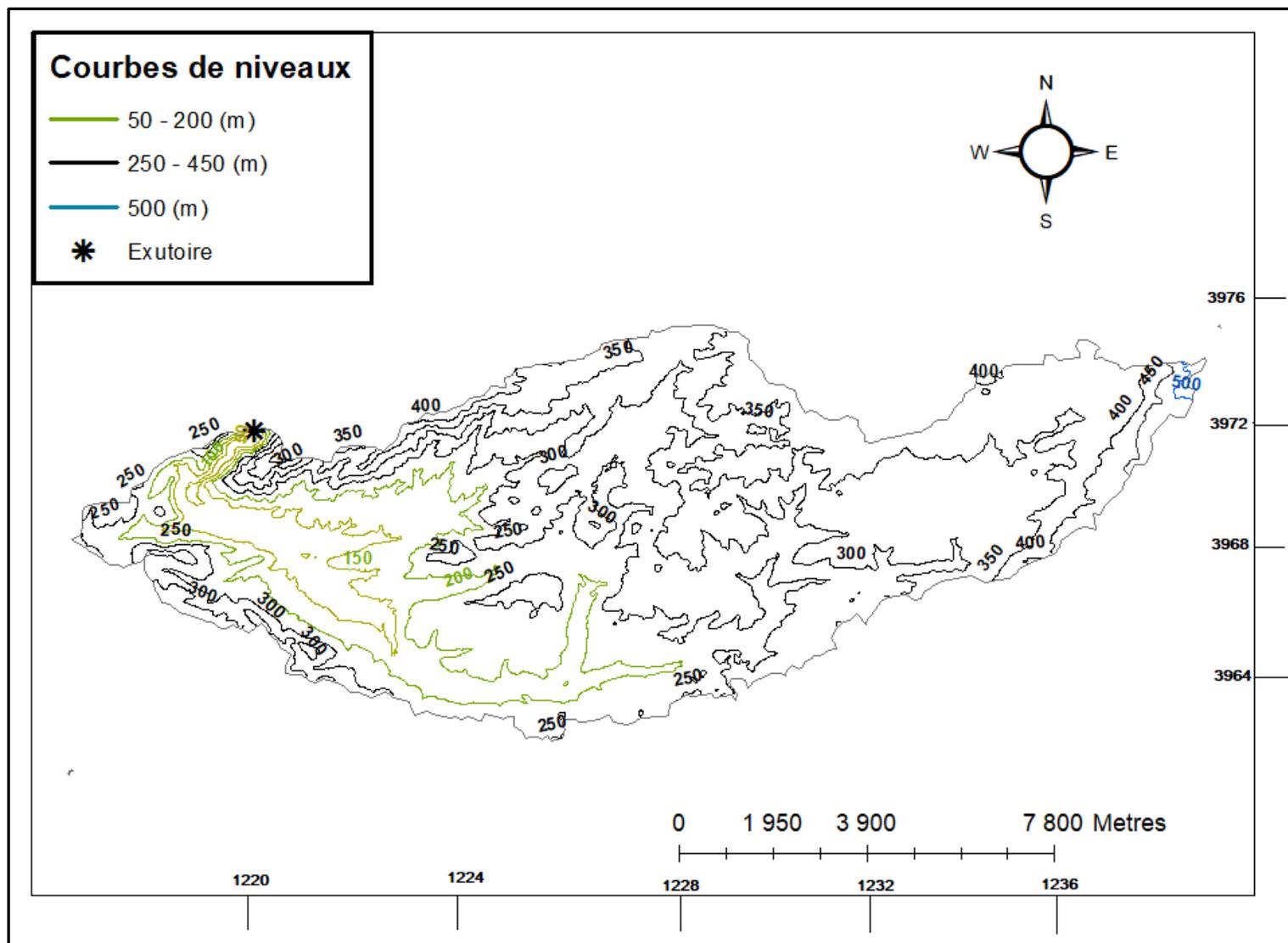


Figure III.6 : Carte des courbes de niveaux du bassin versant

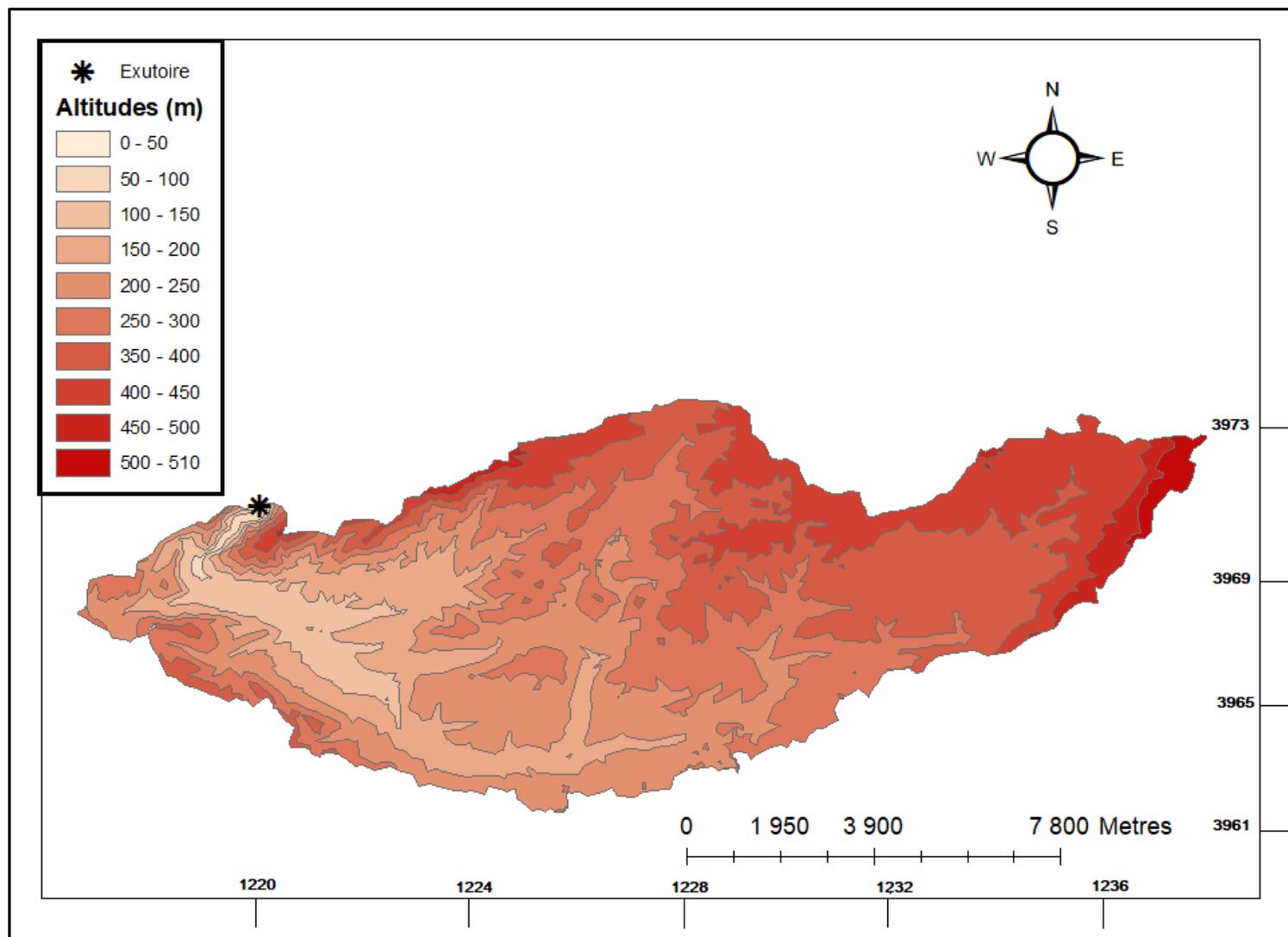


Figure III.7 : Carte hypsométrique du bassin versant de Ain el Kerma

III.1.2.5 Indices de pente

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.

a. Indice de pente de global I_g

A partir de la courbe hypsométrique, nous déduisant les altitudes de fréquence 5% et 95% de la surface du bassin versant.

L'indice de pente global sera :

$$I_{pg} = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots (III.10)$$

Avec : L : longueur du rectangle équivalent

D : Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ (m)

$H_{5\%} = 421.95$ m

$H_{95\%} = 174.80$ m

L=23.46 km



AN: $I_g = 10.53 \frac{m}{km} \Rightarrow I_g = 1.05 \%$

Donc on a un relief assez faible

b. Pente moyenne I_m

Elle est donnée par la formule :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S} \dots\dots\dots (III.11)$$

Avec : ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives(m)

L_1, L_2, \dots, L_n : Les longueurs des courbes de niveaux (Km).

S : superficie du bassin versant (Km²).

En utilisant le logiciel ArcGIS (pour la détermination des longueurs de courbes de niveau).

Tableau III.2 : Longueurs des courbes de niveaux

Cote (m)	Dénivelée (m)	Longueur (km)
50	50	0.356
100		4.546
150		24.228
200		53.047
250		71.063
300		58.728
350		47.641
400		10.958
450		2.953
500		1.443

AN : $I_m = 15.24 \frac{m}{km} \Rightarrow I_m = 1.52 \%$

c. Indice de pente de Roche Ip

Ip 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 Hi et Hi-1. Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i} (H_i - H_{i-1}) \dots\dots\dots (III.12)$$

L : Longueur de rectangle équivalent (Km)

Si : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives Hi et Hi+1

Tableau III.03 : Détermination de la pente Roche Ip

Altitudes (m)	Dénivelée $H_i - H_{i-1}$	Surfaces partielles S_i (km ²)	Surfaces partielles (%)	$\sqrt{S_i} (H_i - H_{i-1})$
450 - 508	58	0.916	1.02	7.14
400 - 450	50	1.924	2.14	10.35
350 - 400	50	13.059	14.53	26.95
300 - 350	50	19.240	21.41	32.72
250 - 300	50	19.423	21.61	32.87
200 - 250	50	19.817	22.05	33.20
150 - 200	50	10.844	12.06	24.56
100 - 150	50	4.365	4.86	15.58
50 - 100	50	0.286	0.32	3.99
Somme				187.36

AN: $I_P = 34.8 \text{ m/km} \Rightarrow I_P = 3.48 \%$

d. Indice de pente moyenne I_{pm}

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots (III.13)$$

AN :

$$I_{pm} = \frac{508 - 50}{28.98}$$

$$I_{pm} = 1.52 \%$$

e. Dénivelée spécifique :

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tous les bassins versant de déférant surface.

$$D_s = I_g \sqrt{S} \quad D_s = 99.27 \text{ m} \quad \dots\dots\dots (III.14)$$

Tableau III.04: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

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

Donc le relief de notre bassin est modéré ($50 < D_s = 99.27 < 100$)

III.1.3 Caractéristiques hydrographiques

III.1.3.1/ Réseau hydrographique

Le réseau hydrographique est une des caractéristiques les plus importantes du bassin. Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes. La différenciation du réseau hydrographique d'un bassin est due à quatre facteurs principaux (la géologie, le climat, la pente du terrain et la présence humaine)

Afin de caractériser le réseau hydrographique il y a plusieurs méthodes pour déterminer et classier les tronçons des cours d'eau, on choisit de les classier selon la méthode de STRAHLER car elle est la plus utilisé.

La classification de STRAHLER de notre bassin est représentée dans la Figure III.8

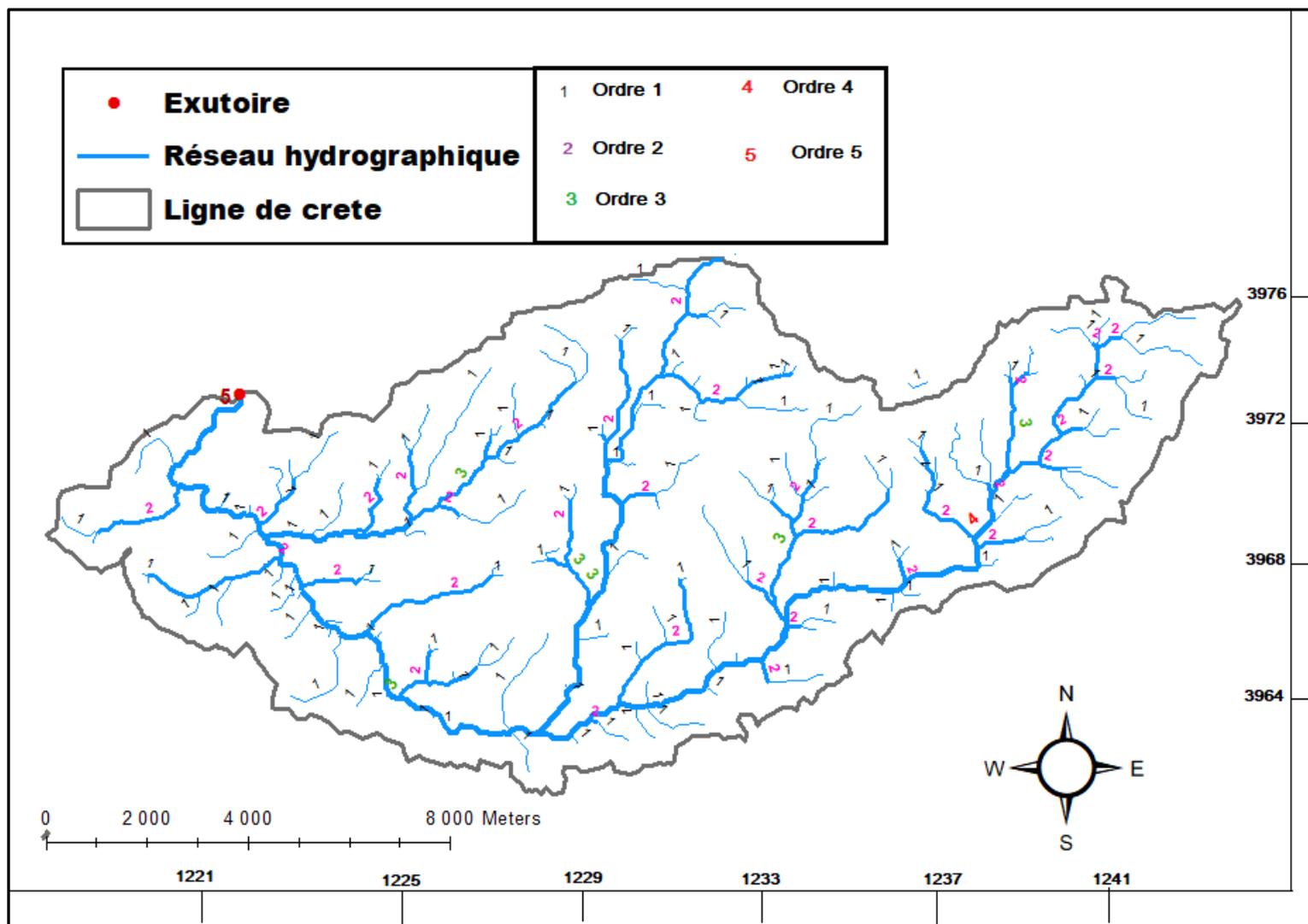


Figure III.8 : Réseau hydrographique du bassin versant Ain El Kerma

III.1.3.2/ Pente moyenne du cours d'eau principal I_c

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés du cours d'eau principal. Il est donné par la formule suivante :

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta l} \dots\dots\dots (III.15)$$

Avec :

ΔH : Dénivelée entre deux points suffisamment distants (m).

Δl : Longueur du cours d'eau (km).

AN :

$$\Delta H = 300 - 150 = 150 \text{ m} \quad , \Delta l = 13.96 \text{ km},$$

$$\Rightarrow I_c = \frac{\Delta H}{\Delta l} = \frac{150}{13.96} = 10.71 \frac{\text{m}}{\text{km}}$$

$$I_c = 1.071 \% \dots\dots\dots (III.16)$$

III.1.3.3/ Densité de drainage (Touaibia, 2004)

Elle se définit comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs « L_i » du bassin versant, à la surface « S ». Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface, elle est exprimée en km/km^2 .

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (III.17)$$

Avec :

L_i : La sommes des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km).

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

AN : (Suivant les résultats du Logiciel ArcGIS)

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} = \frac{157.38}{89.88}$$

$$D_d = 1.75 \frac{\text{km}}{\text{km}^2}$$

III.1.3.4/ Temps de concentration

C'est le temps que met une particule d'eau provenant de point hydrauliquement le plus éloigné du bassin pour arriver à l'exutoire.

Pour sa détermination, on utilise les formules suivantes :

- **Formule de GIANDOTTI**

Avec :

T_c : Temps de concentration (h).

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_p}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (III.18)$$

L_p : Longueur du talweg principal (Km).

S : Surface du bassin versant (Km²).

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant (m).

H_{min} : Altitude minimale du bassin versant (m).

AN :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_p}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} = \frac{4\sqrt{89,88} + 1,5(23,46)}{0,8\sqrt{274,5 - 50}}$$

$$T_c = 6,10 \text{ h}$$

- **Formule de Kirplich**

$$T_c = 0,01947 \times L^{0,77} \times I^{-0,385} \dots\dots\dots (III.19)$$

Avec :

T_c : Le temps de concentration (min).

L : La longueur du Talweg (m).

I : La pente moyenne du talweg principal (m/m).

AN : $T_c = 0,01947 \times L^{0,77} \times I^{-0,385} = 0,01947 \times 23460^{0,77} \times \left(\frac{458}{23460}\right)^{-0,385}$

$$T_c = 205,52 \text{ min} = 3,42 \text{ h}$$

- **Formule de TURRAZZA**

$$T_c = 1,662 \times S^{0,5} \dots\dots\dots (III.20)$$

Avec :

T_c : Le temps de concentration (min).

S : la surface du bassin versant (Ha).

AN :

$$T_c = 1.662 \times S^{0.5} = 1.662 \times 8988^{0.5}$$

$$T_c = 157.56 \text{ min} = 2.62 \text{ h}$$

Tableau III.5 Tableau récapitulatif des résultats des temps de concentration

Formule	GIANDOTTI	KIRPLICH	TURRAZZA
T_c (heure)	6.10	3.42	2.62

On prend donc la valeur moyenne entre KIRPLICH et TURRAZZA qui donne le résultat suivant $T_c = 3.02 \text{ h}$, par mesure de sécurité la valeur choisie est la plus petite $T_c = 2.62 \text{ h} = 2\text{h et } 37\text{min}$ pour avoir une majoration de la vitesse de ruissellement afin d'obtenir des résultats dans le cas le plus défavorable.

III.1.3.5/ Vitesse de ruissellement

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météorologiques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. C'est tout simplement, le rapport entre la longueur parcourue par le temps de concentration :

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c} \dots\dots\dots (III.21)$$

Avec :

L_{cp} : Longueur du thalweg principal en (Km).

T_c : Temps de concentration en (h).

AN :

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c} = \frac{23.46}{2.62}$$

Tableau III.6 Tableau récapitulatif des résultats des vitesses de ruissellements

Formules	T_c (h)	L_{CP} (Km)	V_R (Km/h)	V_R (m/s)
GIANDOTTI	6.10	23.46	3.84	1.07
KIRPLICH	3.42	23.46	6.86	1.90
TURRAZZA	2.62	23.46	8.95	2.48

Tableau III.7 Tableau récapitulatif des caractéristiques hydromorphométrique du bassin versant

Désignation		Symbol	Unité	Valeur
Exutoire	X	X	<i>m</i>	1 221 618.6883
	Y	Y	<i>m</i>	3 972 168.3149
	Z	Z	<i>m NGA</i>	75
Superficie		S	<i>km²</i>	89.88
Périmètre		P	<i>km</i>	56.05
Longueur du cours d'eau principal		<i>L_{cp}</i>	<i>km</i>	23.46
Pente moyenne du cours d'eau principal		<i>I_{cp}</i>	%	1.9
Altitudes	Max	<i>H_{max}</i>	<i>m</i>	508
	Min	<i>H_{min}</i>	<i>m</i>	50
	Moyenne	<i>H_{moy}</i>	<i>m</i>	274.5
	Médiane	<i>H_{50 %}</i>	<i>m</i>	300
	5 %	<i>H_{5 %}</i>	<i>m</i>	421.95
	95 %	<i>H_{95 %}</i>	<i>m</i>	174.80
Rectangle équivalent	Longueur	<i>L</i>	<i>km</i>	28.98
	Largeur	<i>l</i>	<i>km</i>	3.74
Indice de compacité		<i>k_c</i>	/	1.65
Coefficient d'allongement		<i>k_p</i>	/	6.1
Pente moyenne du BV		<i>I_m</i>	%	1.52
Indice de pente globale		<i>I_{pg}</i>	%	1.05
Indice de pente Roche		<i>I_p</i>	%	3.48
Indice de pente moyenne		<i>I_{pm}</i>	%	1.52
Densité de drainage		<i>D_d</i>	<i>km/km²</i>	1.75
Temps de concentration		<i>T_c</i>	<i>h</i>	2.62
Vitesse de ruissellement		<i>V_r</i>	<i>m/s</i>	8.95

III.2 Caractéristiques climatologiques

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données concernant le climat, données nécessaires pour la conception du barrage et des ouvrages annexes.

Les conditions climatiques au niveau du bassin versant jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont

III.2.1 Températures

Le tableau suivant résume les paramètres moyens thermiques estimés à la station d'Oran comme dans les autres stations avoisinantes, extraits des différentes séries d'observations météorologiques

Tableau III.8 Répartition mensuelle de la température moyenne (Source : Station d'Oran)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	MOY
T_{moy}	23.1	19.1	14.7	11.6	10.8	11.9	13.3	15.2	18.2	21.6	24.7	25.5	17.4

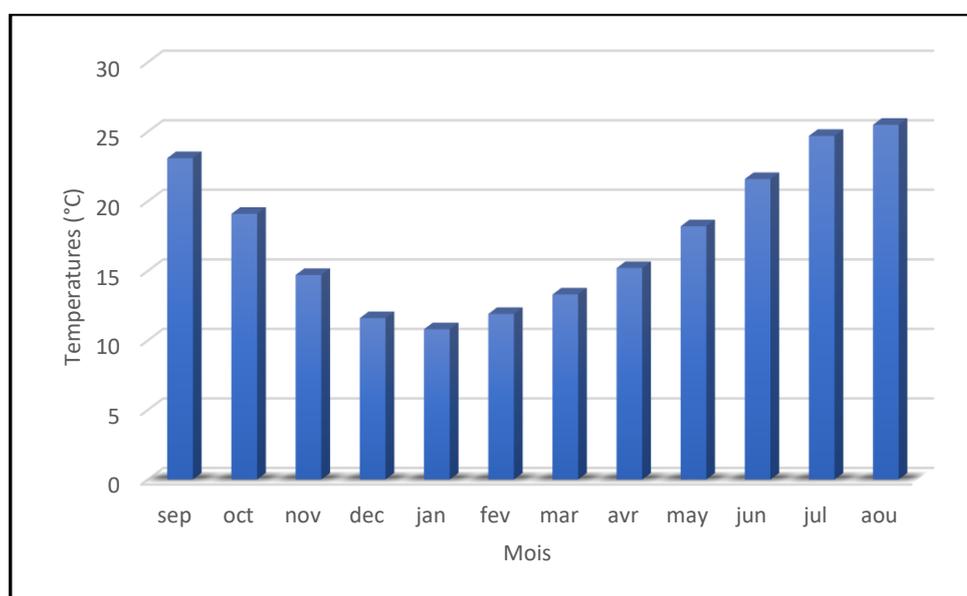


Figure III.9 : Répartition mensuelle de la température

III.2.2 Evaporation :

La répartition mensuelle illustre notamment le type de variations irrégulières dont les écarts par rapport à la moyenne sont nettement considérables pendant la journée. C'est l'effet caractéristique du climat continental qui agit directement sur le comport d'eau évaporée annuellement sur une surface libre est estimée à près de 1222 mm.

Tableau III.9 Répartition mensuelle de l'évaporation (Source : ONM Oran)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	Années
E_v mm	130	86	56	42	43	54	85	110	138	154	168	156	1222
$E_v\%$	10.6	7.0	4.6	3.4	3.5	4.4	7.0	9.0	11.3	12.6	13.7	12.8	100.0

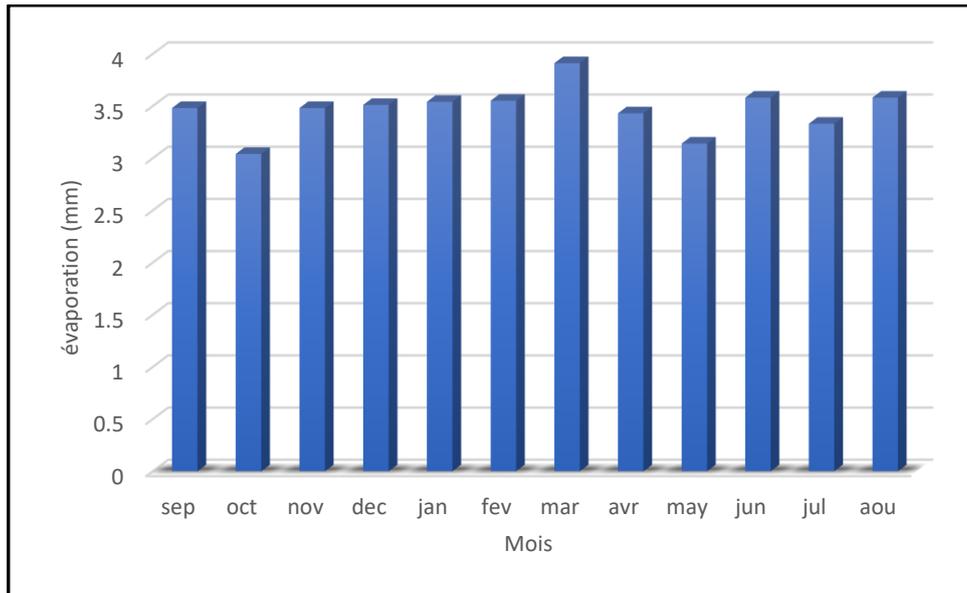


Figure III.10 : Répartition mensuelle de l'évaporation

III.2.3 Le vent:

Les vitesses moyennes mensuelles sont de 3,5 m/s environ, sans grandes variations d'un mois à un autre (les minimales à 3,04 m/s et les maximales à 3,91 m/s).

Tableau N°III.10 : Répartition mensuelle moyenne de la vitesse de vent. (Source : ONM Oran)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	MOY
Vitesse du vent (km/h)	3.48	3.04	3.48	3.51	3.54	3.55	3.91	3.43	3.14	3.58	3.33	3.58	3.34

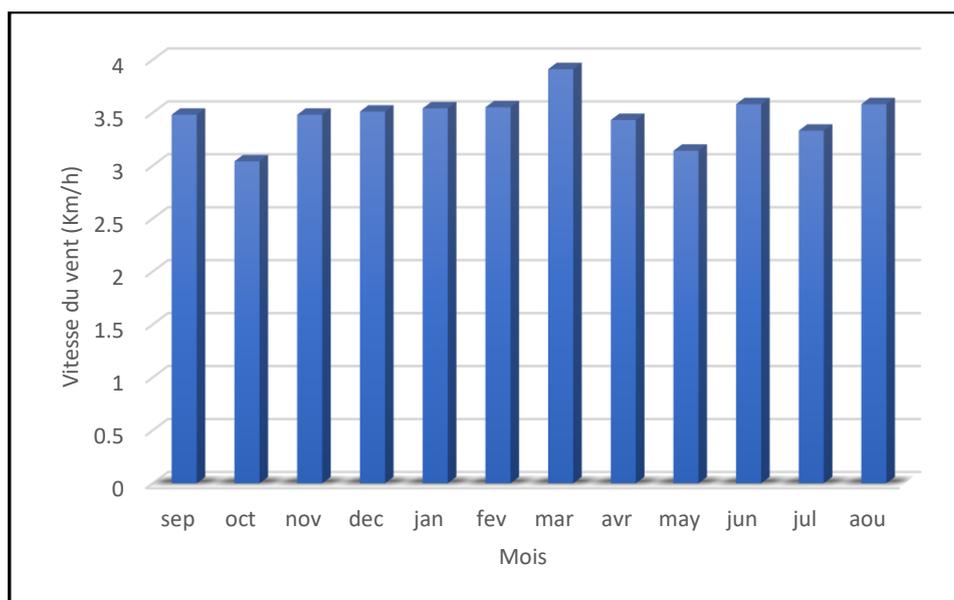


Figure III.11 : Répartition mensuelle de l'évaporation

III.2.4 Pluviométrie

Les précipitations moyennes interannuelles représentent la caractéristique climatique capitale de la localité. Elles sont exprimées sous forme de lame de pluie. Son unité de mesure est (mm), sur une surface de 1 ha, 1 mm de pluie représente 10 m³ d'eau.

Pour notre étude, nous avons récoltés les données de précipitations moyennes et maximales de la station de Bousfer (1964-2015).

Tableau III.11 Identification de la station pluviométrique Bousfer

Station	Code	Source	Coordonnées			Année de service	N(ans)
			X (km)	Y (km)	Z (m NGA)		
Bousfer	04-03-01	ANRH	180.35	273.25	84	1964 - 2015	51

Tableau III.12 Répartition mensuelle de la précipitation (1940/2004)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Auot	Total
P(mm)	9.4	35.9	52.9	72.6	63.0	51.9	39.8	39.0	24.1	6.3	0.4	1.0	396.3
P(%)	2.37	9.06	13.35	18.32	15.90	13.10	10.04	9.84	6.08	1.59	0.10	0.25	100

Après l'actualisation des données de pluviométrie jusqu'à l'année 2015 et l'ajout des pluviométries de l'année 2015 jusqu'à l'année 2019 du site Northwestknowledge.net pour des résultats plus à jour et précis.

Tableau III.13 Répartition mensuelle de la précipitation (1940/2019)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Auot	Total
P(mm)	20.21	41.43	61.62	61.41	64.13	39.93	32.11	33.38	19.19	5.83	0.65	1.50	381.4
P(%)	5.30	10.86	16.16	16.10	16.81	10.47	8.42	8.75	5.03	1.53	0.17	0.39	100

L'examen des données pluviométriques exprimées dans le tableau précédent et l'histogramme des précipitations permet de tirer les conclusions suivantes :

- La hauteur des pluies annuelles est de 381.4 mm/an
- La hauteur des pluies mensuelles varie entre 0.65 mm au mois de juillet : le mois le plus sec de l'année et 64.13 mm au mois de janvier, le mois le plus pluvieux de l'année.
- La répartition saisonnière des pluies montre que la plus grande partie des précipitations tombe pendant l'hiver avec 43.38% du total annuel des pluies, suivi de l'automne et du printemps, respectivement avec 32.32% et 22.2%.
- Par contre, l'été est la saison sèche de l'année de type méditerranéen, correspondant à 2.09 % de la pluviosité de l'année.

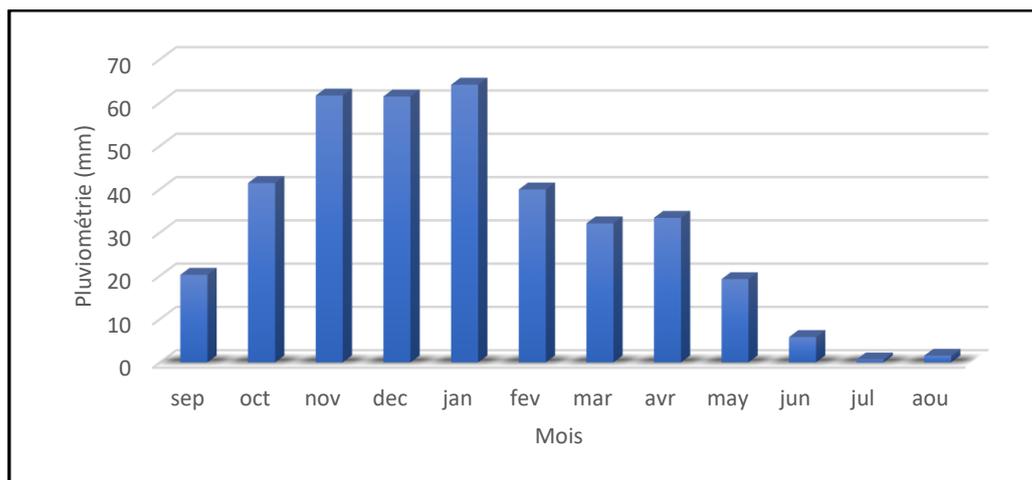


Figure III.12 : Répartition mensuelle de la précipitation

III.2.5 Les précipitations maximales journaliers

La série des pluies maximales journalières enregistrées à la station pluviométrique de Bousfer a été choisie comme étant la plus représentative des maximas journaliers pouvant se produire dans la zone d'étude.

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 ou décroissant selon qu'on travaille à la fréquence au dépassement ou au non dépassement.
- 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 ramène à chercher la loi d'ajustement la mieux adaptée à la distribution des pluies.

Tableau III.14 Répartition annuelle des précipitations maximales journalières

Année	Pluie max jour (mm)	Année	Pluie max jour (mm)	Année	Pluie max jour (mm)
1967	135.7	1985	57.4	2004	101.6
1968	118.1	1986	84.2	2005	63.1
1969	178.3	1987	56.5	2006	121
1970	73.8	1988	65.8	2007	72.4
1971	98	1989	37.6	2008	40.5
1972	111.5	1990	74.5	2009	79.8
1973	64	1991	31.7	2010	48.4
1974	50.5	1992	40	2011	91
1975	59.4	1993	60.3	2012	116.3
1976	130.1	1994	57	2013	59
1977	71.6	1995	78.1	2014	36.8
1978	159.3	1996	132		
1979	106.1	1997	125.5		
1980	115.2	1998	76.9		

1981	49.5	1999	61.5
1982	94.7	2000	73.4
1983	40.1	2001	97.7
1984	38.80	2002	69.4

Les caractéristiques de notre série pluviométrique sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau III.15 Caractéristique de la série pluviométrique (52 ans)

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des $P_{max,j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{n=47} P_{max,j i}$	3804.1
La moyenne X des $P_{max,j}$ en (mm)	$\frac{\sum_{i=1}^{n=47} P_{max,j i}}{n}$	80.94
L'écart type σ_x pour $n = 52 > 30ans$	$\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{47} (P_{max,j i} - X)^2}{n - 1}}$	34.47
Coefficient de variation C_v	$\frac{\sigma_x}{X}$	0.42
Coefficient d'asymétrie C_s	$\frac{\sum_{i=1}^{47} (P_{max,j i} - X)^3}{(n - 1)\sigma_x^3}$	1.13
L'exposant climatique		0.41

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

III.2.5.1/ Choix de la loi d'ajustement

Le choix d'une loi d'ajustement de la série pluviométriques dépend de son efficacité qui est déterminé en fonction de la taille 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.

Les lois d'ajustement choisies sont :

- La loi de GALTON (log-normal).
- La loi de GUMBEL (Normale).

- **Ajustement de la série pluviométrique a la loi de GUMBEL**

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel « HYFRAN ».

Les résultats sont mentionnés au tableau suivant :

Tableau III.16 Représentation de l'Ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour	Proba. de fréquence q	$P_{max,j} (mm)$	σ_x	Intervalle de confiance
10 000	0.9999	313	30.2	254 - 373
2 000	0.9995	270	25.3	220 - 319
1 000	0.9990	251	23.1	206 - 297
200	0.9950	208	18.2	172 - 243
100	0.9900	189	16.1	157 - 221
50	0.9800	170	14.0	143 - 198
20	0.9500	145	11.2	123 - 167
10	0.9000	126	9.16	108 - 144
5	0.8000	105	7.12	91.5 - 119

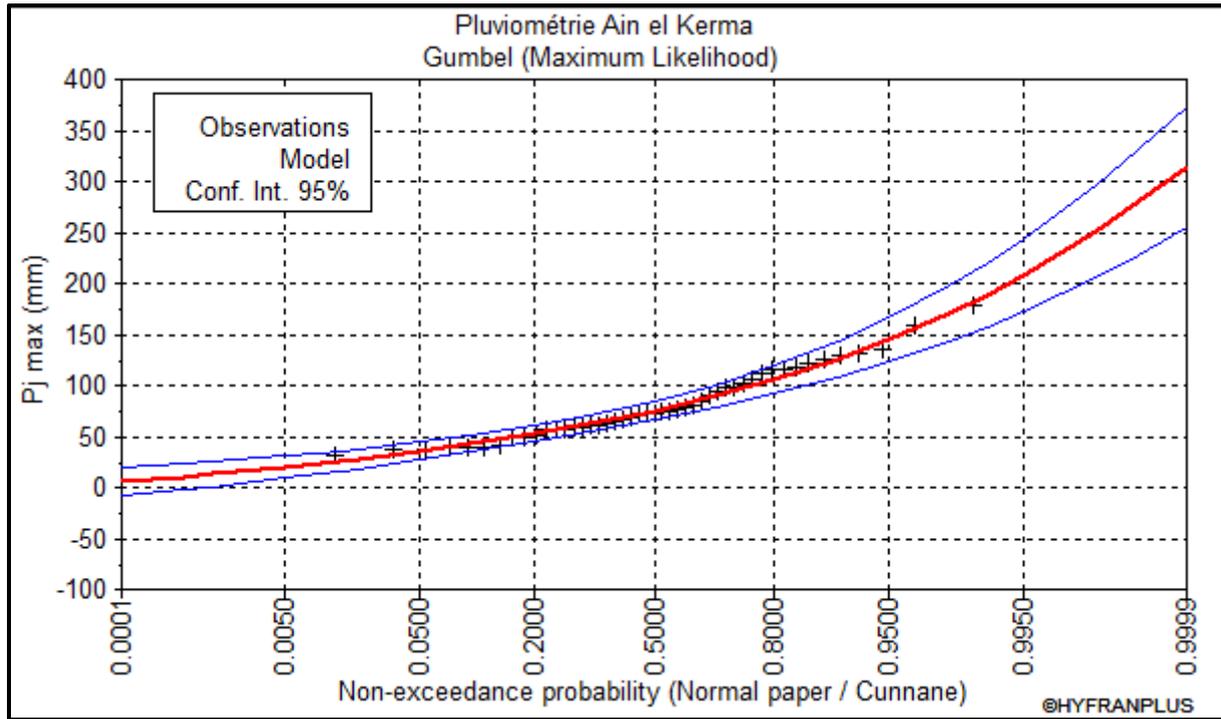


Figure III.13 : Représentation graphique de la loi de GUMBEL

- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (loi de log-normale)

Tableau III.17 Représentation de l’ajustement à la loi de GALTON

Période de retour	Proba. de fréquence q	$P_{max,j} (mm)$	σ_x	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	361	63.7	236 - 486
2000.0	0.9995	301	47.8	207 - 395
1000.0	0.9990	276	41.6	195 - 358
200.0	0.9950	222	28.9	165 - 279
100.0	0.9900	200	24.1	153 - 247
50.0	0.9800	178	19.6	139 - 216
20.0	0.9500	149	14.3	121 - 178
10.0	0.9000	128	10.8	107 - 149
5.0	0.8000	106	7.69	91.0 - 121

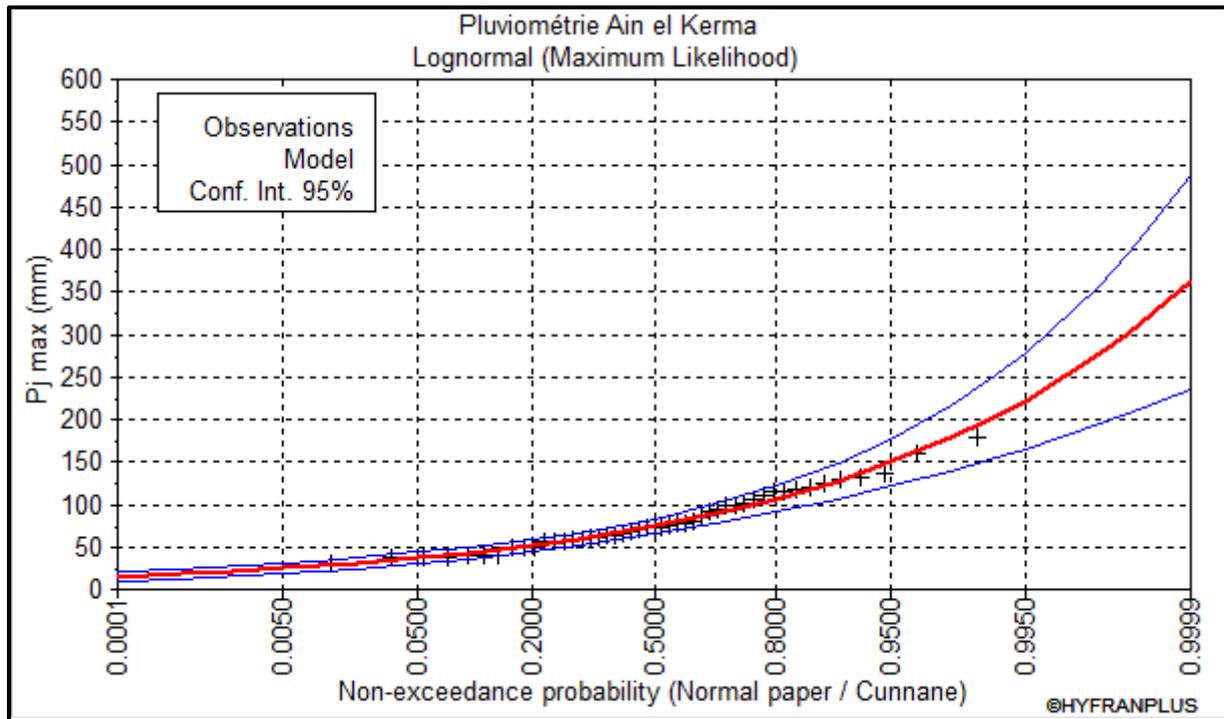


Figure III.14 : Représentation graphique de la loi de GALTON (log-normal)

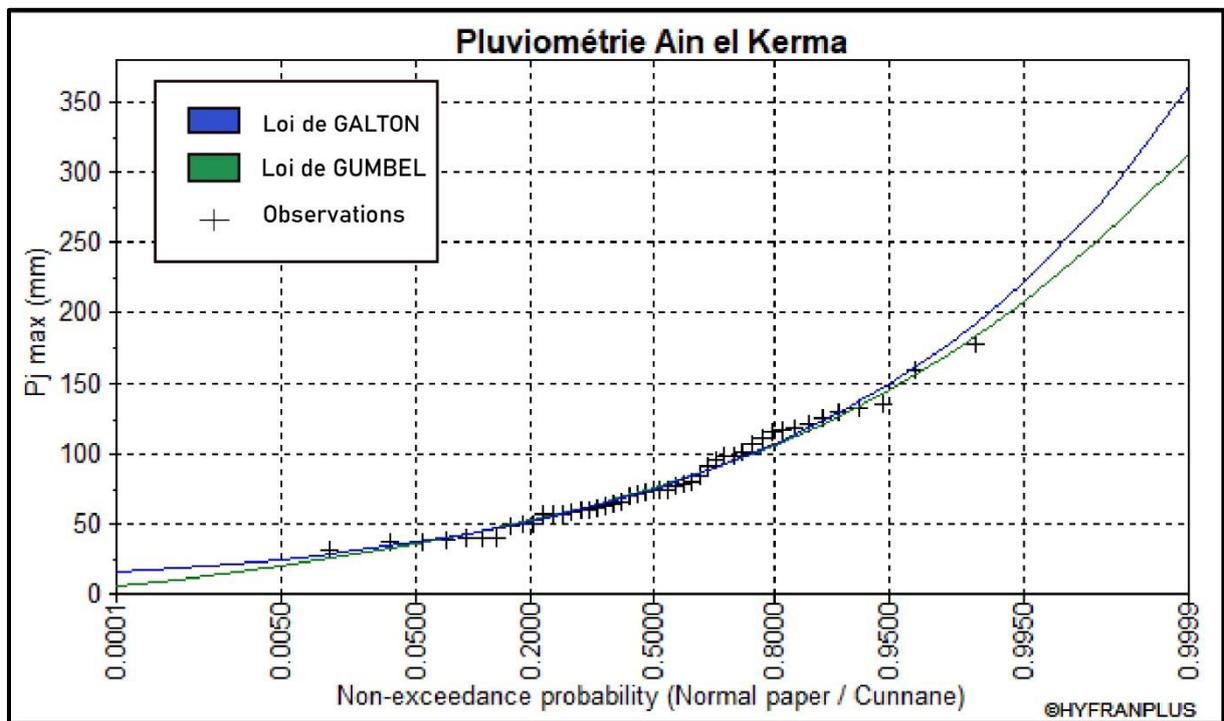


Figure III.15 : Comparaison entre la loi de Galton et Gumbel

Comparaison : La loi de log-normal (GALTON) est la loi qui ajuste mieux la série, car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de Galton, les résultats de GALTON sont prises pour la suite du travail.

III.2.6 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

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

$$P_{cr} = P_{max,j} \times \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots (III.22)$$

Avec :

P_{cr} : Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{max,j}$ en (mm).

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

t : Temps en heures.

b : Exposant climatique $b = 0.41$.

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

$$I_0 = \left(\frac{P_{max,j}}{24}\right) \times \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots (III.23)$$

Avec :

I_0 : Pluie de courte durée (mm/h).

Les résultats de calcul de P_{max} t, p% et I_0 sont représentés dans le Tableaux (III.18) et les Figures (III.16) et (III.17)

Tableau III.18 Les Précipitations et les intensités de pluie pour différentes fréquences.

Période de retour	10		20		50		100		1000		10 000	
Fréquence	0.9000		0.9500		0.9800		0.9900		0.9990		0.9999	
$P_{max,j}$	128		149		178		189		276		361	
T (heure)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)						
0.5	26.18	52.35	30.47	60.94	36.40	72.80	38.65	77.30	56.44	112.88	73.82	147.65
1	34.78	34.78	40.49	40.49	48.37	48.37	51.35	51.35	74.99	74.99	98.09	98.09
1.5	41.07	27.38	47.81	31.87	57.11	38.07	60.64	40.43	88.56	59.04	115.83	77.22
2	46.21	23.11	53.79	26.90	64.26	32.13	68.23	34.12	99.64	49.82	130.33	65.16
2.5	50.64	20.26	58.95	23.58	70.42	28.17	74.77	29.91	109.19	43.68	142.82	57.13
2.62	51.62	19.70	60.09	22.94	71.79	27.40	76.22	29.09	111.31	42.48	145.59	55.57
3	54.57	18.19	63.52	21.17	75.88	25.29	80.57	26.86	117.66	39.22	153.90	51.30
3.5	58.13	16.61	67.67	19.33	80.84	23.10	85.83	24.52	125.34	35.81	163.94	46.84
4	61.40	15.35	71.47	17.87	85.38	21.35	90.66	22.67	132.39	33.10	173.17	43.29
4.5	64.44	14.32	75.01	16.67	89.61	19.91	95.15	21.14	138.94	30.88	181.73	40.39
5	67.28	13.46	78.32	15.66	93.56	18.71	99.35	19.87	145.08	29.02	189.76	37.95
5.5	69.96	12.72	81.44	14.81	97.29	17.69	103.31	18.78	150.86	27.43	197.32	35.88
6	72.50	12.08	84.40	14.07	100.83	16.80	107.06	17.84	156.34	26.06	204.49	34.08
6.5	74.92	11.53	87.22	13.42	104.19	16.03	110.63	17.02	161.55	24.85	211.31	32.51
7	77.23	11.03	89.91	12.84	107.40	15.34	114.04	16.29	166.54	23.79	217.83	31.12
7.5	79.45	10.59	92.49	12.33	110.49	14.73	117.31	15.64	171.32	22.84	224.08	29.88
8	81.58	10.20	94.97	11.87	113.45	14.18	120.46	15.06	175.91	21.99	230.08	28.76
8.5	83.63	9.84	97.36	11.45	116.30	13.68	123.49	14.53	180.34	21.22	235.88	27.75
9	85.62	9.51	99.66	11.07	119.06	13.23	126.42	14.05	184.61	20.51	241.47	26.83
9.5	87.54	9.21	101.90	10.73	121.73	12.81	129.25	13.61	188.75	19.87	246.88	25.99
10	89.40	8.94	104.06	10.41	124.32	12.43	132.00	13.20	192.76	19.28	252.13	25.21
10.5	91.20	8.69	106.17	10.11	126.83	12.08	134.67	12.83	196.66	18.73	257.22	24.50

Période de retour	10		20		50		100		1000		10 000	
Fréquence	0.9000		0.9500		0.9800		0.9900		0.9990		0.9999	
$P_{max,j}$	128		149		178		189		276		361	
T (heure)	P (mm)	I (mm/h)										
11	92.96	8.45	108.21	9.84	129.27	11.75	137.26	12.48	200.44	18.22	262.18	23.83
11,5	94.67	8.23	110.20	9.58	131.65	11.45	139.79	12.16	204.13	17.75	267.00	23.22
12	96.34	8.03	112.14	9.35	133.97	11.16	142.25	11.85	207.72	17.31	271.70	22.64
12,5	97.96	7.84	114.03	9.12	136.23	10.90	144.65	11.57	211.23	16.90	276.28	22.10
13	99.55	7.66	115.88	8.91	138.44	10.65	146.99	11.31	214.65	16.51	280.76	21.60
13,5	101.10	7.49	117.69	8.72	140.60	10.41	149.28	11.06	218.00	16.15	285.14	21.12
14	102.62	7.33	119.46	8.53	142.71	10.19	151.53	10.82	221.28	15.81	289.42	20.67
14,5	104.11	7.18	121.19	8.36	144.78	9.98	153.72	10.60	224.48	15.48	293.62	20.25
15	105.57	7.04	122.88	8.19	146.80	9.79	155.87	10.39	227.62	15.17	297.73	19.85
15,5	106.99	6.90	124.55	8.04	148.79	9.60	157.98	10.19	230.71	14.88	301.76	19.47
16	108.40	6.77	126.18	7.89	150.74	9.42	160.05	10.00	233.73	14.61	305.71	19.11
16,5	109.77	6.65	127.78	7.74	152.65	9.25	162.09	9.82	236.70	14.35	309.59	18.76
17	111.12	6.54	129.36	7.61	154.53	9.09	164.08	9.65	239.61	14.09	313.40	18.44
17,5	112.45	6.43	130.90	7.48	156.38	8.94	166.04	9.49	242.48	13.86	317.15	18.12
18	113.76	6.32	132.42	7.36	158.20	8.79	167.97	9.33	245.29	13.63	320.84	17.82
18,5	115.04	6.22	133.92	7.24	159.98	8.65	169.87	9.18	248.06	13.41	324.46	17.54
19	116.31	6.12	135.39	7.13	161.74	8.51	171.74	9.04	250.79	13.20	328.03	17.26
19,5	117.55	6.03	136.84	7.02	163.47	8.38	173.58	8.90	253.48	13.00	331.54	17.00
20	118.78	5.94	138.27	6.91	165.18	8.26	175.39	8.77	256.12	12.81	335.00	16.75
20,5	119.99	5.85	139.68	6.81	166.86	8.14	177.17	8.64	258.73	12.62	338.41	16.51
21	121.18	5.77	141.06	6.72	168.52	8.02	178.93	8.52	261.30	12.44	341.77	16.27
21,5	122.36	5.69	142.43	6.62	170.15	7.91	180.67	8.40	263.83	12.27	345.08	16.05

Période de retour	10		20		50		100		1000		10 000	
Fréquence	0.9000		0.9500		0.9800		0.9900		0.9990		0.9999	
$P_{max,j}$	128		149		178		189		276		361	
T (heure)	P (mm)	I (mm/h)										
22	123.51	5.61	143.78	6.54	171.76	7.81	182.38	8.29	266.33	12.11	348.35	15.83
22,5	124.66	5.54	145.11	6.45	173.35	7.70	184.06	8.18	268.79	11.95	351.57	15.63
23	125.79	5.47	146.42	6.37	174.92	7.61	185.73	8.08	271.23	11.79	354.76	15.42
23,5	126.90	5.40	147.72	6.29	176.47	7.51	187.38	7.97	273.63	11.64	357.90	15.23
24	128.00	5.33	149.00	6.21	178.00	7.42	189.00	7.88	276.00	11.50	361.00	15.04

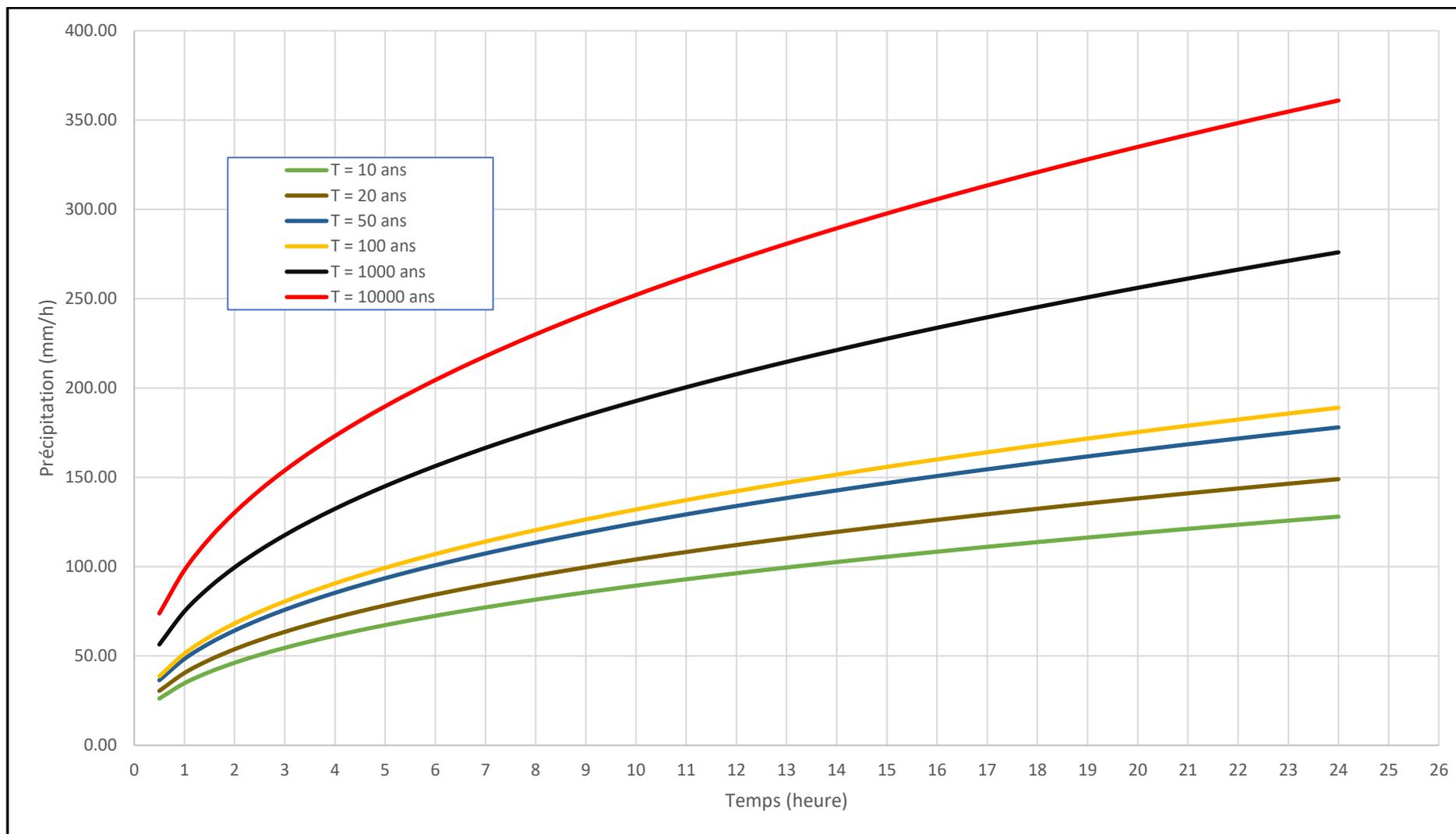


Figure III.16 : Pluies de Courte durée

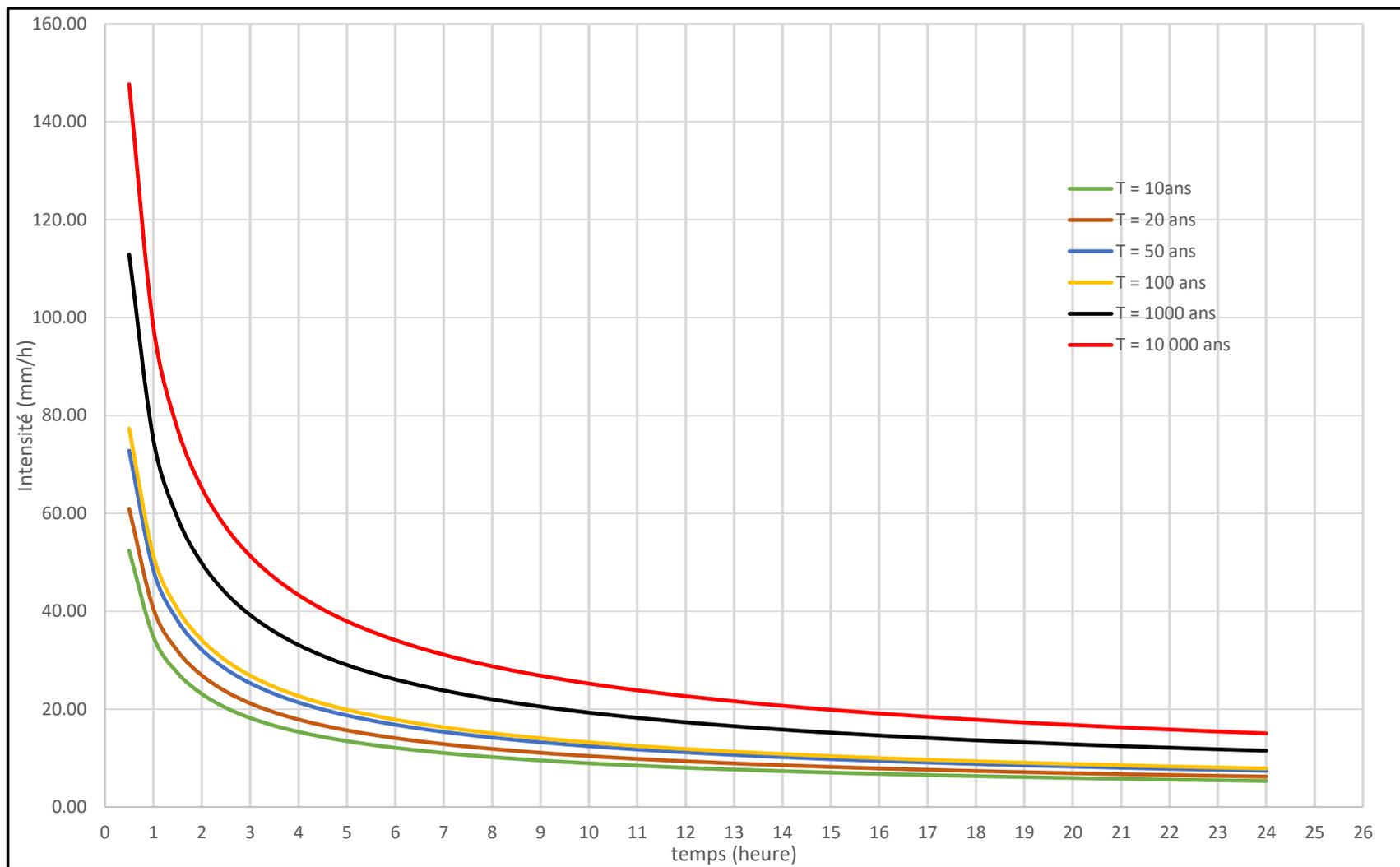


Figure III.17 : Intensité – Durée – Fréquence

III.3 Etudes des apports

III.3.1 Apport liquide

III.3.1.1/ Apport liquide suivant les formules empiriques

a- Formule de SAMIE

$$A_0 = L_e \times S \quad \dots\dots\dots (III.24)$$

$$L_e = P_{moy}^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \quad \dots\dots\dots (III.25)$$

Avec :

A_0 : Apport moyen annuel.

L_e : Lamme d'eau écoulée en (mm).

S : Surface du bassin versant en (km²). $\Rightarrow S = 89.88 \text{ km}^2$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en (m). $\Rightarrow P_{moy} = 384.1 \text{ mm} = 0,384 \text{ m}$

AN :

$$L_e = P_{moy}^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) = 0.384^2 (293 - 2.2\sqrt{89.88}) \quad \Rightarrow \quad L_e = 39.5 \text{ mm}$$

$$A_0 = L_e \times S = 39.5 \times 89.88 \times 10^{-3} \quad \Rightarrow \quad A_0 = 3.55 \text{ Mm}^3$$

b- Formule de MEDINGUER

$$A_0 = L_e \times S$$

$$L_e = 1024(P_{moy} - 0.26)^2 \quad \dots\dots\dots (III.26)$$

AN :

$$L_e = 1024(P_{moy} - 0.26)^2 = 1024(0.384 - 0.26)^2 \quad \Rightarrow \quad L_e = 14.99 \text{ mm}$$

$$A_0 = L_e \times S = 14.99 \times 89.88 \times 10^{-3} \quad \Rightarrow \quad A_0 = 1.34 \text{ Mm}^3$$

c- Formule de l'ANRH

$$A_0 = 0.915 \times P_{moy}^{2.684} \times S^{0.842} \quad \dots\dots\dots (III.27)$$

AN :

$$A_0 = 0.915 \times 0.384^{2.684} 89.88^{0.842} \Rightarrow A_0 = 3.03 \text{ Mm}^3$$

d- Formule de TURC

$$L_e = P_{moy} - D \dots\dots\dots (III.28)$$

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

D : Déficit de l'écoulement (mm).

$$D = \left[\frac{P_{moy}}{\sqrt{0.9 + \left(\frac{P_{moy}}{L}\right)^2}} \right] \text{ (mm)} \dots\dots\dots (III.29)$$

L : Variable théorique $L = 300 + 25 T_{moy} + 0.05(T_{moy})^3 \dots\dots\dots (III.30)$

T_{moy} : Température moyenne annuelle $\rightarrow T_{moy} = 17,4^\circ$

AN : $L = 998.40$; $D = 385.36 \text{ mm.}$, $L_e = 10.94\text{mm}$
 $A_0 = 0.98 \text{ Mm}^3$

e- Formule de J-DERRY(1977):

$$M_0 = 11.8 P_{moy}^{2.82} \text{ Avec } A_0 = M_0.S.T \dots\dots\dots (III.31)$$

$M_0 = 0.79 \text{ l/s/km}$

Avec :

M_0 : Module spécifique moyen (l/s/km²)

A_0 : Apport moyen en (m³)

S : Surfaces-en (km²)

P : Précipitation moyenne en (m)

AN : **$A_0 = 1.23 \text{ Mm}^3$**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau N° III.19 Récapitulatif des résultats des apports.

Méthode	Apport moyen annuel A_0 (Mm ³)
Formule de SAMIE	3.55
Formule de MEDINGUER	1.34
Formule de l'ANRH	3.03
Formule de J-DERRY	0.98
Formule de TURC	1.23

Vu les résultats des différentes méthodes qui varient d'une méthode à une autre. On a choisi la plus commode et la plus proche et supérieure à la moyenne donc on adopte pour **$A_0 = 3,03 \text{ Mm}^3$** donnée par la formule de l'ANRH.

III.3.1.2 Caractéristiques de l'écoulement

a) Module de l'écoulement

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots (III.32)$$

Avec :

M_e : Module de l'écoulement (l/s).

A_0 : Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année en secondes. $\Rightarrow T = 31\,536\,000\text{ s}$

AN :

$$M_e = \frac{A_0}{T} = \frac{3.03 \times 10^9}{31536000} \Rightarrow M_e = 96.08\text{ l/s}$$

b) Module de l'écoulement relatif

Il est donné par :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots (III.33)$$

Avec :

M_0 : Module de l'écoulement relatif (l/s).

M_e : Module de l'écoulement (l/s).

S : Superficie du bassin (Km²).

AN :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} = \frac{96.08}{89.88} \Rightarrow M_0 = 1.06\text{ l/s/km}^2$$

c) Lame d'eau écoulée

Elle est donnée par :

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots (III.34)$$

AN :

$$L_e = \frac{A_0}{S} = \frac{3.03}{89.88} \Rightarrow L_e = 33.71\text{ mm}$$

d) Coefficient de l'écoulement

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \dots\dots\dots (III.35)$$

Avec :

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

L_e : Lamme d'eau écoulée en (mm).

AN :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} = \frac{33,71}{384} \Rightarrow C_e = 0.087$$

e) Coefficient de variation

Pour le calcul du coefficient de variation CV et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques suivantes :

- **Formule de Sokolovsky**

$$C_v = 0.78 - 0.29 \times \log_{10}(M_0) - 0.063 \times \log_{10}(S + 1) \dots\dots\dots (III.36)$$

Avec :

M_0 : Module de l'écoulement relatif (l/s/km²).

S : Superficie du bassin versant (km²)

AN :

$$C_v = 0.78 - 0.29 \times \log_{10}(1.06) - 0.063 \times \log_{10}(89.88 + 1) \Rightarrow C_v = 0.65$$

- **Formule de L'Antonov**

$$C_v = \frac{0.7}{(S+1000)^{0.097}} \dots\dots\dots (III.37)$$

Avec :

S : Superficie du bassin versant (km²)

AN :

$$C_v = \frac{0.7}{(89.88+1000)^{0.097}} \Rightarrow C_v = 0.35$$

- **Formule de Kristekly Menkel**

$$C_v = \frac{0.83}{S^{0.06} \times M_0^{0.27}} \dots\dots\dots (III.38)$$

Avec :

M_0 : Module de l'écoulement relatif (l/s/km²).

S : Superficie du bassin versant (km²)

AN :

$$C_v = \frac{0.83}{89.88^{0.06} \times 1.06^{0.27}} \Rightarrow C_v = 0.62$$

• **Formule Algérienne de Padoun**

$$C_v = \frac{0.93 \times K}{M_0^{0.23}} \dots\dots\dots (III.39)$$

Avec :

M₀ : Module de l'écoulement relatif (l/s/km²).

K : Coefficient de réduction. On prend K = 0.66

AN :

$$C_v = \frac{0.93 \times 0.66}{1.06^{0.23}} \Rightarrow C_v = 0.60$$

Tableau III.20 Récapitulatif des caractéristiques de l'écoulement

Désignation		Symbole	Unité	Valeur
Module de l'écoulement		M _e	l/s	96.08
Module de l'écoulement relatif		M ₀	l/s/km ²	1.06
Lame d'eau écoulée		L _e	mm	33.71
Coefficient de l'écoulement		C _e	/	0.087
Coefficient de variation	Sokolovsky	C _v	/	0.65
	Antonov			0.35
	Kristekly Menkel			0.62
	Padoum			0.60
		Moyenne des coefficients de variations		0.555

- **Conclusion**

On opte la formule de **PADOUM** car elle nous donne la valeur de coefficient de variation la plus proche de la moyenne des valeurs.

Alors,

$$C_v = 0.60$$

III.3.2 Apports fréquentiels

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log Normale (Loi de Galton) qui est donnée par la formule suivante :

$$A_{\%} = \frac{A_o}{\sqrt{C_v^2+1}} e^{\mu \sqrt{\ln(C_v^2+1)}} \dots\dots\dots (III.40)$$

Avec :

$A_{\%}$: Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss.

A_o : Apport moyen annuel (Mm³). $\Rightarrow A_o = 3.03 \text{ Mm}^3$

C_v : Coefficient de variation. $\Rightarrow C_v = 0.60$

AN :

$$A_{\%} = \frac{3.03}{\sqrt{0.6^2+1}} e^{\mu \sqrt{\ln(0.6^2+1)}} \Rightarrow A_{\%} = 2.59 e^{0.55\mu}$$

Tableau III.21 Les apports fréquentiels

Période de retour	1.25	10	20	50	100	1000
Fréquence P (%)	80	10	5	2	1	0.1
Variable de GAUSS	-0.84	1.28	1.64	2.05	2.33	3.16
Apport (Mm ³)	1.63	5.24	6.38	8.00	9.33	14.73

Tableau III.22 Répartition mensuelle des apports

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Total
P(mm)	20.21	41.43	61.62	61.41	64.13	39.93	32.11	33.38	19.19	5.83	0.65	1.50	381.4
P(%)	5.30	10.86	16.16	16.10	16.81	10.47	8.42	8.75	5.03	1.53	0.17	0.39	100
A(Mm ³)	0.16	0.33	0.49	0.49	0.51	0.32	0.26	0.27	0.15	0.05	0.01	0.01	3.03

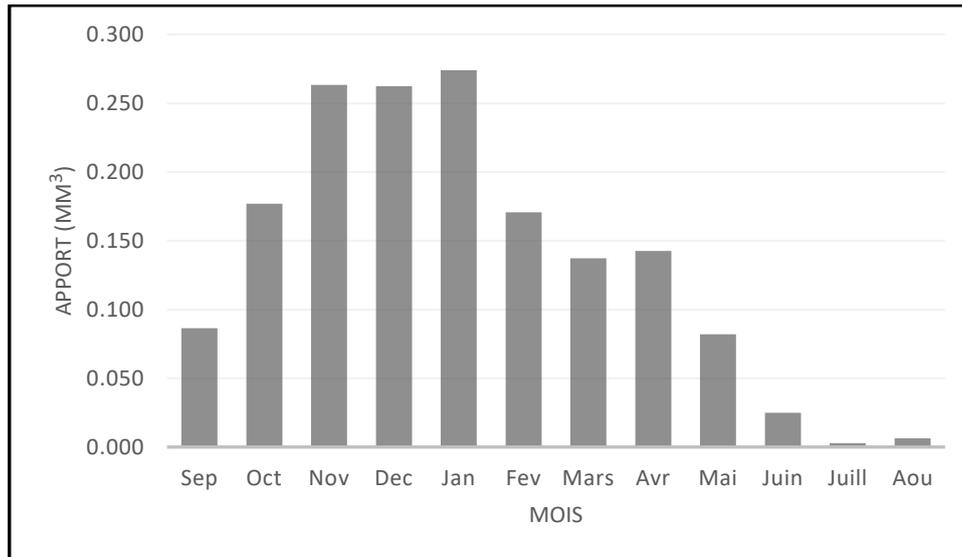


Figure III.18 : Répartition mensuelle de l'apport moyen

III.3.3 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations.

On a : $A_{80\%} = 3,03 \text{ Mm}^3$

Tableau III.23 Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Total
P(mm)	20.21	41.43	61.62	61.41	64.13	39.93	32.11	33.38	19.19	5.83	0.65	1.50	381.4
(%)	5.30	10.86	16.16	16.10	16.81	10.47	8.42	8.75	5.03	1.53	0.17	0.39	100
$A_{80\%}$ (Mm ³)	0.08	0.17	0.26	0.26	0.27	0.17	0.13	0.14	0.081	0.024	0.002	0.006	1.63

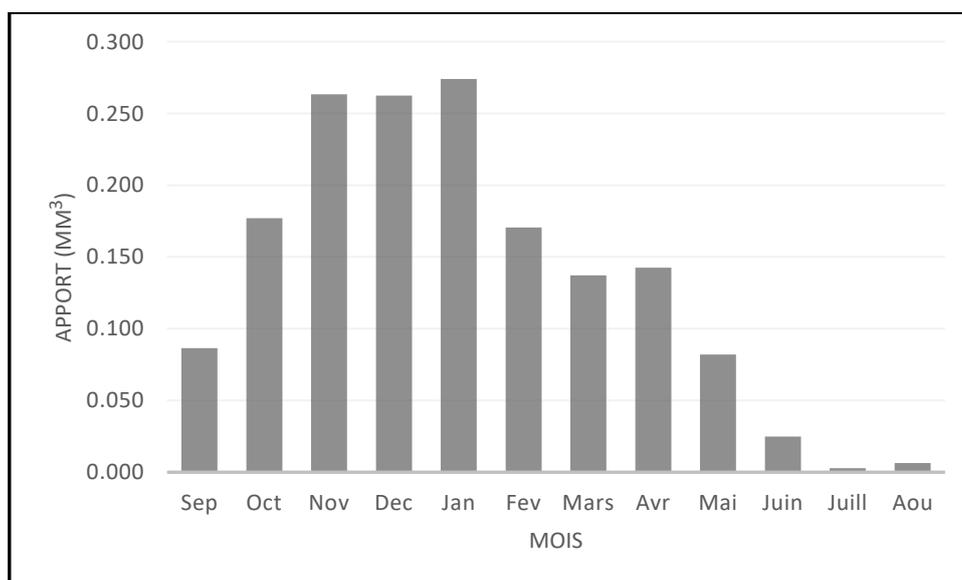


Figure III.19 : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%

III.3.4 Apports solides et estimation du volume mort

Sachant que les transports solides en suspension et charriés des cours d'eau sont susceptibles de diminuer le volume utile des retenues, donc l'évaluation de l'envasement est indispensable dans de tels cas pour que le dimensionnement de la retenue soit plus fiable vis-à-vis sa durée de vie. Pour cela on doit calculer les apports solides durant une année de service de la retenue et par défaut de manque de données sur les débits solides sur Oued Mouzoudj nous opterons pour des méthodes empiriques qui permettent d'établir une estimation acceptable de l'écoulement solide.

III.3.4.1/ Apport solide par suspension

En utilisant la formule suivante :

- **Formule de Tixeront**

Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité :

- **Le transport solide :**

$$T_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \dots\dots\dots (III.41)$$

Avec :

T_s : Le transport solide en ($t/km^2/an$).

L_e : La lame écoulée en (mm).

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant. $\Rightarrow \alpha = 35$

(Perméabilité moyenne à faible)

AN :

$$T_s = 350.33.71^{0.15} \Rightarrow T_s = 593.242 t/km^2/an$$

- **Le débit solide :**

$$Q_s = T_s \times S \dots\dots\dots (III.42)$$

Avec :

Q_s : Le débit solide (t/an).

T_s : Le transport solide en ($t/km^2/an$).

S : La surface du bassin versant (km^2).

AN :

$$Q_s = 593.24 \times 89.88 \Rightarrow Q_s = 53320.41 t/an$$

▪ **Le volume mort (suspension) :**

$$V_s(\text{suspension}) = 1.10 \frac{Q_s \times T}{\delta_s} \dots\dots\dots (III.43)$$

Avec :

V_s : Le volume mort (m^3).

Q_s : Le débit solide (t/an).

T : Le délai de service. $\Rightarrow T = 20 \text{ ans}$

δ_s : Le poids spécifique de la face humide. $\Rightarrow \delta_s = 1.3 \text{ t}/m^3$.

AN :

$$V_s(\text{suspension}) = 1.10 \frac{53320.41 \times 20}{1.35} \Rightarrow V_s(\text{suspension}) = 868\,925.2 \text{ m}^3$$

$$V_s(\text{suspension}) = 0,87 \text{ Mm}^3$$

III.3.4.2/ Apport solide par charriage

En général le transport solide par charriage est estimé en Algérie à (30 % à 40%) du transport solide en suspension,

$$V_s(\text{charriage}) = 0.35 \times V_s(\text{suspension}) \dots\dots\dots (III.44)$$

AN :

$$V_s(\text{charriage}) = 0.35 \times 868\,925.2 \Rightarrow V_s(\text{charriage}) = 304\,123.8 \text{ m}^3$$

$$V_s(\text{charriage}) = 0.304 \text{ Mm}^3$$

III.3.5 Volume mort total

Le volume mort total estimé pour 20 ans est :

$$V_s(\text{total}) = V_s(\text{suspension}) + V_s(\text{charriage}) \dots\dots\dots (III.45)$$

AN :

$$V_s(\text{total}) = 0.87 + 0.3 \Rightarrow V_s(\text{total}) = 1.173 \text{ Mm}^3$$

Donc : **$V_{\text{mort}} = 1\,173\,000,00 \text{ m}^3$**

III.4 Etudes des crues

L'étude des crues a pour but l'estimation des débits de pointe fréquentiels et la définition de la forme de l'hydrogramme. La détermination de ce hydrogramme ne reste pas sans difficultés quant au choix de la méthode utilisée surtout en absence de données.

Pour ce fait, des formules empiriques ont été développées pour l'estimation des débits maxima probables, et nous procéderons pour la construction de ces hydrogramme de crues par la méthode des isochrones ou la méthode de l'hydrogramme synthétique Les paramètres définissant une crue est :

- 1- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- 2- Le volume de la crue.
- 3- La forme de la crue (Hydrogramme de crues).
- 4- Le temps.

III.4.1 Détermination des débits maximums fréquentiels

Nous allons procéder à utiliser les formules empiriques à cause d'absences de données.

a- Formule de Mallet-Gauthier

Dans leur étude sur les problèmes de l'eau en Algérie, ils ont établi une formule exprimant le débit maximum de crue en fonction des précipitations, de la surface du bassin versant et d'un coefficient K qui tient compte des caractéristiques géographique et climatique du bassin versant.

$$Q_{max,p\%} = 2K \times \log(1 + 20P_{moy}) \times \frac{S}{\sqrt{L}} \times \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \dots\dots\dots (III.46)$$

Avec :

$Q_{max,p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3 / s).

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

S : Surface du bassin versant (km^2)

L : Longueur du talweg principal (km).

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin. $K = 1 \div 3 \Rightarrow K = 2$

T : Période de retour (an).

Le Tableau III.24 nous donne tous les résultats de calcul.

Tableau III.24 : Débit maximum de crue pour différent période de retour (Formule de Mallet-Gauthier)

Période de retour	10	20	50	100	1000	10 000
Fréquence	10	5	2	1	0.1	0.01
$Q_{max,p\%}$	121.20	143.16	167.84	184.33	230.79	269.35

b- Formule de Possenti

$$Q_{max,p\%} = \frac{\mu \times P_{max,j} \times S}{L_{cp}} \dots\dots\dots (III.47)$$

Avec :

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

μ : Coefficient compris entre 700 – 800. $\Rightarrow \mu = 750$

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (km).

S : Surface du bassin versant (km^2)

Les résultats de calculs sont regroupés dans le tableau suivant.

Tableau III.25 : Débit maximum de crue pour différent période de retour (Formule de POSSENTI)

Période de retour	10	20	50	100	1000	10 000
Fréquence	10	5	2	1	0.1	0.01
$P_{max,j\%}$	128	149	178	189	276	361
$Q_{max,p\%}$	367.79	428.13	511.46	543.07	793.05	1037.29

c- Formule de Turraza

$$Q_{max,p\%} = \frac{C \times S \times I_t}{3.6} \dots\dots\dots (III.48)$$

Avec :

 C : Coefficient de ruissellement en fonction de la période de retour donnée. S : Surface du bassin versant (km^2) I_t : Intensité des pluies fréquentielles (mm/h). $I_t = \frac{P_{max,j\%}}{T_c}$ T_c : Temps de concentration (h). $T_c = 2.62h$

Le tableau suivant représente les résultats de calcul.

Tableau III.26 : Débit maximum de crue pour différent période de retour (Formule de TURAZZA)

Période de retour	10	20	50	100	1000	10 000
Fréquence	10	5	2	1	0.1	0.01
C	0.55	0.6	0.65	0.7	0.8	0.9
I_t	48.85	56.87	67.94	72.14	105.34	137.79
$Q_{max,p\%}$	670.86	851.91	1102.53	1260.72	2104.06	3096.05

d- Formule de GIANDOTTI

$$Q_{max,p\%} = \frac{170 \times S \times (H_{moy} - H_{min})^{1/2}}{4 \times S^{1/2} + 1.5L} \times P_{tc} \dots\dots\dots (III.49)$$

Avec :

S : superficie du bassin versant (Km²).

L : longueur du talweg principal (Km).

H_{moy} , H_{min} : altitudes moyennes et minimales (en m).

P_{tc} : pluies de courte durée.(m)

III.4.2 Pluies de courte durée

A partir des pluies journalières maximales on a calculé les pluies de courte durée de même fréquence à partir de la formule suivante :

$$P_{tc} = P_{max,j\%} \left[\frac{T_c}{24} \right]^b \dots\dots\dots (III.50)$$

Où :

P_{tc} : pluie de courte durée de fréquence donnée (mm).

$P_{j\ max}$: pluie max. journalière de même fréquence (mm).

T_c : temps de concentration (heure). $T_c = 6.10 h$ (Calculé selon la formule de Giandotti)

b : coefficient climatique tel que $b=0,77$.

Tableau III.27 : Débit maximum de crue pour différent période de retour
(Formule de GIANDOTTI)

Période de retour	10	20	50	100	1000	10 000
Fréquence	10	5	2	1	0.1	0.01
$P_{max,j\%}$	128	149	178	189	276	361
P_{tc}	44.58	51.90	62.00	65.83	96.13	125.73
$Q_{max,p\%}$	199.39	232.10	277.27	294.41	429.93	562.34

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

		Possenti	Mallet-Gauthier	Turazza	Giandotti	Moyenne
F(%)	T (ans)	$Q_{max,p\%}$ (m ³ /s)				
10	10	367.7954	121.20	256.0535	199.3918	236.1102
5	20	428.1368	143.16	851.916	232.1045	413.8293
2	50	511.4655	167.84	1102.536	277.2792	514.7802
1	100	543.0729	184.33	1260.721	294.4144	570.6346
0.1	1000	793.0588	230.79	2104.061	429.9385	889.4621
0.01	10000	1037.298	269.35	3096.057	562.3471	1241.263

Donc sur la base de ces résultats, primitivement les valeurs adoptées sont celle de **Possenti** : car c'est la plus proche de la moyenne.

III.4.3 Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue qui regroupe les caractéristiques principales de la crue :

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

Pour le traçage de l'hydrogramme de crue, La méthode de Sokolovski est suivie, c'est une méthode 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.

a. **Pour la montée :**

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \dots\dots\dots (III.51)$$

b. **Pour la décrue :**

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots (III.52)$$

Avec :

t_m, t_d : temps de montée et de décrue.

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

$t_d = \delta t_m$ (Sokolovski)

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant ,il est pris en général compris entre (2 - 4) , celui-ci est fonction de la longueur du cours d'eau, de la perméabilité du bassin, on prend $\delta=3$.

Temps de base :	$t_b = t_m + t_d$
Temps de montée	$t_m = t_c = 2.62h$
Temps de décrue	$t_d = 3t_m = 7.86h$
	$t_b = t_m + t_d = 10.48 h$

Les résultats de calcul des débits de la crue ainsi que l'hydrogramme de crue par la méthode empirique pour les différentes périodes de retour sont illustrés dans le Tableau III.28 et la Figure III.20

Tableau III.28 : Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour

Tps (h)	$Q_{max}(10ans)$ (m ³ /s)	$Q_{max}(20ans)$ (m ³ /s)	$Q_{max}(50ans)$ (m ³ /s)	$Q_{max}(100ans)$ (m ³ /s)	$Q_{max}(1000ans)$ (m ³ /s)	$Q_{max}(10000ans)$ (m ³ /s)
La montée :						
0	0	0	0	0	0	0
0.5	13.39	15.59	18.63	19.78	28.88	37.78
1	53.58	62.37	74.51	79.11	115.53	151.11
1.5	120.55	140.33	167.65	178.01	259.95	340.00
2	214.32	249.48	298.04	316.46	462.13	604.45
2.5	334.87	389.81	465.68	494.46	722.08	944.45
2.62	367.79	428.13	511.46	543.07	793.06	1037.29
La décrue						
3	301.97	351.51	419.93	445.88	651.13	851.66
3.5	244.51	284.63	340.03	361.04	527.24	689.61
4	194.85	226.82	270.97	287.71	420.15	549.55
4.5	152.41	177.42	211.95	225.05	328.65	429.86
5	116.63	135.77	162.20	172.22	251.50	328.95
5.5	86.94	101.21	120.91	128.38	187.48	245.21
6	62.78	73.07	87.30	92.69	135.36	177.05
6.5	43.56	50.71	60.58	64.32	93.93	122.86
7	28.73	33.44	39.95	42.42	61.95	81.03
7.5	17.72	20.63	24.64	26.16	38.21	49.97
8	9.96	11.59	13.84	14.70	21.47	28.08
8.5	4.87	5.67	6.78	7.20	10.51	13.75
9	1.91	2.22	2.65	2.81	4.11	5.37
9.5	0.48	0.56	0.67	0.71	1.04	1.36
10	0.04	0.04	0.05	0.05	0.08	0.10
10.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

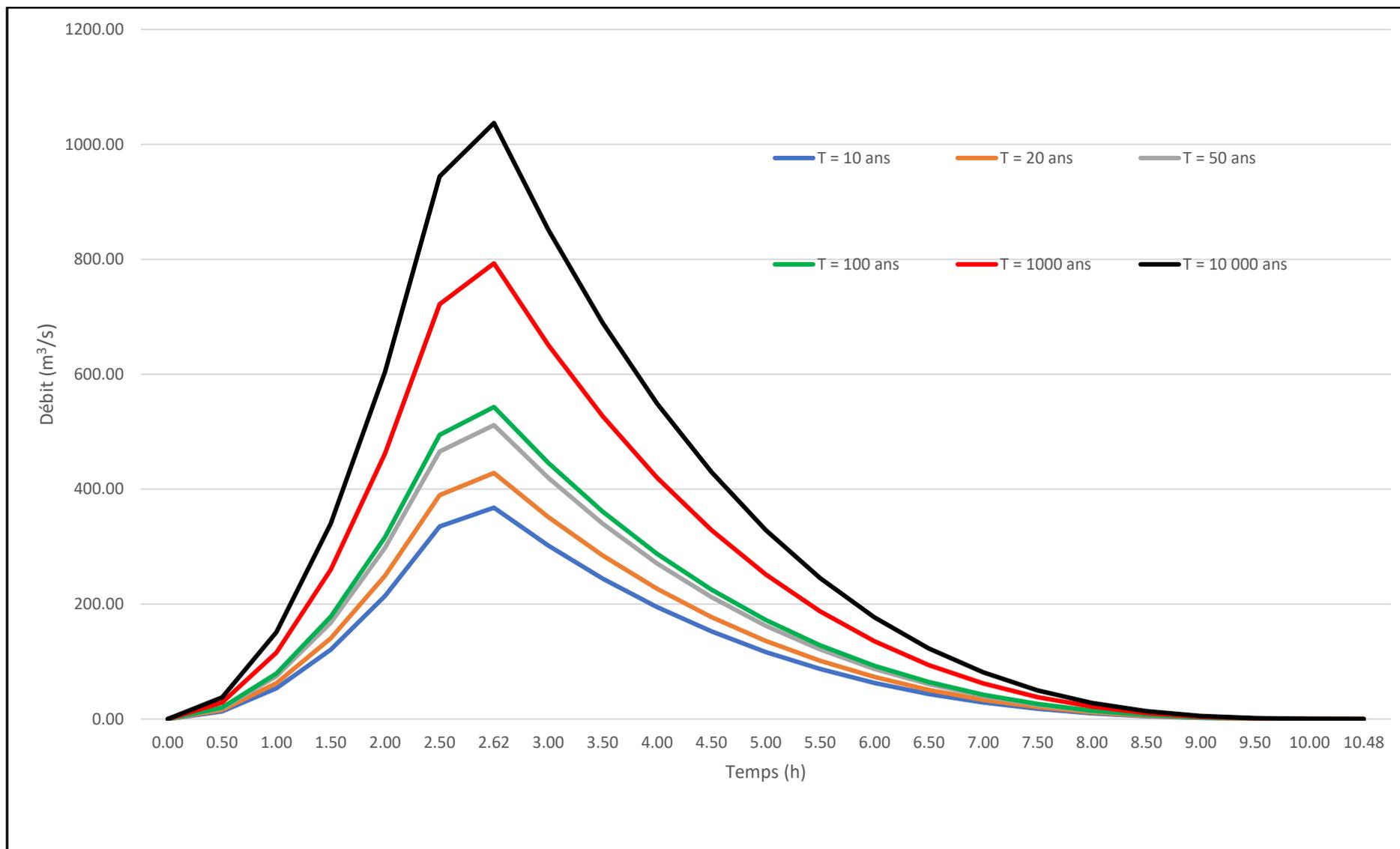


Figure III.20 : Représentation des hydrogrammes des crues pour différente période de retour avec la méthode empirique

III.4.4 Choix de la crue de projet

La crue de projet est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage capable d'évacuer sans dommages graves à l'aval. Pour cela il faut déterminer cette crue en prenant en compte l'effet de laminage par la retenue, elle est calculée sur la base d'un débit de pointe évalué à partir de l'étude du régime des crues.

Dans ce contexte, nous sommes amenées à faire un choix car il est évident que nous ne pourrions jamais protéger un ouvrage contre toutes les crues pouvant survenir, notre choix est porté sur une période de retour de crue, ce qui revient à accepter un certain risque qui devra être en rapport avec l'intérêt économique de l'ouvrage et les impératifs de sécurité. Dans notre cas, nous allons opter pour la crue 1000 ans voyant le risque potentiel et les dommages que causera la rupture du barrage qui sont très importants selon la classification du comité national australien des grands barrages (**CNAGB**), (les difficultés géologiques et géotechniques sont compliquées, et que le risque en aval est élevé) et vue l'importance du présent ouvrage, ainsi que la crue 1000 ans est la plus recommandée dans de cas pareils.

Tableau III.29 La crue de projet recommandée selon les catégories des dommages

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

Pour notre cas, les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), donc on opte pour la crue centennale :

$$Q_{1\%} = 543.07 \text{ m}^3/\text{s}$$

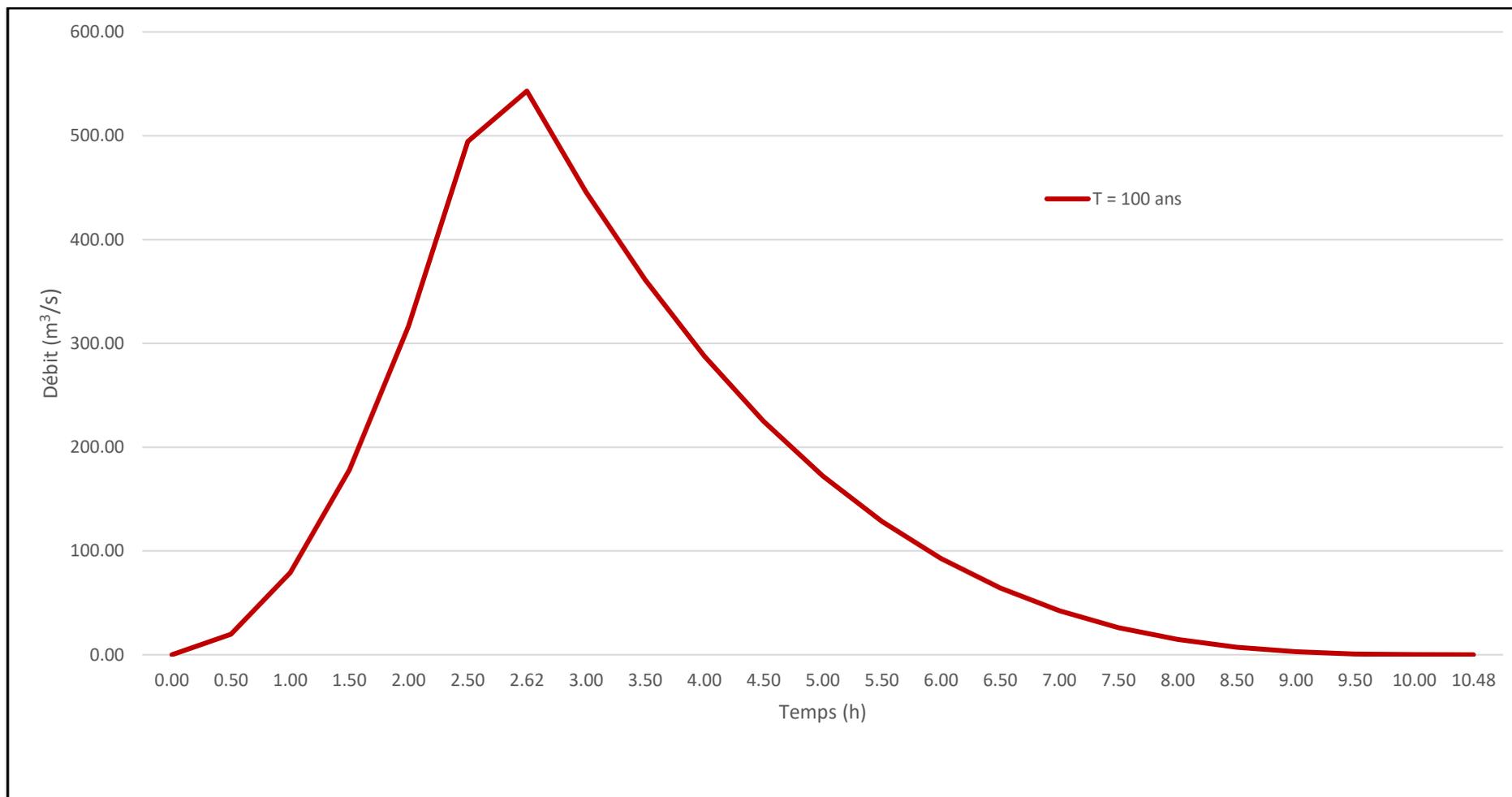


Figure III.21 : Représentation de l'hydrogramme de crue de projet à une période de retour de 100 ans

III.5 Régularisation

L'étude de régularisation du barrage projeté sur l'oued Mouzoudj a pour objectif de déterminer le volume de la réserve utile ainsi que le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière : est utilisée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.
- La régularisation interannuelle : est utilisée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation. Dans ce cas de figure, les eaux des saisons humides sont stockées pour être distribuées lors des saisons sèches.

Pour notre étude les deux types seront étudiés.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport $A_{80\%}$ (Mm^3).
- La consommation totale (Mm^3).
- Les infiltrations et l'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

III.5.1 Répartition mensuelle de l'apport 80% :

La répartition des apports mensuels est constituée par les apports de l'oued Mouzoudj.

Tableau III.30: Répartition mensuelle de l'apport 80%

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUL	AUO	Total
(%)	5.30	10.86	16.16	16.10	16.81	10.47	8.42	8.75	5.03	1.53	0.17	0.39	100
$A_{80\%}$ (Mm^3)	0.08	0.17	0.26	0.26	0.27	0.17	0.13	0.14	0.081	0.024	0.002	0.006	1.63

III.5.2 Répartition mensuelle des besoins

Tableau III.31 : Répartition mensuelle des besoins en eau

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUL	AUO	Total
Besoin (%)	3.5	1.7	1.1	2.9	3	4.1	4.9	9.6	16	16.8	17.9	18.5	100
Besoin (Mm^3)	0.04	0.02	0.01	0.03	0.04	0.05	0.06	0.12	0.19	0.20	0.21	0.22	1.25

Source : ANBT.

III.5.3 Calcul du volume utile

Pour calculer le volume utile du barrage, nous avons besoin de :

- L'apport annuel $A_{80\%}$.
- La consommation totale.
- Le volume mort de la retenue.

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

Le procédé de calcul

- Détermination de la période de bonne hydraulicité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires « V_s » et « V_d » respectivement.

Tels que $V_s = W - U$ Avec $W > U$ (+) (III.53)

$V_d = W - U$ Avec $W < U$ (-) (III.54)

- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.
- Calcul du volume à évacuer « S »

La période de bonne hydraulicité est celle du mois de Septembre jusqu'au mois d'Avril.

Les calculs se font comme suit :

$$V_{rf} = V_{ri} + (W - U) \quad \dots\dots\dots (III.55)$$

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final.

V_{ri} : Volume de remplissage initial.

W : Volume de l'écoulement (apport ou offre).

U : Volume de la consommation (Restitution ou demande).

III.5.3.1/ Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normales d'exploitation. C'est-à-dire à la côte du niveau normal de la retenue NNR.

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution, s'appelle temps de fonctionnement. A ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation la première et la deuxième :

- **Première consigne d'exploitation** : consiste à remplir le barrage jusqu'au NNR lors des crues et à restituer après. L'excédent d'eau est déversé par l'évacuateur de surface.
On se fixe le volume de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du niveau normal de la retenue NNR et du niveau du volume mort NVM que l'on ne doit pas dépasser.
- **Deuxième Consigne d'exploitation** : Consiste à faire des évacuations à vide par l'évacuateur de fond, remplir et ensuite restituer au consommateur.

Tableau III.1 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³)

Mois	W	U	W - U	1 ^{er} consigne			2 ^{eme} consigne		
				V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
					1,17			12,39	
SEP	0.084	0.04	0.04	1.21	1.21		1.21	1.17	0.04
OCT	0.17	0.02	0.15	1.36	1.36		1.32	1.17	0.15
NOV	0.26	0.01	0.25	1.61	1.61		1.42	1.23	0.19
DEC	0.26	0.03	0.23	1.83	1.83		1.45	1.45	
JAN	0.27	0.04	0.23	2.06	1.89	0.17	1.69	1.69	
FEV	0.17	0.05	0.12	2.01	1.89	0.12	1.81	1.81	
MAR	0.13	0.06	0.07	1.96	1.89	0.07	1.87	1.87	
AVR	0.14	0.12	0.02	1.91	1.89	0.02	1.89	1.89	
MAI	0.081	0.19	-0.11	1.78	1.78		1.78	1.78	
JUN	0.024	0.20	-0.18	1.60	1.60		1.61	1.61	
JUI	0.002	0.21	-0.21	1.39	1.39		1.39	1.39	
AOU	0.006	0.22	-0.22	1.17	1.17		1.18	1.18	
Total	1.63	1.25	0.38			0.38			0.38

Avec : V_{rf} : Volume de remplissage final ; V_{ri} : Volume de remplissage initial ; S : Volume excédentaire à évacue

Du tableau précédent on a :

$$V_s = 1.11 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 0.71 \text{ Mm}^3 \quad \Rightarrow \quad V_s > V_d$$

Alors, la retenue fonctionne à un seul temps :

$$V_u = V_d$$

$$V_u = 0.71 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m \quad \dots\dots\dots (III.56)$$

$$V_{NNR} = 1.17 + 0.71$$

$$V_{NNR} = 1.89 \text{ Mm}^3$$

Le graphique d'exploitation est représenté dans la figure suivante :

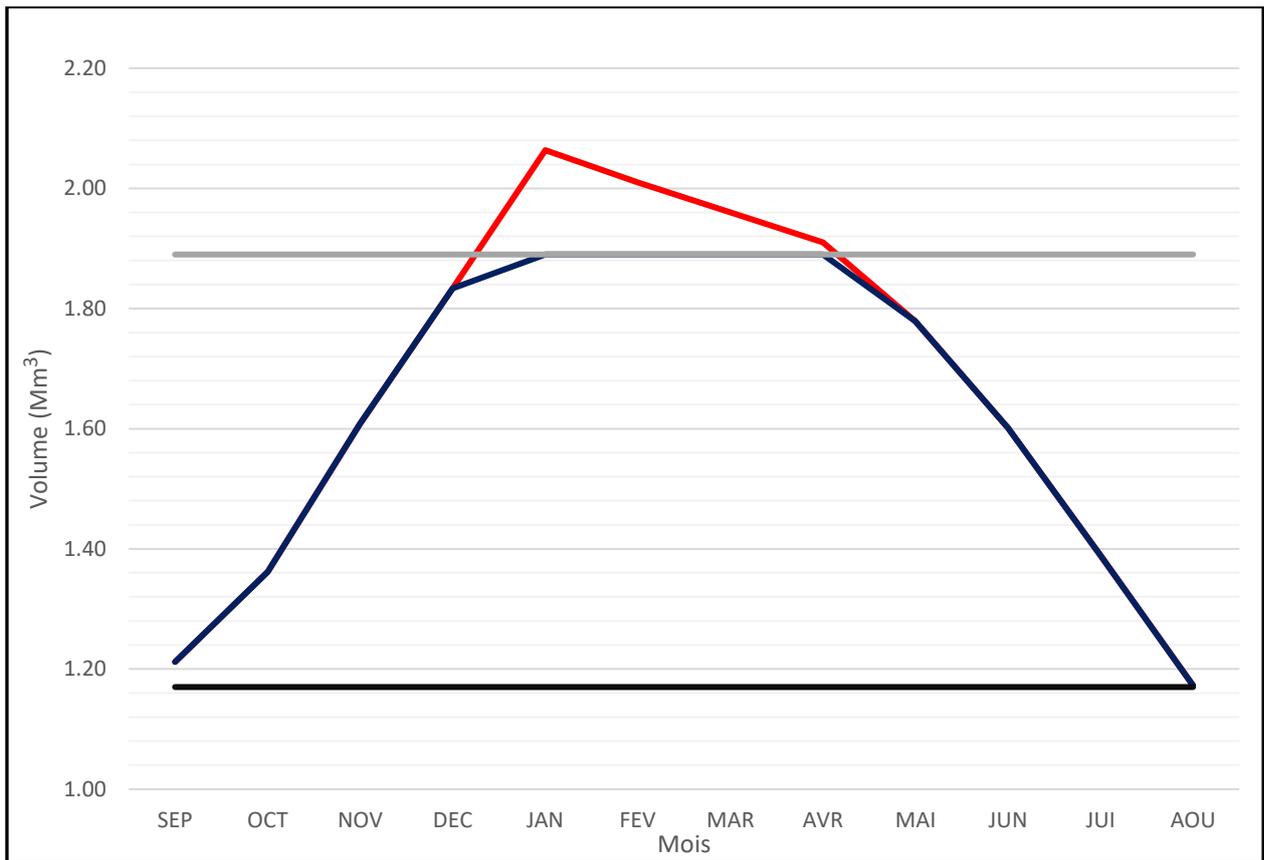


Figure III.22 : Graphique d'exploitation.

III.5.3.2/ Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

a- Pertes par évaporation

$$V_{ep} = S_{moy} \times E_s \dots\dots\dots (III.57)$$

Avec :

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

E_s : Évaporation mensuelle (mm).

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

Le volume moyen :
$$V_{moy} = \frac{V_{rf,i} - V_{rf,i+1}}{2} \dots\dots\dots (III.58)$$

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

Tableau III.33 Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Auo	Années
E_v mm	130	86	56	42	43	54	85	110	138	154	168	156	1222
E_v%	10.6	7.0	4.6	3.4	3.5	4.4	7.0	9.0	11.3	12.6	13.7	12.8	100.0

b- Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf,mens} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100} \dots\dots\dots (III.59)$$

Avec :

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

V_{moy} : Le volume moyen

δ : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques de la cuvette (Tableau III.34).

Tableau III.34 : Valeurs du coefficient δ

Conditions hydrogéologiques	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	% du volume moyen	
		Année	Mois
Sol à faible perméabilité	0 à 50	10 à 20	0.5 à 1.0
Sol à perméabilité moyenne	50 à 100	10 à 20	1.0 à 1.5
Sol à forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1.5 à 3.0

Dans notre cas, on a un sol à perméabilité moyenne alors on opte pour $\delta = 1.5$

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau ci-après.

Tableau III.35 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes en (Mm^3)

Mois	W (Mm^3)	U (Mm^3)	V_{rf} (Mm^3)	V_{moy} (Mm^3)	S_{moy} (km^2)	E_s (mm)	V_{ev} (Mm^3)	V_{inf} (Mm^3)	Π (Mm^3)	$W - \Pi - U$ (Mm^3)
SEP	0.084	0.04	0.04	1.191	0.591	130	0.077	0.024	0.101	-0.061
OCT	0.17	0.02	0.15	1.287	0.613	86	0.053	0.026	0.078	0.072
NOV	0.26	0.01	0.25	1.485	0.681	56	0.038	0.030	0.068	0.182
DEC	0.26	0.03	0.23	1.721	0.914	42	0.038	0.034	0.073	0.157
JAN	0.27	0.04	0.23	1.862	0.952	43	0.041	0.037	0.078	0.152
FEV	0.17	0.05	0.12	1.890	0.997	54	0.054	0.038	0.092	0.028
MAR	0.13	0.06	0.07	1.890	0.997	85	0.085	0.038	0.123	-0.053
AVR	0.14	0.12	0.02	1.890	0.997	110	0.110	0.038	0.147	-0.127
MAI	0.081	0.19	-0.11	1.835	0.939	138	0.130	0.037	0.166	-0.276
JUN	0.024	0.20	-0.18	1.690	0.878	154	0.135	0.034	0.169	-0.349
JUI	0.002	0.21	-0.21	1.495	0.796	168	0.134	0.030	0.164	-0.374
AOU	0.006	0.22	-0.22	1.281	0.611	156	0.095	0.026	0.121	-0.341
Total	1.63	1.25	0.38	19.517	9.966	1222	0.989	0.390	1.379	-0.999

c- Conclusion

On remarque que la consommation est supérieure aux apports ce qui signifie que la régularisation saisonnière ne peut pas satisfaire les besoins, alors on va procéder à une régularisation interannuelle.

III.5.3.3/ Régularisation interannuelle

On fait une régularisation interannuelle quand la consommation dépasse l'apport, on accumule les eaux durant les années humides et on la restitue pendant les années sèches, le cycle de remplissage et de la restitution peut durer plusieurs années.

Pour le calcul de la régularisation interannuelle, on opte pour la méthode de Kristekly Menkel.

Le volume utile dans le cas d'une régularisation interannuelle est égal :

$$V_{u,int} = (\beta_s + \beta_{pa}) \times W_0 \quad \dots\dots\dots (III.60)$$

Avec :

β_s : Composante saisonnière du volume utile

β_{pa} : Composante pluriannuelle (interannuelle) du volume utile.

W_0 : Apport moyen interannuel.

a- La composante saisonnière du volume utile

$$\beta_s = \alpha(T_{\text{étiage}} - W_{\text{étiage}}) \quad \dots\dots\dots (III.61)$$

Où $T_{\text{étiage}} = \frac{N_{\text{étiage}}}{12} \quad \dots\dots\dots (III.62)$

$$W_{\text{étiage}} = \frac{\sum_1^{N_{\text{étiage}}} W_i}{\sum_1^{12} W_i} \quad \dots\dots\dots (III.63)$$

Avec :

α : Coefficient de régularisation $\alpha = (0.8 \div 0.9)$.

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

$N_{\text{étiage}}$: Nombre de mois de l'étiage dans une année.

$W_{\text{étiage}}$: Volume relative de l'écoulement pendant l'étiage.

AN:

$$W_{\text{étiage}} = \frac{0.637}{1.63} \quad \Rightarrow \quad W_{\text{étiage}} = 0.39$$

$$T_{\text{étiage}} = \frac{7}{12} \quad \Rightarrow \quad T_{\text{étiage}} = 0.58$$

$$\beta_s = 0.9(0.58 - 0.39) \Rightarrow \quad \beta_s = 0.171$$

La capacité saisonnière est : $V_s = \beta_s \times W_0 \Rightarrow V_s = 0.278 \text{ Mm}^3 \text{ (} W_0 = 1.63 \text{ Mm}^3 \text{)}$

a- La composante pluriannuelle (interannuelle) du volume utile

$$\beta_{pa} = \max Z_{p\%} \dots\dots\dots \text{(III.64)}$$

$$\beta_{pa} = \max \left[(\alpha - K_p^{(n)}) \right] \cdot n \dots\dots\dots \text{(III.65)}$$

$$\beta_{pa} = \max \left[\left(\alpha - \left(\frac{F_{p\%} C_v}{\sqrt{n}} + 1 \right) \right) \right] \cdot n \dots\dots\dots \text{(III.66)}$$

Avec :

$Z_{p\%}$: Le déficit d'écoulement.

α : Coefficient de régularisation.

$K_p^{(n)}$: Coefficient de débit pour 1,2,3..., n années de régularisation (n est indice)

$F_{p\%}$: Probabilité de garantie (déterminé à partir la table de FOSTER-RYNKIN) en fonction de Cs et P%

C_s, C_v : Coefficient d'asymétrie et de variation de la série des pluies annuelles

Tels que : $C_s^{(n)} = \frac{C_s^{(1)}}{\sqrt{n}} \quad \text{et} \quad C_v^{(n)} = \frac{C_v^{(1)}}{\sqrt{n}} \dots\dots\dots \text{(III.67)}$

n : Nombre d'années de régularisation.

Le calcul est dans le tableau suivant :

Tableau III.36 Résultat de calcul de la composante interannuelle

n	\sqrt{n}	$C_v^{(n)}$	$C_s^{(n)}$	$F_{95\%}$	$K_{95\%}^{(n)} = C_v^{(n)} \cdot F_{95\%} + 1$	$Z_{95\%} = (\alpha - K_{95\%}^{(n)}) \cdot n$	
						$\alpha = 0.8$	$\alpha = 0.9$
1	1	0,65	1,3	-1,21	0,214	0,587	0,6865
2	1,414	0,460	0,919	-1,21	0,444	0,712	0,9123
3	1,732	0,375	0,751	-1,21	0,546	0,762	1,0623
4	2,000	0,325	0,650	-1,21	0,607	0,773	1,1730
5	2,236	0,291	0,581	-1,21	0,648	0,759	1,2587
6	2,449	0,265	0,531	-1,21	0,679	0,727	1,3265
7	2,646	0,246	0,491	-1,21	0,703	0,681	1,3809
8	2,828	0,230	0,460	-1,21	0,722	0,625	1,4246
9	3,000	0,217	0,433	-1,21	0,738	0,560	1,4595
10	3,162	0,206	0,411	-1,21	0,751	0,487	1,4871
11	3,317	0,196	0,392	-1,21	0,763	0,409	1,5085
12	3,464	0,188	0,375	-1,21	0,773	0,325	1,5245
13	3,606	0,180	0,361	-1,21	0,782	0,236	1,5358
14	3,742	0,174	0,347	-1,21	0,790	0,143	1,5428
15	3,873	0,168	0,336	-1,21	0,797	0,046	1,5461
16	4,000	0,163	0,325	-1,21	0,803	-0,054	1,5460
17	4,123	0,158	0,315	-1,21	0,809	-0,157	1,5428
18	4,243	0,153	0,306	-1,21	0,815	-0,263	1,5368
19	4,359	0,149	0,298	-1,21	0,820	-0,372	1,5283
20	4,472	0,145	0,291	-1,21	0,824	-0,483	1,5173
21	4,583	0,142	0,284	-1,21	0,828	-0,596	1,5042
22	4,690	0,139	0,277	-1,21	0,832	-0,711	1,4890
23	4,796	0,136	0,271	-1,21	0,836	-0,828	1,4719
24	4,899	0,133	0,265	-1,21	0,839	-0,947	1,4530
25	5,000	0,130	0,260	-1,21	0,843	-1,068	1,4325
26	5,099	0,127	0,255	-1,21	0,846	-1,190	1,4104
27	5,196	0,125	0,250	-1,21	0,849	-1,313	1,3868
28	5,292	0,123	0,246	-1,21	0,851	-1,438	1,3618
29	5,385	0,121	0,241	-1,21	0,854	-1,565	1,3354
30	5,477	0,119	0,237	-1,21	0,856	-1,692	1,3078
31	5,568	0,117	0,233	-1,21	0,859	-1,821	1,2790
32	5,657	0,115	0,230	-1,21	0,861	-1,951	1,2491
33	5,745	0,113	0,226	-1,21	0,863	-2,082	1,2181
34	5,831	0,111	0,223	-1,21	0,865	-2,214	1,1860
35	5,916	0,110	0,220	-1,21	0,867	-2,347	1,1530
36	6,000	0,108	0,217	-1,21	0,869	-2,481	1,1190
37	6,083	0,107	0,214	-1,21	0,871	-2,616	1,0841
38	6,164	0,105	0,211	-1,21	0,872	-2,752	1,0483
39	6,245	0,104	0,208	-1,21	0,874	-2,888	1,0117
40	6,325	0,103	0,206	-1,21	0,876	-3,026	0,9743

Du tableau précédent on tire la composante pluriannuelle (interannuelle)

$$\beta_{pa} = 1.5461 \quad \text{Pour } \alpha = 0.9$$

La capacité interannuelle est : $V_{int} = \beta_{pa} \times W_0 \Rightarrow V_{int} = 2.52 \text{ Mm}^3$ ($W_0 = 1.63 \text{ Mm}^3$)

Le volume utile dans le cas d'une régularisation interannuelle :

$$V_{u,int} = (0.054 + 1.5461) \times 1.63 \Rightarrow V_{u,int} = 2.60 \text{ Mm}^3$$

La capacité du barrage au niveau normal de la retenue est :

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

$$V_{NNR} = 2.60 + 1.17$$

$$V_{NNR} = 3.77 \text{ Mm}^3$$

b- Conclusion

Dans cette partie on a déterminé les différents paramètres hydrologiques : la cote du niveau mort, la cote du niveau normale de la retenue, le volume mort, le volume utile, le volume normale de la retenue.

Tableau III.37 Les différents paramètres hydrologiques

Désignation	Unité	Valeur
NVM	<i>m NGA</i>	61.40
NNR	<i>m NGA</i>	68.7
Volume mort	<i>Mm</i> ³	1.17
Volume utile	<i>Mm</i> ³	2.60
Volume normal de la retenue (NNR)	<i>Mm</i> ³	3.77

Ces résultats nous aident pour la détermination de la hauteur de barrage en ajoutant la hauteur réservée pour le volume forcé et une revanche de sécurité. Ils permettent aussi de calculer la ligne d'eau dans l'évacuateur de crues après le calcul de laminage.

III.6 Laminage des crues

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

$$Q dt = q \cdot dt + S \cdot dh \quad \dots\dots\dots (III.68)$$

Avec :

Q : Le débit entrant de la crue

q : Le débit déversé par l'évacuateur de crue (débit laminé).

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

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \quad \dots\dots\dots (III.69)$$

Avec :

$\frac{dh}{dt}$: La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

Il existe plusieurs procédés de calcul comme ceux de Hildenblate, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step By Step, Muskingum ainsi que d'autres méthodes, la méthode de MUSKINGUM est utilisée dans ce travail

III.6.1 Méthode de MUSKINGUM (FREAD, D.L. 1993)

III.6.1.1 Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière

Le mouvement de l'eau durant une période de crue dans un tronçon de rivière ou d'égout obéit aux équations de Saint-Venant. Ces équations traduisent la conservation de la masse et de la quantité de mouvement le long d'un tronçon orienté selon la direction principale d'écoulement X . L'équation de la quantité de mouvement se présente comme suit :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gA(S_0 - S_f) + q \frac{Q}{A} \quad \dots\dots\dots (III.70)$$

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

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad \dots\dots\dots (III.71)$$

En plus des notations habituelles, q désigne dans ces équations le débit latéral par unité de longueur du tronçon de rivière, débit qui entre dans le tronçon ou en sort.

La signification des cinq termes de l'équation (III.70) est la suivante :

- a) Le terme 1 représente l'accélération temporelle locale. Plus précisément, il rend compte de la vitesse de la variation du débit durant la crue. A titre d'exemple, si le débit de crue augmente

de $1 \text{ m}^3/\text{s}$ à $2 \text{ m}^3/\text{s}$ en une heure, ce terme vaut $\frac{(1 \text{ m}^3/\text{s} + 2 \text{ m}^3/\text{s})}{3600\text{s}} = 2,7 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$.

L'importance relative de ce terme, qui en l'occurrence est faible, doit être comparée avec celle des autres termes apparaissant dans l'équation.

- b) Le terme 2 représente l'accélération convective qui peut exister quand il y a un changement dans la géométrie (élargissement, rétrécissement). En absence de changement de section ce terme peut être négligé.
- c) Le terme 3 traduit le bilan des forces de pression dues au changement de la profondeur y avec l'abscisse x .
- d) Le terme 4 exprime les forces de gravité (S_0) et les forces de frottement (S_f).
- e) Le terme 5 exprime l'apport ou ma perte de la quantité du mouvement dus à un apport ou une perte d'eau sur le côté latéral.

La résolution des deux équations précédentes est faisable mais pose parfois des difficultés d'ordre pratique et numérique (CUNGE et WEGNER 1964). On a ainsi souvent cherché à simplifier ce système selon les applications et les contextes.

D'après plusieurs études (CUNGE et al. 1980), les trois premiers termes de l'équation III.70 peuvent être négligés pour la plupart des crues dans les rivières, si bien que l'équation III.73 devient en l'absence d'apport de débit latéral :

$$S_0 = S_f$$

L'équation de continuité (l'équation III.71) peut être mise sous la forme suivante :

$$I - O = \frac{dS}{dt} \quad \dots\dots\dots \text{(III.72)}$$

Avec :

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

O : (OUTPUT ou Outflow) désigne le débit de sortie Q_s .

S : Désigne l'emménagement d'eau dans le tronçon.

L'équation III.71 exprime tout simplement le principe de conservation de la masse. Le taux de variation de l'emménagement est égal à la différence entre les débits entrant et sortant.

III.6.1.2 Méthode de MUSKINGUM

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t_1 et t_2 , l'équation 64 s'écrit :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} I dt - \int_{t_1}^{t_2} O dt \quad \dots\dots\dots \text{(III.73)}$$

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

$$S_2 - S_1 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right) \Delta t \quad \dots\dots\dots \text{(III.74)}$$

La résolution du problème consiste à déterminer O_1 et O_2 , connaissant I_1 et I_2 . L'équation III.66 ne peut être utile que si l'on dispose d'une fonction d'emménagement pour déterminer S_1 et S_2 .

III.6.1.3 Principe de la méthode de résolution

Le laminage à travers un réservoir est dû à la restriction qui limite le débit de sortie lorsque l'évacuation s'opère par le fond, à travers une vanne ou un orifice. Dans le cas d'un barrage déversoir de grande surface, le débit d'entrée ne produit qu'une faible variation de la hauteur d'eau. C'est justement cette hauteur dans le réservoir qui gouverne le débit de sortie qui se voit ainsi laminé. Lorsque le déversoir est muni d'une contraction latérale, le laminage est encore plus prononcé.

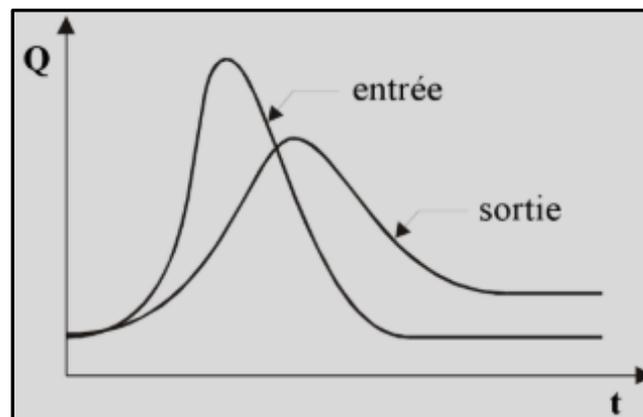


Figure III.23 : Laminage à travers un barrage.

Pour traduire le bilan d'eau, l'équation III.74 s'applique encore. Elle peut être réécrite :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_2 \quad \dots\dots\dots (III.75)$$

Cette équation permet de résoudre partiellement le problème car elle permet de calculer la quantité inconnue $[2S_2/\Delta t + O_2]$ en fonction d'autres quantités toutes connues qui figurent dans le membre de droite. Rappelons que les indices 1 et 2 désignent respectivement le début et la fin d'un intervalle de temps I_1 et I_2 , qui représentent les débits d'entrée au début et à la fin de l'intervalle, sont connus car l'hydrogramme d'entrée du réservoir est supposé connu à tous les instants. S_1 et O_1 sont connus car ils constituent les conditions initiales qui prévalent avant le début de la crue. Au cours de la crue, S_1 et O_1 sont connus à cause de la récursivité des calculs. Le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent.

La question qui se pose est : comment calculer le débit de sortie O_2 à partir de la quantité connue $[2S_2/\Delta t + O_2]$?

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique $2 \frac{S}{\Delta t} + O = f(O)$. Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir. Elle ne dépend que des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation.

Comme il sera démontré dans les deux prochains paragraphes, le stockage S et le débit de sortie dépendent de la profondeur h dans le réservoir. On se donne arbitrairement un certain nombre de valeurs de h pour couvrir adéquatement les plages de variation en période de crue et on calcule les différents débits de sortie.

III.6.1.4/ Calcul du débit de sortie

Il y a plusieurs types d'évacuation de l'eau des réservoirs. Globalement, on peut pratiquement tous les intégrer dans l'une ou l'autre des deux familles suivantes :

- 1) Évacuation a surface libre par un déversoir (Figure III.24). Dans ce cas, le débit de sortie se calcule par une relation de la forme :

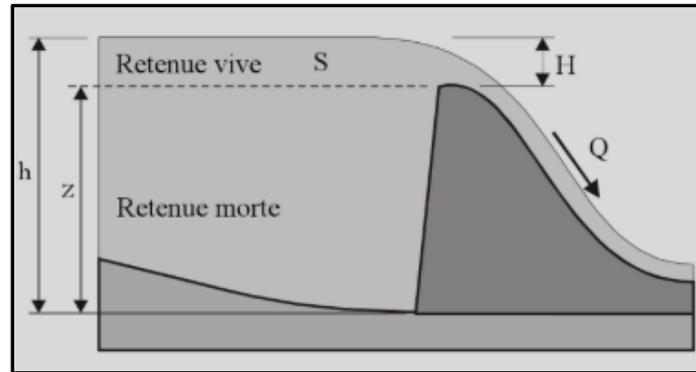


Figure III.24 : Evacuateur à surface libre

$$Q = C.B.H^{3/2} = C.B.(h - z)^{3/2} \dots\dots\dots (III.76)$$

Avec :

C : Constante qui tient compte de la forme du déversoir.

B : La largeur de déversoir.

H : La charge au-dessus de la crête *z* en avant du déversoir.

h : La profondeur d'eau en amont du déversoir

- 2) Évacuation par le fond à travers une vanne ou un orifice le débit se calcule alors par une relation de la forme :

$$Q = mA\sqrt{2gh} \dots\dots\dots (III.77)$$

Avec :

m : Constante de débit.

A : La section d'écoulement.

h : La hauteur d'eau à partir du centre de la section d'écoulement jusqu'à la surface libre.

III.6.1.5/ Calcul du volume stocké

Quand la section *A* du réservoir est constante, le calcul du volume stocké *S* pour une profondeur *h* donnée se fait à l'aide de la formule simple suivante :

$$S = Ah \dots\dots\dots (III.78)$$

Ceci est le cas pour certains bassins de rétention artificiels construits en milieu urbain.

Pour les réservoirs naturels, les berges ne sont pas verticales. Les courbes d'emmagasinement se présentent alors sous la forme :

$$S = a_0 + a_1h + a_2h^2 + a_3h^3 + \dots + a_nh^n \dots\dots\dots (III.79)$$

Les coefficients $a_0, a_1, a_2, a_3 \dots a_n$ qui sont propres à chaque réservoir, doivent être déterminés à partir des relevés géodésiques sur le fond et les berges.

Que la section soit constante ou variable avec la profondeur, la connaissance de h permet de déterminer le volume stocké.

- **Application de la méthode de Muskingum pour une largeur de déversoir $b=10$ m**

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

$$Q = mb\sqrt{2g}H^{3/2} \dots\dots\dots (III.80)$$

Pour $b = 10$ m et $m = 0.49$ on obtient $Q = 21.7H^{3/2}$

Les surfaces inondées et les volumes stockés dans la retenue peuvent être modélisées par les équations suivantes :

La courbe capacité – hauteur :

$$V(Mm^3) = -0.0009H^3 + 0.0791H^2 - 0.2627H + 0.245 \dots\dots\dots (III.81)$$

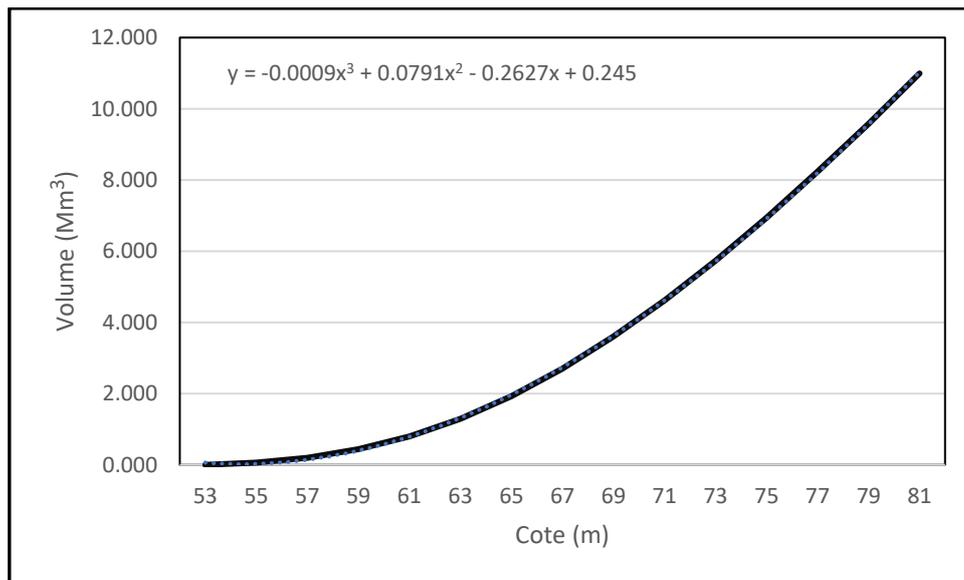


Figure III.25: Modélisation de la courbe capacité- hauteur

La courbe surface – hauteur :

$$S(km^2) = -0.0008H^3 + 0.0464H^2 - 0.1155 \times H + 0.0953 \dots\dots\dots (III.82)$$

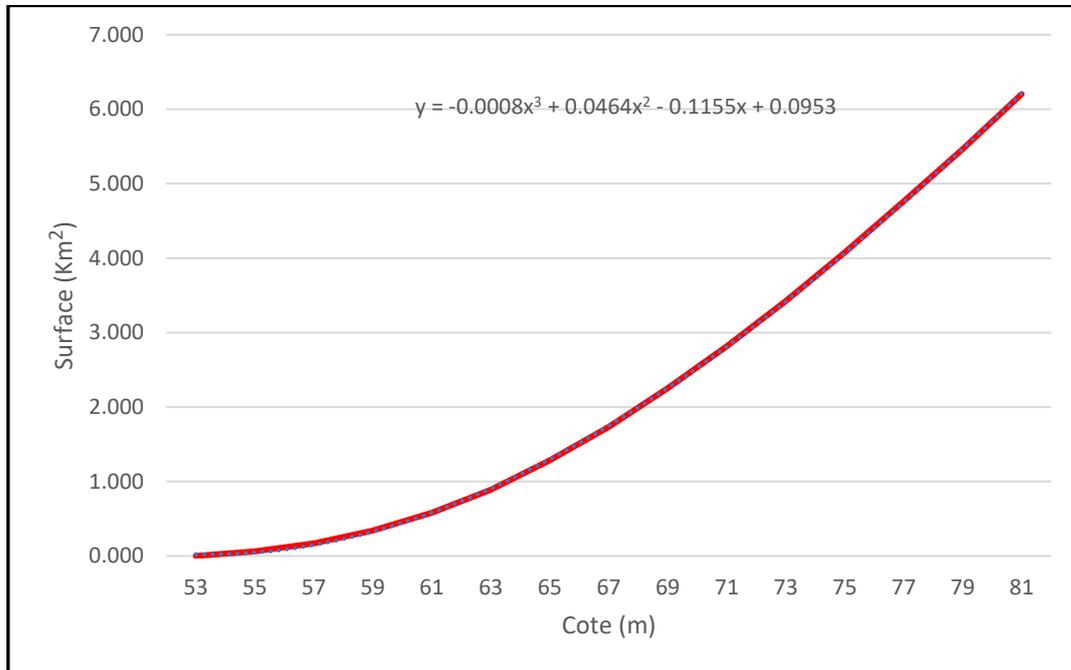


Figure III.26 : Modélisation de la courbe surface-hauteur

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage $f(Q_s) = 2 \frac{S}{\Delta t} + Q_s$:

Initialement le débit de sortie $Q_s = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ et la hauteur $H = 0 \text{ m}$, le volume stocké $V_s = 0 \text{ m}^3$.

La valeur maximale de débit d'entrée $Q_e = 543.07 \text{ m}^3/\text{s}$ nous donne la plage à couvrir avec le variable H : $543.07 = 21.7 H^{3/2}$, soit $H_{max} = 8.55 \text{ m}$

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le Tableau III.38

Tableau III.2 : Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour b=10 m

H	Cote (m NGA)	S (km2)	Qs(m3/s)	2S/Δt + Qs
0	68.7 (NNR)	2.177	0	0
1	69.7	2.451	21.70429	2745.038
2	70.7	2.731	61.389	6130.278
3	71.7	3.0285	112.7788	10207.78
4	72.7	3.3335	173.6343	14989.19
5	73.7	3.597	242.6613	19284.88
6	74.7	3.804	318.9866	23837.88
7	75.7	4.029	401.9691	28684.19
8	76.7	4.287	491.112	33678.89
8.55	77.25	4.415	543.07	33730.4

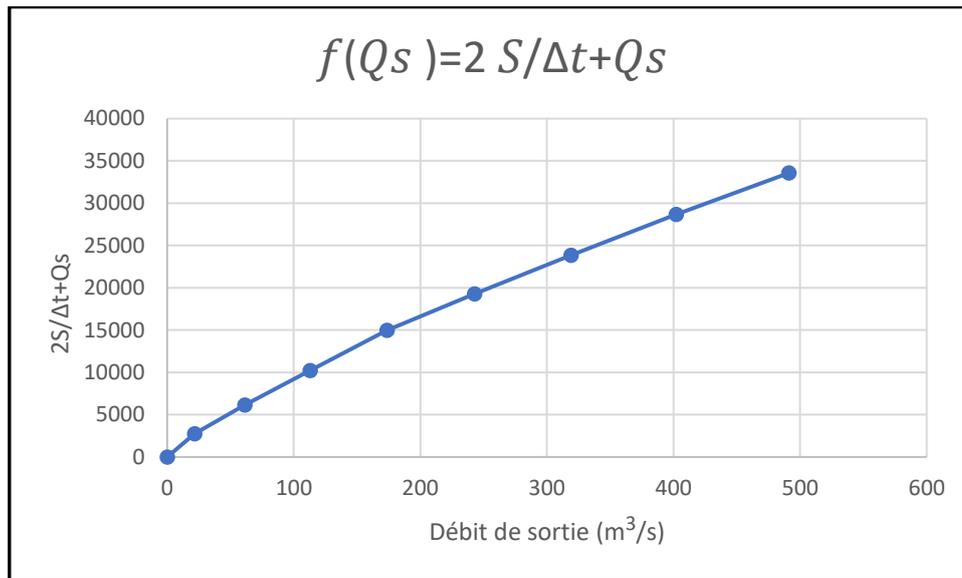


Figure III.27 : Courbe caractéristique du barrage pour $b=10$ m

Utilisons la courbe caractéristique du barrage et l'équation :

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

On détermine l'hydrogramme des débits de sortie.

Tableau III.3 : Calcul de l'hydrogramme de sortie pour $b=10$ m

Temps (Heurs)	I (m^3/s)	$I_1 + I_2$ (m^3/s)	$2S/\Delta t + Q_s$ (m^3/s)	$\left(\frac{2S}{\Delta t} + Q_s\right) - 2Q_s$ (m^3/s)	Q_s (m^3/s)
0	0.000	0.000	0.000	1.038	-0.519
0.5	19.780	19.780	20.818	22.319	-0.750
1	79.110	98.890	121.209	121.344	-0.068
1.5	178.010	257.120	378.464	374.975	1.745
2	316.460	494.470	869.445	858.542	5.451
2.5	494.460	810.920	1669.462	1645.156	12.153
2.62	543.070	1037.530	2682.686	2639.215	21.736
3	445.880	988.950	3628.165	3564.809	31.678
3.5	361.040	806.920	4371.729	4291.513	40.108
4	287.710	648.750	4940.263	4846.498	46.883
4.5	225.050	512.760	5359.258	5255.171	52.044
5	172.220	397.270	5652.441	5540.972	55.734
5.5	128.380	300.600	5841.572	5725.275	58.148
6	92.690	221.070	5946.345	5827.352	59.497
6.5	64.320	157.010	5984.362	5864.387	59.988
7	42.420	106.740	5971.127	5851.494	59.817
7.5	26.160	68.580	5920.074	5801.758	59.158
8	14.700	40.860	5842.618	5726.294	58.162
8.5	7.200	21.900	5748.194	5634.288	56.953
9	2.810	10.010	5644.298	5533.036	55.631
9.5	0.710	3.520	5536.556	5428.020	54.268
10	0.050	0.760	5428.780	5322.954	52.913
10.5	0.000	0.050	5323.004	5219.821	51.592
11	0.000	0.000	5219.821	5119.199	50.311
11.5	0.000	0.000	5119.199	5021.059	49.070
12	0.000	0.000	5021.059	4925.325	47.867
12.5	0.000	0.000	4925.325	4831.923	46.701
13	0.000	0.000	4831.923	4740.782	45.571
13.5	0.000	0.000	4740.782	4651.832	44.475
14	0.000	0.000	4651.832	4565.009	43.412
14.5	0.000	0.000	4565.009	4480.248	42.380
15	0.000	0.000	4480.248	4397.489	41.380

Le calcul de l'hydrogramme laminé pour les différentes largeurs b de 2 à 16 m est donné dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties

Hydrogrammes d'entrée			Hydrogrammes de sortie							
			$Q_s (m^3/s)$							
Temps (Heurs)	Q_e (m^3/s)	$Q_1 + Q_2$ (m^3/s)	H_d = 2.322	H_d = 2.135	H_d = 2.067	$H_d = 1.941$	$H_d = 1.970$	$H_d = 1,895$	$H_d = 1,853$	$H_d = 1,803$
			$b = 2$	$b = 4$	$b = 6$	$b = 8$	$b = 10$	$b = 12$	$b = 14$	$b = 16$
0	0	0	-0.178	-0.355	-0.533	-0.712	-0.890	-1.069	-1.248	-1.427
0.5	19.78	19.78	-0.149	-0.300	-0.448	-0.597	-0.745	-0.891	-1.038	-1.182
1	79.11	98.89	-0.009	-0.027	-0.033	-0.049	-0.063	-0.064	-0.076	-0.073
1.5	178.01	257.12	0.363	0.705	1.072	1.403	1.750	2.122	2.458	2.833
2	316.46	494.47	1.113	2.215	3.330	4.353	5.457	6.565	7.592	8.699
2.5	494.46	810.92	2.431	4.968	7.406	9.624	12.159	14.527	16.770	19.122
2.62	543.07	1037.53	4.254	8.942	13.238	17.048	21.742	25.765	29.692	33.666
3	445.88	988.95	6.103	13.124	19.338	24.650	31.685	37.234	42.847	48.290
3.5	361.04	806.92	7.665	16.748	24.595	31.052	40.116	46.784	53.747	60.232
4	287.71	648.75	8.941	19.748	28.918	36.198	46.890	54.319	62.280	69.436
4.5	225.05	512.76	9.951	22.133	32.319	40.152	52.051	59.944	68.568	76.093
5	172.22	397.27	10.727	23.951	34.867	43.041	55.742	63.867	72.855	80.515
5.5	128.38	300.6	11.302	25.272	36.665	45.014	58.156	66.335	75.433	83.052
6	92.69	221.07	11.712	26.171	37.828	46.226	59.504	67.604	76.608	84.055
6.5	64.32	157.01	11.988	26.726	38.473	46.825	59.995	67.918	76.672	83.852
7	42.42	106.74	12.159	27.010	38.710	46.946	59.824	67.499	75.891	82.741
7.5	26.16	68.58	12.251	27.088	38.639	46.711	59.165	66.546	74.502	80.979
8	14.7	40.86	12.285	27.017	38.350	46.224	58.169	65.226	72.704	78.786
8.5	7.2	21.9	12.279	26.846	37.916	45.571	56.960	63.679	70.663	76.343
9	2.81	10.01	12.249	26.613	37.396	44.822	55.637	62.015	68.507	73.787
9.5	0.71	3.52	12.206	26.350	36.836	44.028	54.274	60.314	66.330	71.224
10	0.05	0.76	12.157	26.074	36.265	43.227	52.919	58.632	64.194	68.719
10.5	0	0.05	12.107	25.799	35.699	42.435	51.597	56.996	62.131	66.306

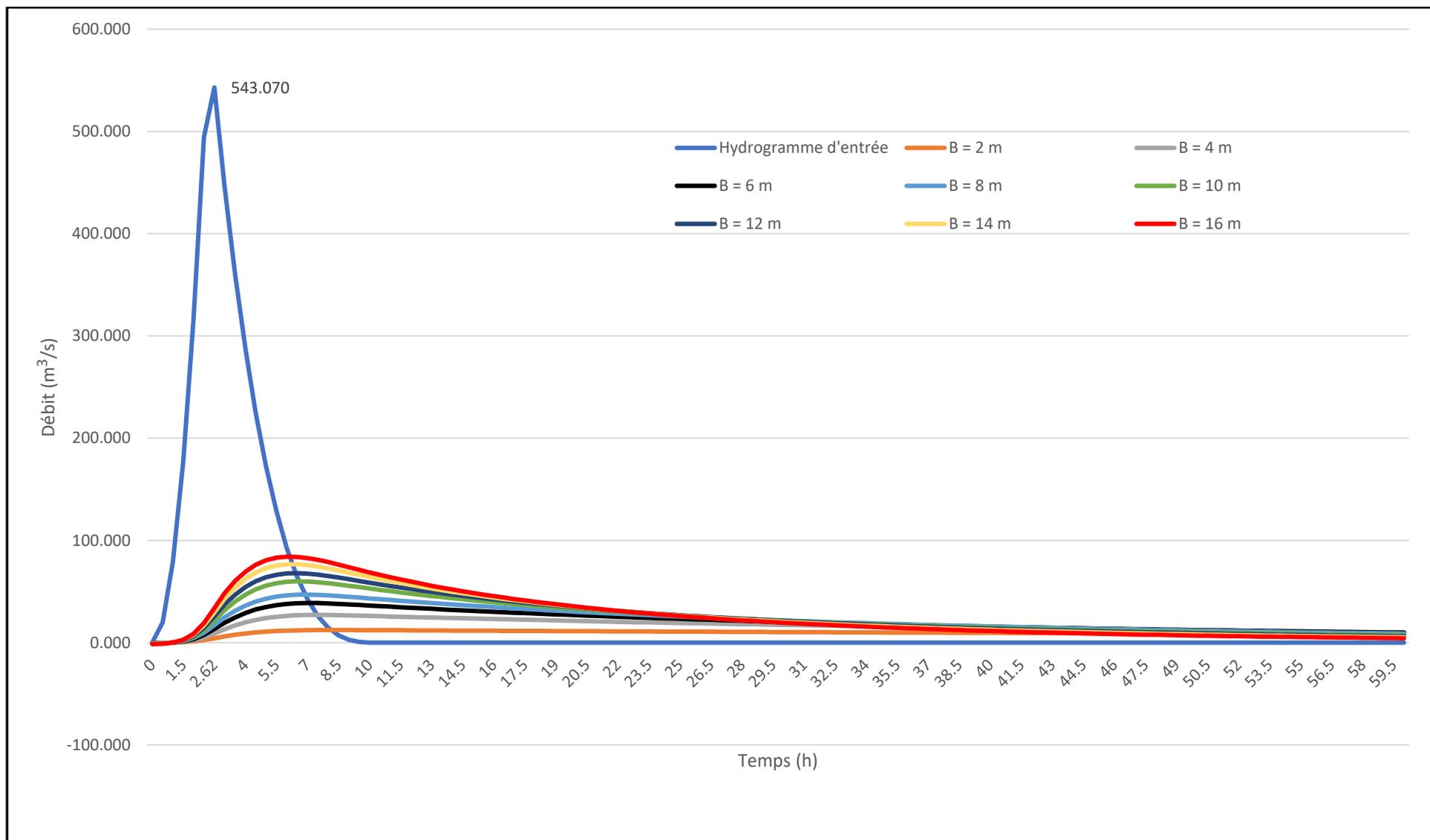


Figure III.28 : Hydrogrammes de sortie

Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposé comme le débit évacuer, le volume forcé et la lame déversée sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.5 : Récapitulatif des résultats de laminage

b (m)	H_d (m)	$NPHE(m\ NGA)$	$Q_{laminé}$ m^3/s	$V_{forcé}$ Mm^3
2	2.322	71.022	12.285	1.018
4	2.135	70.835	27.088	1.004
6	2.067	70.767	38.710	1.000
8	1.941	70.641	46.946	0.993
10	1.970	70.670	59.995	0.995
12	1.895	70.595	67.918	0.991
14	1.853	70.553	76.672	0.988
16	1.803	70.503	84.055	0.986

III.7 Etude d'optimisation

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

III.7.1 Calcul de la revanche

a. Formule de Stevenson Gaillard

$$R = 0.75 \times H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (III.83)$$

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (III.84)$$

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 ($F = 0.6$ km)

b. Formule de Mallet et Pacquant

$$H = 0.5 + 0.33 \times \sqrt{F} \dots\dots\dots (III.85)$$

c. Formule de Molitor

$$H = 0.75 + 0.032 \times (U \times F)^{0.5} - 0.27F^{0.25} \dots\dots\dots (III.86)$$

Avec :

U : (vitesse du vent) = 3.91 km/h

d. Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0.3 \times \sqrt{F} \quad \dots\dots\dots (III.87)$$

Tableau III.42 : Récapitulatif des résultats du calcul de la revanche

Formule	H(m)	V(m/s)	R(m)
Stevenson Gaillard	0.784	3.06	1.068
Mallet et Pacquant	0.755	3.011	1.028
Molitor	0.561	2.622	0.771
Simplifiée	/	/	1.232
Moyenne	0.7	2.90	1.025

Il est prudent d'adopter comme valeur minimale de la revanche de 1 m à 2 m pour les ouvrages de 10 à 20 m de hauteur, et pour notre cas on opte une valeur de **R=1.00 m** en plus cette valeur est très proche de la valeur moyenne.

III.7.2 Largeur en crête

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

a. Formule de Knapen

$$b_{cr} = 1.65 \times \sqrt{H_b} \quad \dots\dots\dots (III.88)$$

b. Formule de Preece

$$b_{cr} = (1.1 \times \sqrt{H_b}) + 1 \quad \dots\dots\dots (III.89)$$

c. Formule Simplifié

$$b_{cr} = (3.60 \times \sqrt[3]{H_b}) - 3 \quad \dots\dots\dots (III.90)$$

d. Formule pratique

$$b_{cr} = 5/3 \times \sqrt{H_b} \quad \dots\dots\dots (III.91)$$

Avec :

- **H_b** : Hauteur du barrage (m) $H_b = NNR - C_f + h_{dev} + R + t \quad \dots(III.92)$

Pour les retenues collinaires de faible hauteur, la valeur du tassement est prise généralement (0,5 - 1,5) % de la hauteur de la retenue collinaire.

Pour notre cas on prend : $t = 0,011 \times H_b$

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

Tableau III.43 : Récapitulatif de la largeur en crête du barrage par différentes formules.

B (m)	H _d (m)	H _b (m)	Largeur en crête du barrage b _{cr} (m)				
			F.Knapen	F. Preece	F. Simplifié	F. pratique	La moyenne
2	2.322	16.842	6.771	5.514	6.228	6.840	6.338
4	2.135	17.067	6.817	5.544	6.269	6.885	6.379
6	2.067	17.216	6.846	5.564	6.296	6.915	6.405
8	1.941	17.311	6.865	5.577	6.313	6.935	6.422

10	1.970	17.453	6.893	5.595	6.338	6.963	6.447
12	1.895	17.534	6.909	5.606	6.353	6.979	6.462
14	1.853	17.619	6.926	5.617	6.368	6.996	6.477
16	1.803	17.689	6.940	5.626	6.380	7.010	6.489

On opte pour une largeur de crête égale à : $b_{cr} = 6.40 \text{ m}$

III.7.3 Calcul des coûts

III.7.3.1/ Coût de la digue

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on calcul les volumes de la digue correspondantes aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules suivantes :

$$V_b = \sum V_i \dots\dots\dots (III.93)$$

Avec : $V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times L \dots\dots\dots (III.94)$

V_i : le volume de barrage à la cote i .

L_i : distance entre deux coupes voisines.

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

$$S_i = \frac{b + B_i}{2} \times H_i \dots\dots\dots (III.95)$$

B_i : largeur de base, donnée par :

$$B_i = (m_1 + m_2)H_i + b \dots\dots\dots (III.96)$$

m_1, m_2 : fruits de talus amont et aval du barrage. ($m_1 = 3, m_2 = 2.5$).

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

$$H_i = C_n - C_f + R + H_d + t \dots\dots\dots (III.97)$$

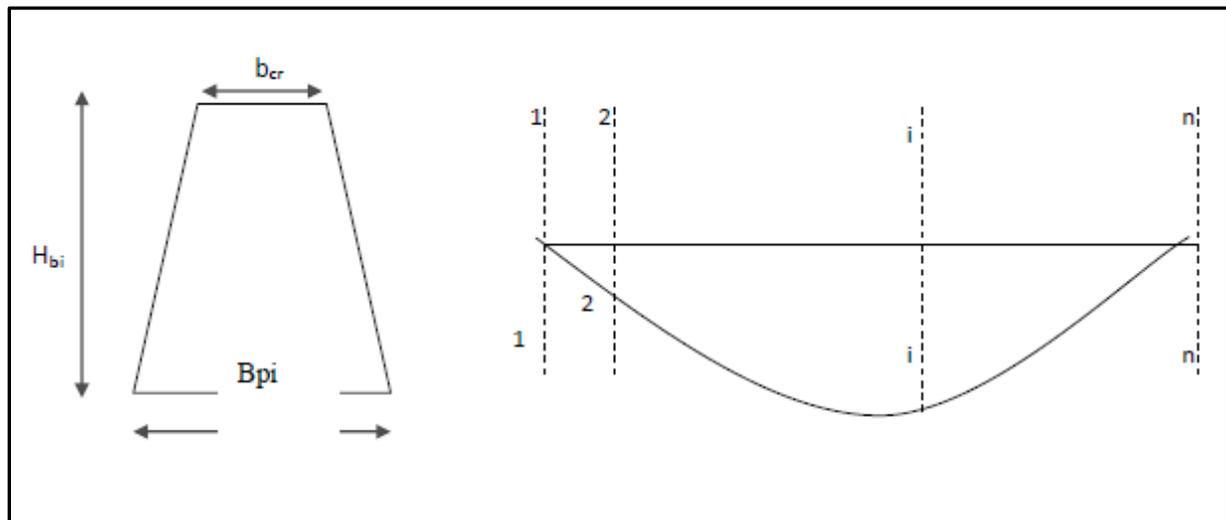


Figure III.29 : Profil longitudinal de l'axe du barrage.

Les volumes et de la digue pour les différentes largeurs sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau III.44 Volume de la digue avec différentes largeurs déversantes

Digues	coup N°	H _i (m)	B _i (m)	S _i (m ²)	S _m (m ²)	L _i (m)	V _i (m ³)	V _T (m ³)
Digue N°1 b _d = 2 H _B =18.81	1	0	6.4	0	0	0	0,00	72715.1
	2	5.81	38.555	131.175	65.5876	16.32	1070.39	
	3	11.81	71.555	461.505	296.34	29.12	8629.43	
	4	18.81	110.055	1097.14	779.323	36.6	28523.2	
	5	9.81	60.555	329.395	713.268	39.02	27831.7	
	6	0	6.4	0	164.698	40.44	6660.37	
Digue N°2 b _d =4 m H=18.62m	1	0	6.4	0	0	0	0	70867.4
	2	5.62	37.51	123.949	61.9746	16.32	1011.42	
	3	11.62	70.51	448.009	285.979	29.12	8327.71	
	4	18.62	109.01	1076.33	762.169	36.6	27895.4	
	5	9.62	59.51	317.989	697.159	39.02	27203.1	
	6	0	6.6	0	158.995	40.44	6429.74	
Digue N°3 b _d =6 m H _B =18.56m	1	0	6.4	0	0	0	0	70289.4
	2	5.56	37.18	121.708	60.8542	16.32	993.141	
	3	11.56	70.18	443.788	282.748	29.12	8233.63	
	4	18.56	108.68	1069.8	756.793	36.6	27698.6	
	5	9.56	59.18	314.428	692.113	39.02	27006.3	
	6	0	6.4	0	157.214	40.44	6357.74	
Digue N°4 b _d =8 m H _B =18.43m	1	0	6.4	0	0	0	0,00	69046.1
	2	5.43	36.465	116.921	58.4607	16.32	954.079	
	3	11.43	69.465	434.711	275.816	29.12	8031.78	
	4	18.43	107.965	1055.72	745.214	36.6	27274.8	
	5	9.43	58.465	306.781	681.249	39.02	26582.3	
	6	0	6.4	0	153.391	40.44	6203.12	
Digue N°5 b=10m H=18.4m	1	0	6.4	0	0	0	0	68761
	2	5.4	36.3	115.83	57.915	16.32	945.173	
	3	11.4	69.3	432.63	274.23	29.12	7985.58	

	4	18.4	107.8	1052.48	742.555	36.6	27177.5	
	5	9.4	58.3	305.03	678.755	39.02	26485	
	6	0	6.4	0	152.515	40.44	6167.71	
Digue N°6 b=12m H _B =18.39m	1	0	6.4	0	0	0	0	68666.1
	2	5.39	36.245	115.467	57.7336	16.32	942.213	
	3	11.39	69.245	431.937	273.702	29.12	7970.21	
	4	18.39	107.745	1051.4	741.67	36.6	27145.1	
	5	9.39	58.245	304.447	677.925	39.02	26452.6	
	6	0	6.4	0	152.224	40.44	6155.92	
Digue N°7 b _d =14m H _B =18.34m	1	0	6.4	0	0	0	0	68192.7
	2	5.34	35.97	113.662	56.831	16.32	927.481	
	3	11.34	68.97	428.482	271.072	29.12	7893.61	
	4	18.34	107.47	1046.02	737.252	36.6	26983.4	
	5	9.34	57.97	301.542	673.782	39.02	26291	
	6	0	6.4	0	150.771	40.44	6097.18	
Digue N°8 b _d =16m H _B =18.29m	1	0	6.4	0	0	0	0,00	66849
	2	5.29	35.695	111.87	55.9351	16.32	912.861	
	3	11.29	68.695	425.04	268.455	29.12	7817.42	
	4	18.29	107.195	1040.66	732.848	36.6	26822.2	
	5	9.29	57.695	298.65	669.653	39.02	26129.9	
	6	0	6.4	0	149.325	40.44	6038.71	

Tableau III.45 Coûts de la digue avec différentes largeurs déversantes

Largeur déversante b (m)	Volume total V _t (m ³)	Le coût de la digue (DA)
2	72715.1	29 086 080
4	70867.4	28 346 960
6	70289.4	28 115 760
8	69046.1	27 618 480
10	68761	27 504 400
12	68666.1	27 466 400
14	68192.7	27 277 040
16	66849	27 088 400

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval nous avons pris respectivement $m_1=2.5$ et $m_2=3$, et le prix du mètre cube du remblai est estimé à 400 DA d'après le bureau d'étude.

III.7.3.2/ Calcul du coût de l'évacuateur de crues

On va tenir compte des coûts du seuil déversant et du canal d'approche, vu que le chenal et le bassin de dissipation gardent leur profil pour les différentes largeurs du déversoir.

a. 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 :

$$\frac{y}{H} = 0.47 \times \left(\frac{x}{H}\right)^{1.80} \dots\dots\dots (III.98)$$

Avec :

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

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{dév} = S \times L \dots\dots\dots (III.99)$$

Avec :

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

Selon l'ANBT, le mètre cube du béton vaut **35000 DA**

Tableau III.46 : Calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs

Largeur déversante b (m)	Lame d'eau déversante H _d (m)	Section de profil (m ²)	Volume du déversoir (m ³)	Coût du déversoir (DA)
2	2.322	2.982	29.82	1 043 700
4	2.135	2.711	40.665	1 423 275
6	2.067	2.582	51.64	1 807 400
8	1.941	2.354	58.85	2 059 750
10	1.970	2.159	64.77	2 266 950
12	1.895	1.993	69.755	2 441 425
14	1.853	1.826	73.04	2 556 400
16	1.803	1.761	79.245	2 773 575

b. Coût du coursier

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

La longueur approximative du coursier est de 88m

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{béton} = S_{béton} \times L_{coursier} \dots\dots\dots (III.100)$$

- la largeur du coursier est : $L = Q^{0.4} \dots\dots\dots (III.101)$

-L'épaisseur est : e = 0,3m

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.47 : Coût du Coursier pour différentes largeurs déversantes.

Largueur déversante b (m)	Débit déversant q (m ³ /s)	Largueur du coursier L(m)	La section S (m ²)	Volume de béton V (m ³)	Coût du coursier (DA)
2	12.285	2.727	0.818	72.0036	2 520 125
4	27.088	3.742	1.123	98.7904	3 457 664
6	38.710	4.316	1.295	113.955	3 988 423
8	46.946	4.663	1.399	123.096	4 308 354
10	59.995	5.143	1.543	135.784	4 752 455
12	67.918	5.405	1.621	142.691	4 994 200
14	76.672	5.674	1.702	149.782	5 242 358
16	84.055	5.886	1.766	155.392	5 438 729

Tableau III.48 : Récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes

Largeurs déversantes (m)	Coût de la digue (DA)	Coût du déversoir (DA)	Coût du coursier (DA)	Coût total (DA)
2	29 086 080	1 043 700	2 520 125	30 129 780
4	28 346 960	1 423 275	3 457 664	29 770 235
6	28 115 760	1 807 400	3 988 423	29 923 160
8	27 618 480	2 059 750	4 308 354	29 678 230
10	27 504 400	2 266 950	4 752 455	29 771 350
12	27 466 400	2 441 425	4 994 200	29 907 825
14	27 277 040	2 556 400	5 242 358	29 833 440
16	27 088 400	2 773 575	5 438 729	29 861 975

Le choix de la largeur déversante coût total Optimal.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « b =8 m »

Les résultats de l'étude de la régularisation et du laminage des crues est représenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.49 Caractéristiques du barrage.

Désignation	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm ³	1.17
Volume utile	Mm ³	2.60
Volume au NNR	Mm ³	3.77
Côte du fond	m NGA	53
Côte NNR	m NGA	68.7
Côte NPHE	m NGA	69.48
Côte en crête	m NGA	71.43
Largueur en crête	m	6.40
Hauteur du barrage	m	18.43
Largueur du déversoir	m	8
Charge déversée	m	1.941

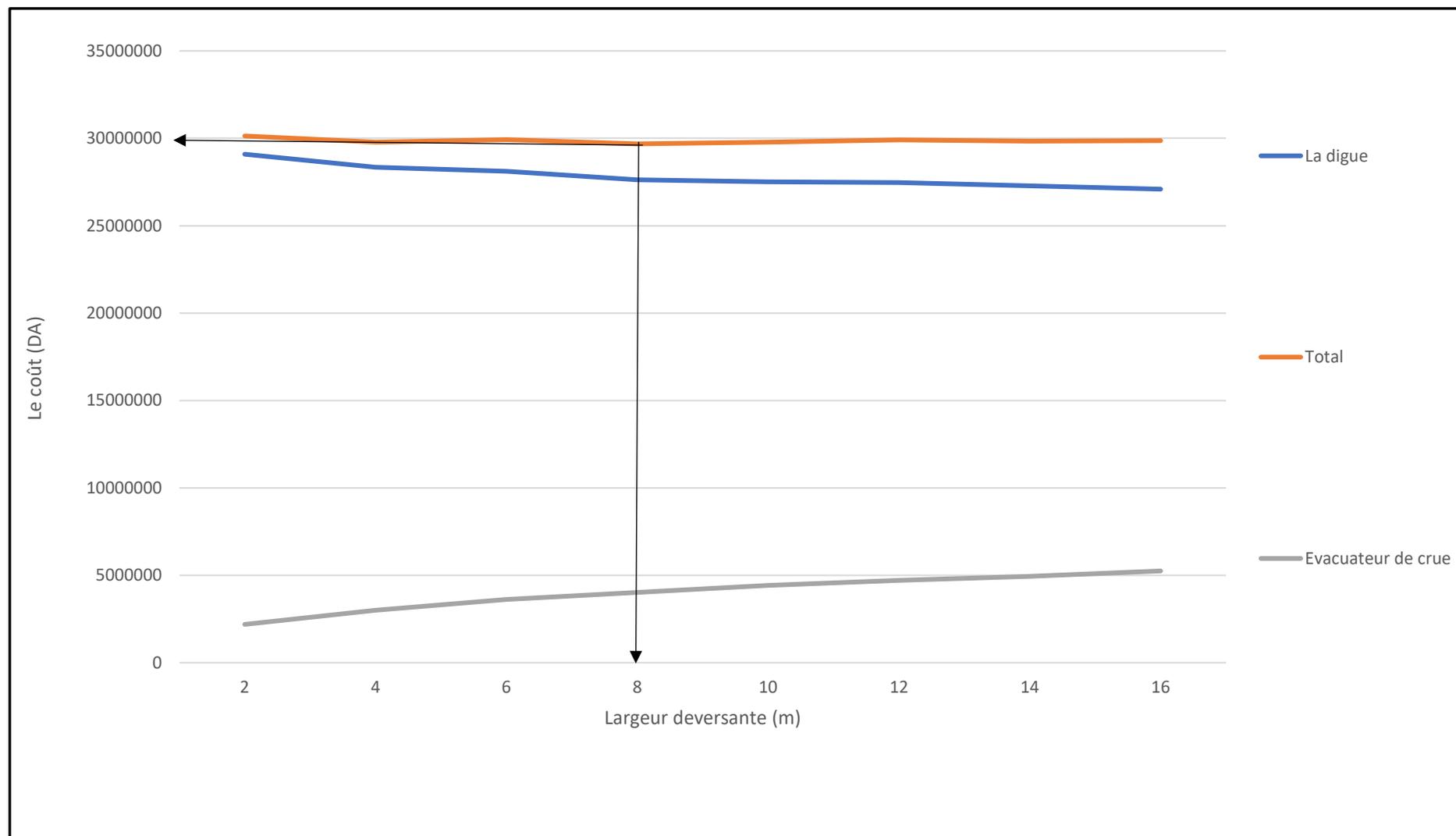


FIGURE III.30 : Courbe d'optimisations des coûts en fonction de la Largeur b du déversoir

Conclusion

Au terme de ce chapitre tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de l'aménagement hydraulique ont été déterminés sur la base des résultats de calculs des caractéristiques morphologiques et hydromorphométriques du bassin versant et des besoins en eau de la future retenue collinaire.

Chapitre IV : ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE

Introduction

Le présent chapitre concerne l'étude des différentes variantes envisageables de la digue au vu de plusieurs informations et conditions.

Le choix du type de la digue dépend des investigations géotechniques, résultats hydrologiques et reconnaissances géologiques. Le but est donc de développer plusieurs variantes de la digue de la retenue pour enfin en choisir une qui convient aux conditions technico-économiques.

IV.1 Le choix du site de la retenue :

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

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

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

IV.2 Le choix du type de la retenue :

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

▪ La topographie du site :

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

▪ La morphologie de la vallée :

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

▪ Les conditions géologiques et géotechniques :

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

- Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.

- Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque du phénomène de renard), et les tassements différentiels.

- Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place.

▪ Les matériaux de construction :

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

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

IV.3 Les variantes à choisir :

Pour le cas présent, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux, ce qui nous donne le choix de trois variantes :

a. Digue zonée à noyau d'argile :

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone. La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériaux argileux, qui pourra être placé en amont de la digue ou au centre de celle-ci.

Le noyau interne a le grand avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuite.

Donc, nous adoptons cette variante lorsque la quantité des matériaux de construction pour une digue homogène est insuffisante. Ce sont des digues formées essentiellement par un noyau en terre imperméable qui assure l'étanchéité de la digue, compris entre des zones perméables qui assurent la stabilité de l'ensemble.

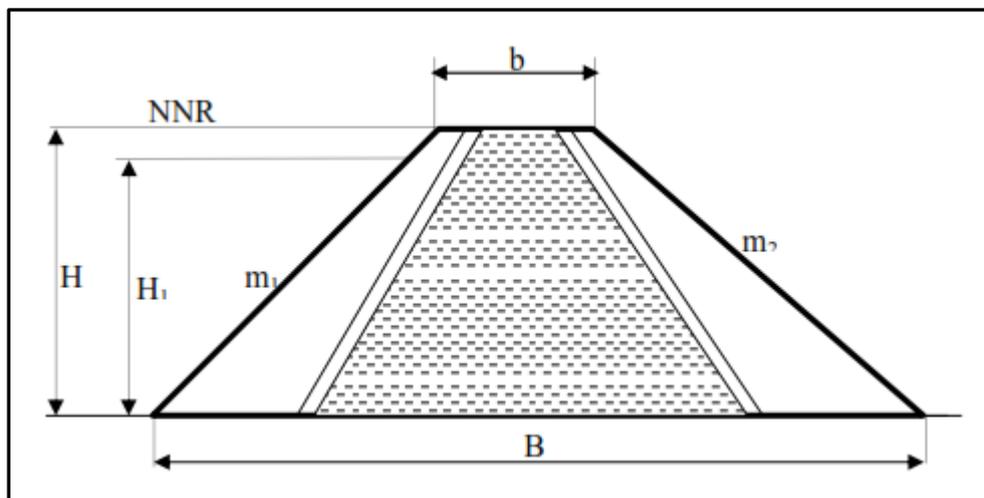


Figure IV.1 Coupe transversale d'une digue zonée

b. Digue en terre homogène :

Un barrage en terre homogène est le type de barrage le plus facile à réaliser, mais il faut prévoir un drainage efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont. Pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable.

Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration, le drain est constitué de matériaux grossiers.

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 pentes de talus 2,0 à 2,5 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.

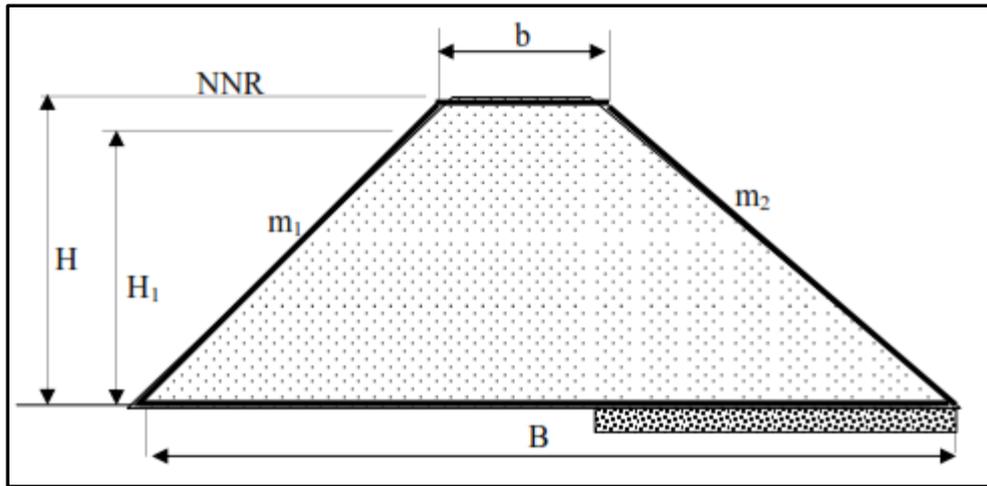


Figure IV.2 Coupe transversale d'une digue homogène

c. Digue en enrochement avec masque en béton :

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que manque de matériaux convenable, difficulté de mise en œuvre....

Le masque en béton est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage.

Le masque en béton présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique, abrasivité.....etc.

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.

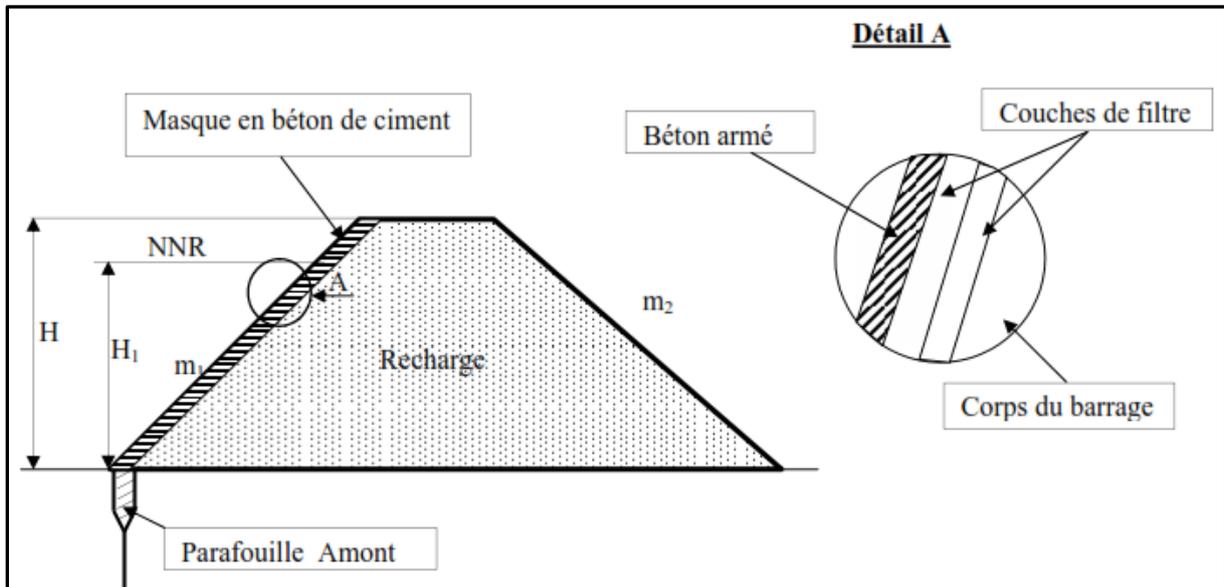


Figure IV.3 Coupe transversale d'une digue en enrochement avec masque en béton

Pour adopter la bonne variante, nous faisons une étude de comparaison économique des variantes, proposées auparavant, susceptibles d'être projetées sur le site. Les digues proposées sont dimensionnées approximativement au niveau de notre étude comparative, nous ne tiendrons pas compte du coût des ouvrages annexes car, nous supposons que le coût est approximativement invariable

IV.4 Définition du profil général de la retenue

IV.4.1 Hauteur de la retenue

a. Calcul de la revanche

La revanche a été calculée dans l'étude d'optimisation

$$R = 1 \text{ m}$$

b. Calcul du tassement

Nous avons estimé le tassement est de l'ordre (1 à 3) % de la hauteur de l'ouvrage.

$$t = (0.01 \div 0.03) \times H_b \dots\dots\dots (IV.1)$$

$$t = 0.011 \times 18.43 = 0.2 \text{ m}$$

Donc la cote en crête est :

$$H_b = C_{NNR} - C_f + R + H_{dév} + t \dots\dots\dots(IV.2)$$

Nous prenons la hauteur de barrage

$$H_b = 18.43 \text{ m}$$

IV.4.2 Largeur en crête

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

$$b_{cr} = 6.40 \text{ m}$$

IV.4.3. La longueur en crête

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

$$L_{cr} = 130 \text{ m}$$

IV.4.4 Choix des pentes des talus

La pente des talus doit assurer leur stabilité statique. C'est à dire que les fruits de talus sont fixés par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Le tableau suivant donne les valeurs des pentes des talus en fonction de la hauteur et du type du barrage.

Tableau IV.01 : Valeurs indicatives des pentes des talus

Hauteur de la digue (m)	Type de Digue	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H < 5 m	Homogène	2.5	2.0
	A zones	2.0	2.0
5 m ≤ H ≤ 10 m	Homogène granularité étendue	2.0	2.0
	Homogène à fort pourcentage d'argile	2.5	2.5
	A zones	2.0	2.5
10 m ≤ H ≤ 20 m	Homogène granularité étendue	2.5	2.5
	Homogène à fort pourcentage d'argile	2.5	3
	A zones	2.5	3

D'après le tableau des fruits des talus, en fonction de la hauteur et le type de barrage nous choisissons les pentes.

IV.5 Digue en terre homogène

IV.5.1. Pentes des talus

Fruits des talus d'après le tableau IV.01

- Parement amont m₁ = 2.5.
- Parement aval m₂ = 3.

IV.5.2 Protection des talus

A. Talus amont

Il sera protégé par un parement en Rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues H_v et leur vitesse de propagation V par la méthode de « T. V.A. »

Le but principal du rip-rap mis en place sur un remblai est d'empêcher l'érosion et les dégâts pouvant résulter de l'action des vagues. L'expérience a, en général, montré que le rip-rap déversé était le type de protection de talus le plus efficace.

○ **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.

$$e = C.v^2 \dots\dots\dots(IV.3)$$

La vitesse des vagues est déterminée par la formule de Gaillard :

$$v = 1.5 + 2 H_v \dots\dots\dots(IV.4)$$

Avec :

V : Vitesse des vagues (m/s).

C : Coefficient qui dépend du fruit du talus et du poids spécifique γ_p de l'enrochement utilisé. Il est donné par le Tableau (IV.3)

La vitesse et hauteur des vagues a été calculée lors du calcul de la revanche, les résultats du calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Récapitulatif des résultats de calcul de la vitesse des vagues

Formule	$H_v(m)$	$V(m/s)$
Stevenson Gaillard	0.784	3.06
Mallet et Pacquant	0.755	3.011
Molitor	0.561	2.622
Moyenne	0.7	2.90

Tableau IV.3 : 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.3, pour $\gamma_p = 2.5 \text{ t/m}^3$ et $m_1 = 2.5$, nous trouvons $C = 0.031$.

$$e = 2.90^2 \times 0.031 = \mathbf{0.26 \text{ m}}$$

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 :

$$W = 0.52 \times \gamma_p \times e^3 \dots\dots\dots(IV.5)$$

$$W = 0.0241 \text{ t} = 24.1 \text{ kg}$$

○ **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.

Tableau IV.4 : Epaisseur de l'enrochement et D₅₀ des pierres en fonction de la hauteur de la vague

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche (m)	D₅₀ 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

Pour H_v = 0.7m, à partir du tableau IV.4 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} = 0.45m** et un diamètre de 50% des blocs **D_{50 min} = 0.30m**.

B. Talus aval

On doit concevoir le revêtement pour éviter la possible érosion à cause des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau. Pour sa protection, l'utilisation d'une (pierre) avec des épaisseurs entre 0,15 et 1,5 m est très commune.

La solution la plus répandue et la plus économique consiste à réaliser un enherbement sur une couche de Rip-rap d'une épaisseur de 30 cm par contre dans notre travail nous allons éviter d'enherber le parement du talus aval car les racines de la végétation risquent de favoriser des fissures au niveau du talus, on peut atteindre à des glissements d'argile

IV.5.3 Calcul des drains

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

IV.5.3.1/ Le drain tapis

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain tapis filtrant.

Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage. Le dispositif d'étanchéité étant choisi, il emporte de réaliser un dispositif de drainage efficace.

L'avantage du drain tapis est sa capacité de drainer les fondations du barrage. Ce drain est destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif.

En considérant la mise en place, et le nivelage des filtres avec des engins, l'épaisseur de chaque couche ne doit pas être inférieure à 0,2m

La longueur

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots(IV.6)$$

avec,

L_b : Longueur transversale de la retenue, **L_b = 92.15 m.**

Donc :

$$L_d = 30.71 \text{ m}$$

La largeur

IV.5.3.2/ Dimensionnement du drain vertical

Le drain vertical, placé au centre du barrage. 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.

$$N_{dr} = 69.48 \text{ m NGA}$$

IV.5.3.3/ Dimensionnement du prisme aval

- **Hauteur**

$$H_p = (0.15 \div 0.2)H_b \dots\dots\dots (IV.7)$$

Avec :

H_b : hauteur du barrage = **18.43 m.**

$$H_p = 0.18 \times H_b = 0.18 \times 18.43 = 2.5 \text{ m}$$

$$H_p = 3.31 \text{ m}$$

- **Largeur en crête**

$$b_p = (0.25 \div 0.33)H_p \dots\dots\dots (IV.8)$$

$$b_p = 1.1 \text{ m}$$

Pour les fruits de talus, on prend $m_{p1} = 2.5$ et $m_{p2} = 2$

- **Largeur en base du prisme**

Elle est exprimée par :

$$B_p = b_p + (m_1 + m_2) H_p \dots\dots\dots (IV.9)$$

$$B_p = 1.1 + (2 + 2.5) \times 3.31 = 12.25 \text{ m}$$

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

IV.6 Digue zonée à noyau d'argile

IV.6.1. Pentés des talus

Fruits des talus d'après le tableau IV.01

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

IV.6.2 Protection des talus

A. Talus amont

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

A partir du Tableau IV.03 pour $\gamma_p = 2.5 \text{ t/m}^3$ et $m = 3$, nous trouvons $C = 0.028$

$$e = 2.90^2 \times 0.031 = 0.26 \text{ m}$$

50 % de l'enrochement soit constitué de blocs d'un poids égal ou supérieur au poids calculé :

$$W = 0.0241 \text{ t} = 24.1 \text{ kg}$$

- **US ARMY corps of Engineers**

La hauteur des vagues H_v est égale à **0.7 m**, à partir du Tableau IV.4 Nous trouvons :

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

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

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

IV.6.3 Noyau

Le noyau est un organe qui assure l'étanchéité de la retenue et diminue ainsi le débit de fuite. Il est réalisé en matériau 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

$$L_{cr} = \left(\frac{1}{17} \div \frac{1}{3} \right) H_b \dots\dots\dots (IV.10)$$

$$L_{cr} = 0.3 \times 18.43$$

$$L_{cr} = \mathbf{5.5 m}$$

b. Hauteur du noyau

$$H_n = H_b - 1 \dots\dots\dots (IV.11)$$

$$H_n = 18.43 - 1$$

$$H_n = \mathbf{17.43 m}$$

c. Largeur à la base du noyau

Elle est déterminée suivant la condition :

$$\frac{\Delta H}{B_{noy}} \leq J_{adm} \quad \Rightarrow \quad B_{noy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}} \dots\dots\dots (IV.12)$$

aec :

- 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, $H_1 = 16.48 m$.
- 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.5 et VI.6 nous permettent de déterminer le gradient hydraulique J_{adm} .

Tableau VI.05 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation (Tchoughev, 1975)

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 VI.05, la retenue de notre projet est de **Classe III**.

Tableau VI.06 : Valeurs de 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, $J_{adm} = 1.8$

Donc

$$B_{noy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}} = \frac{16.48-0}{1.8} = 9.15 \text{ m} \quad \dots\dots\dots(IV.13)$$

La largeur à la base du noyau peut être calculée par une deuxième méthode

La base du noyau aura l'épaisseur donnée par :

$$B_{min} = 6 + C \times H_{noy} \quad \dots\dots\dots(IV.14)$$

$$B_{max} = (0.8 \div 1.2)H_b \quad \dots\dots\dots(IV.15)$$

Avec :

$$0.15 \leq C \leq 0.3 \Rightarrow C = 0.25$$

Nous trouvons :

$$B_{min} = 10.35 \text{ m et } B_{max} = 18.5 \text{ m.}$$

Nous prenons :

$$B_{noy} = 18 \text{ m}$$

d. Pente des talus

$$m_1 = m_2 = \frac{B_{noy} - b_{noyret}}{2H_n} \quad \dots\dots\dots(IV.16)$$

$$m = \frac{18 - 5.5}{2 \times 17.43} = 0.358 \quad \dots\dots\dots(IV.17)$$

On prend :

$$m_1 = m_2 = 0.4$$

Tableau IV.07 Caractéristiques du noyau

Caractéristiques du noyau	
Largeur en crête (m)	5.5
Hauteur du noyau (m)	17.43
Largeur à la base du noyau (m)	18
Pente des talus	0.4

IV.6.4 La clé d'étanchéité

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau. Sa hauteur à partir du terrain naturel est de 2,5 m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0.50 m. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m=1.0$

IV.6.5 Calcul du drain tapis

Dans le dessin, on doit utiliser un facteur de sécurité plus élevé. Pour son dimensionnement on recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 1.2$ m, Sa longueur est déterminée par la formule (IV.6), donc : **$L_d = 30.71$ m**

IV.7 Digue en enrochement a masque en béton

IV.7.1 Pentes des talus

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

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

IV.7.2 Epaisseur du masque en béton

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

$$e = 0.3 + 0.002 \times H_b \dots\dots\dots (IV.18)$$

$$e = 0.336 \text{ m}$$

On prend : **$e = 0.4$ m**

IV.8 Détermination du cout des matériaux pour les différentes variantes

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on calcul les volumes de la digue correspondantes aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules suivantes :

$$V_b = \sum V_i \dots\dots\dots (IV.19)$$

Avec : $V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times L \dots\dots\dots (IV.20)$

V_i : le volume de barrage à la cote i .

L_i : distance entre deux coupes voisines.

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

$$S_i = \frac{b + B_i}{2} \times H_i \dots\dots\dots (IV.21)$$

B_i : largeur de base, donnée par :

$$B_i = (m_1 + m_2) H_i + b \dots\dots\dots (IV.22)$$

m_1, m_2 : fruits de talus amont et aval du barrage.

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

$$H_i = \text{NNR} - C_f + R + H_d + t \quad \dots\dots\dots (IV.23)$$

IV.8.1 Digue en terre homogène

a. Recharges

Tableau IV.8 Volume des recharges pour la variante digue en terre homogène

coup N°	H_i (m)	B_i (m)	S_i (m²)	S_m (m²)	L_i (m)	V_i (m³)	V_T (m³)
1	0	6.4	0	0	0	0,00	49767.4
2	5.43	36.465	116.921	58.4607	26	1519.98	
3	11.43	69.465	434.711	275.816	26	7171.23	
4	18.43	107.965	1055.72	745.214	26	19375.6	
5	9.43	58.465	306.781	681.249	26	17712.5	
6	0	6.4	0	153.391	26	3988.16	

b. Protection du talus amont et aval

Largeur en base de la retenue

Elle est exprimée par :

$$B_{\text{base}} = b_{\text{cr}} + (m_1 + m_2) H_b \quad \dots\dots\dots (IV.24)$$

$$B_p = 4.4 + (2.5 + 3) \times 18.43$$

$$B_{\text{base}} = 105.76 \text{ m}$$

Volume total du Rip-Rap

$$S_{\text{rip-rap}} = \sqrt{\left(\frac{B_{\text{base}} - b}{2}\right)^2 + H_b^2} \times L_{\text{cr}} \quad \dots\dots\dots (IV.25)$$

En amont $V_{\text{rip-rap}} = S_{\text{rip-rap}} \times e_{\text{min}} \quad \dots\dots\dots (IV.26)$

En aval $V_{\text{rip-rap}} = S_{\text{rip-rap}} \times e_{\text{pierre}}$

Avec :

$S_{\text{rip-rap}}$: Surface totale du Rip-Rap (m²)

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

e_{min} : Epaisseur de l'enrochement au côté amont $e_{\text{min}} = 0.45 \text{ m}$

e_{pierre} : Epaisseur des pierres au côté aval $e_{\text{pierre}} = 0.15 \text{ m}$

AN :
$$S_{\text{rip-rap}} = \sqrt{\left(\frac{105.76 - 4.4}{2}\right)^2 + 18.46^2} \times 130$$

$$S_{\text{rip-rap}} = 7012.15 \text{ m}^2$$

En amont
$$V_{\text{rip-rap}} = 3155.45 \text{ m}^3$$

En naval $V_{rip-rap} = 1051.15 \text{ m}^3$

Le volume total est donc : $V_{rip-rap \text{ total}} = 4207.3 \text{ m}^3$

c. Volume des drains

Volume du prisme aval :

On sait que :

La hauteur : $H_p = 3.31 \text{ m}$

La largeur en crête : $b_p = 1.1 \text{ m}$

La largeur à la base : $B_p = 14 \text{ m}$

Le fruit de talus amont et aval : $m_{p1} = 2.5$ et $m_{p2} = 2$

coup N°	H _i (m)	B _i (m)	S _i (m ²)	S _m (m ²)	L _i (m)	V _i (m ³)	V _T (m ³)
1	0	1.1	0	0	0	0	2290.3
2	1.31	6.995	8.90473	4.45236	26	115.761	
3	2.31	11.495	20.8997	14.9022	26	387.458	
4	3.31	15.995	37.3947	29.1472	26	757.828	
5	2.31	11.495	20.8997	29.1472	26	757.828	
6	0	1.1	0	10.4499	26	271.696	

Volume de drain vertical

$$V_{\text{drain v}} = L_{\text{cr}} \times e \times H \dots\dots\dots (IV.27)$$

$$V_{\text{drain v}} = 130 \times 1 \times 16.38$$

$$V_{\text{drain v}} = 2142.4 \text{ m}^3$$

IV.8.2. Digue en terre zoné

a. Recharges et noyau

Tableau IV.09 : Volume des recharges pour la variante digue en terre zoné

N°	S _i (m ²)	S _m (m ²)	S _{recharges} (m ²)	S _{noyau} (m ²)	V _{m recharge} (m ³)	V _{m noyau} (m ³)	V _{T recharge} (m ³)	V _{T noyau} (m ³)
1	0	0	0	0	0,00	0,00	43898.224	5869.18
2	116.921	58.4607	80.4419	40.221	1309.52	144.795		
3	434.711	275.816	362.262	221.352	6178.29	796.867		
4	1055.72	745.214	941.302	651.782	16692.8	2346.41		
5	306.781	681.249	246.322	593.812	15260	2137.72		
6	0	153.391	0	123.161	3435.95	443.379		

b. Protection du talus amont et aval

Le volume total du Rip-Rap est le même que dans une digue en terre homogène :

$$V_{\text{rip-rap total}} = 4207.3 \text{ m}^3$$

IV.8.3 Digue en enrochement a masque en béton

a. Volume du masque en béton

Il est exprimé par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times e \quad \dots\dots\dots (IV.27)$$

$$S_{\text{béton}} = \sqrt{\left(\frac{B_{\text{base}} - b}{2}\right)^2 + H_b^2} \times L_{\text{cr}} \quad \dots\dots\dots (IV.28)$$

Avec :

$S_{\text{béton}}$: Surface totale du masque en béton (m²)

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

e : Epaisseur du masque en béton $e = 0.4 \text{ m}$

AN : $S_{\text{béton}} = 7012.15 \text{ m}^2$

$$V_{\text{béton}} = 2804.26 \text{ m}^3$$

b. Recharges

Le volume des recharges est le même pour une digue en terre homogène :

$$V_{\text{recharges}} = 49767.4 \text{ m}^3$$

Tableau IV.10 : Cout de différentes variantes de la digue

Variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unité (DA)	Coût (DA)	Total (DA)
Homogène	Recharges	49767.4	500	24 883 700	35 878 672
	Rip-Rap	4207.3	1200	5 048 760	
	Filtres et Drains	5946.212	1000	5 946 212	
Zoné	Recharges	43898.224	500	21 949 112	35 492 890
	Noyau	5869.18	600	3 521 508	
	Clé d'étanchéité	1950	600	1 170 000	
	Rip-Rap	4207.3	1200	5 048 760	
	Filtres et Drains	3803.51	1000	3 803 510	
Avec masque	Recharges	49767.4	500	50267.4	56 135 467
	Béton	2804.26	20000	56 085 200	

Conclusion

D'après l'estimation du coût des différentes variantes on remarque que les deux types de digues, à noyau d'argile et homogène, sont les variantes les plus économiques et ont presque le même coût,

Le choix de la variante à retenir est le résultat d'une comparaison entre les différentes variantes, et ceci d'après leurs avantages et leurs inconvénients et d'autres considérations.

Nous pouvons nous orienter vers la deuxième variante digue zonée à noyau d'argile, car elle est un peu plus économique que la digue en terre homogène, en plus de ça d'après les analyses d'investigation de la zone d'empreinte, l'estimation quantitative des argiles n'est pas aussi suffisante pour opter pour une variante d'une digue homogène, pour cela nous allons opter pour une digue zonée avec noyau.

Chapitre V : ETUDE DE LA VARIANTE RETENUE

Introduction

La retenue d'Oued Mouzoudj va être conçue par une digue zonée avec noyau d'argile, d'une hauteur totale de 18.5 m au-dessus de la fondation.

La largeur en crête est de 6.40 m, et les talus des talus amont et aval sont donnés successivement de (3 et 2,5).

Dans ce présent chapitre nous allons faire une étude détaillée de la digue et cela pour aborder tous les éléments en détail et pouvoir établir les pièces graphiques d'exécution du projet.

V.1 Protection des talus

Il s'agit de protéger le talus amont de l'action mécanique des vagues. En effet, celui-ci étant généralement constitué d'un matériau argileux, porté à saturation, sa résistance à une sollicitation dynamique extérieure s'avère, médiocre. De plus, ce talus est potentiellement sensible aux phénomènes de dessiccation, qui peuvent provoquer l'apparition de fissures de retrait dans la partie exondée en saison sèche.

Pour les petits barrages, il est envisageable de limiter cette protection à une bande s'étalant de part et d'autre du niveau normal. Elle constitue, en outre, un moyen de prévention efficace des dégâts provoqués par les animaux fouisseurs et le piétinement des animaux domestiques.

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.2 Dimensionnement des filtres et drains

La présence d'une charge hydraulique à l'amont du remblai engendre une infiltration d'eau dans le barrage et ses fondations. Malgré l'attention accordée au dispositif d'étanchéité prévu, ces infiltrations peuvent être nuisibles à la stabilité tant hydraulique que mécanique de l'ouvrage. Pour y remédier nous prévoyons un dispositif de drainage souvent associé à des filtres.

V.2.1. 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. Si un filtre est constitué par plusieurs couches, chacune doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente.

Le rôle des filtres est très important dans le fonctionnement d'un barrage en terre, particulièrement sur le plan de la sécurité de l'ouvrage, ainsi ils peuvent jouer de nombreuses fonctions complémentaires les unes aux autres, parfois les filtres peuvent jouer le rôle de drains surtout dans les petits barrages.

a. Construction du fuseau granulométrique

Les critères de conception des filtres les plus fréquemment utilisés sont ceux qui sont établis par les conditions de Terzaghi (1922), perfectionnés en suite par les travaux du Corps d'Ingénieurs de l'Armée et le Bureau de Réclamations des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984).

Critères de conception :

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

$$\frac{D_{15}(filtre)}{D_{15}(sol)} > 4 \div 5 \quad \Rightarrow \text{Condition de perméabilité}$$

$$\frac{D_{50}(filtre)}{D_{50}(sol)} < 25 \quad \Rightarrow \text{Parallélisme des courbes granulométriques}$$

$$\frac{D_{60}(filtre)}{D_{10}(filtre)} \leq 20 \quad \Rightarrow \text{Coefficient d'uniformité du filtre}$$

Pour construire le fuseau granulométrique nous allons déterminer le D_{15} , D_{50} et D_{60} du filtre.

- $D_{15 \text{ filtre}} \leq 4 \times d_{85 \text{ sol}}$
 $D_{15 \text{ filtre}} < 4 \times 0,06$ **$D_{15 \text{ filtre}} < 0.24 \text{ mm}$**

- $D_{15 \text{ filtre}} > 4 \times d_{15 \text{ sol}}$
 $D_{15 \text{ filtre}} > 4 \times 0.0012$ **$D_{15 \text{ filtre}} > 0.0048 \text{ mm}$**

- $D_{50 \text{ filtre}} < 25 \times d_{50 \text{ sol}}$
 $D_{50 \text{ filtre}} < 25 \times 0.0045$ **$D_{50 \text{ filtre}} < 0.1125 \text{ mm}$**

Avec :

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

Notre filtre est constitué du gros sable et sable fin, donc il faut utiliser une épaisseur minimale de 0.15 m pour la couche du filtre horizontale et 1 m pour la couche du filtre inclinée.

b. Vérification de la condition d'absence de phénomène de renard

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

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\mu_F} (1 + 0.05\mu_F) \frac{n}{1-n} \quad \dots\dots\dots(V.1)$$

μ_F : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre.

$$\mu_F = D_{60}/D_{10} = 1.2/0.18 = 6.67$$

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

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

D_5 (mm)	0.12
D_{17} (mm)	0.25
n_0	0.45
N	0.32

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{6.67} (1 + 0.05 \times 6.67) \frac{0.32}{1-0.32} = 0.27$$

$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0.48 \geq 0.27$$

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

c. Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre

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

Avec :

- **K_F** : Coefficient de perméabilité du filtre $1.48 \cdot 10^{-11}$ m/s.
 - **K_N** : Coefficient d'infiltrations du remblai de la digue 10^{-9} m/s
- $$(2 + \sqrt[6]{\mu_F}) \cdot K_N = 1.47 \cdot 10^{-12} \text{ m/s}$$
- $$K_F > 1.47 \cdot 10^{-12} \text{ m/s}$$

Donc, la perméabilité du filtre est suffisante.

V.3 Dispositif d'étanchéité

V.3.1 Le noyau

Le noyau est construit en argile compactée, centré verticalement au milieu du barrage. Son épaisseur est fixée en fonction de la hauteur du barrage et doit être vérifiée pour que le gradient hydraulique soit admissible et donc éviter l'érosion interne du noyau par les eaux d'infiltration.

Le dimensionnement du noyau dans l'étude des variantes, nous a donné les résultats suivants :

Tableau V.3 : Caractéristiques du noyau

Caractéristiques du noyau	
Largeur en crête (m)	5.5
Hauteur du noyau (m)	17.43
Largeur à la base du noyau (m)	18
Pente des talus	0.4

V.3.2 Clé d'étanchéité

C'est une tranchée remplie de matériaux assurant l'étanchéité du massif, elle doit recouper la couche perméable et s'ancrer dans le substratum imperméable.

Cette solution est adoptée lorsque l'épaisseur de la couche imperméable n'est pas très grande, car l'exécution de la tranchée et son remblayage se fait d'une manière mécanique.

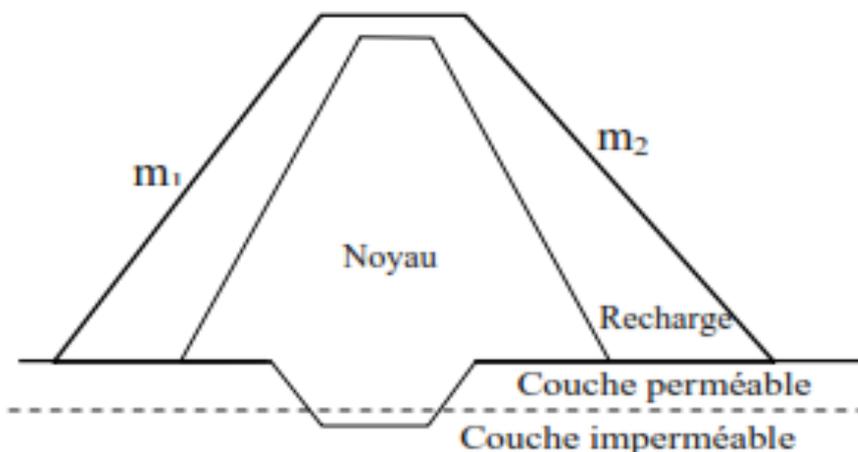


Figure V.1 Coupe transversale de la digue avec la clé d'étanchéité

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau. Sa hauteur à partir du terrain naturel est de 2.5 m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0.50 m. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m=1.0$.

Cette clé d'étanchéité sera liée au dispositif d'étanchéité et sera réalisée sur l'axe de la digue ou légèrement en amont de celui-ci. On s'assurera, dans tous les cas, que la couverture du remblai imperméable au-dessus de la tranchée est suffisante.

V.4 Drainage à l'aval

Le drainage de la digue est assuré par un tapis drainant qui a une longueur déterminée dans l'étude comparative des différentes variantes de la retenue elle est de 24.2 m et une épaisseur de 1.2 m

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)	3.31
Largeur en crête (m)	1.1
Largeur en base du prisme (m)	14
Le fruit de talus amont	2.5
Le fruit de talus aval	2

V.5 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).

Ils sont exécutés pour des hauteurs de (5÷15) m, leurs largeurs varient de (2 ÷ 3) m, avec des pentes de l'ordre de (1‰) au talus aval pour favoriser l'évacuation des eaux pluviales. On disposera d'une seule berme pour chaque talus dans notre retenue

Talus amont	Talus aval	Largeur
66 m NGA	63 m NGA	3 m

V.6 Protection de la crête

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, la couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de grave argileuse compactée). On s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisante les matériaux de la couche de crête.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toute stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un déversement en amont uniforme incliné de (3 à 4) % qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

V.7 Etude des infiltrations

V.7.1 Objectif de calcul d'infiltration :

L'objectif de cette partie est de déterminer :

- La zone submergée du corps de la digue.
- Les pressions interstitielles.
- Le tracé de la ligne de saturation.
- Le débit de fuite à travers le corps

V.7.2 La ligne de saturation

Nous appelons ligne phréatique à travers le corps de la digue, la ligne correspondante à la pression hydrostatique nulle. Cette ligne est parfois appelée improprement ligne de saturation située au-dessus de la ligne phréatique à une distance correspondante à l'élévation capillaire de l'eau de saturation. Le tracé de la ligne phréatique est nécessaire pour la détermination des débits de fuite à travers le corps de la digue afin d'apprécier les risques d'émergence de l'eau particulièrement très dangereux le long du talus aval (figure V.3).

KOZENY(1931) a montré que la ligne de saturation est de forme parabolique, de foyer A et d'axe Ax , d'équation :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \dots\dots\dots(V.3)$$

Avec :

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

En point B : x = d et y =h

- d : largeur de base du massif.

- b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

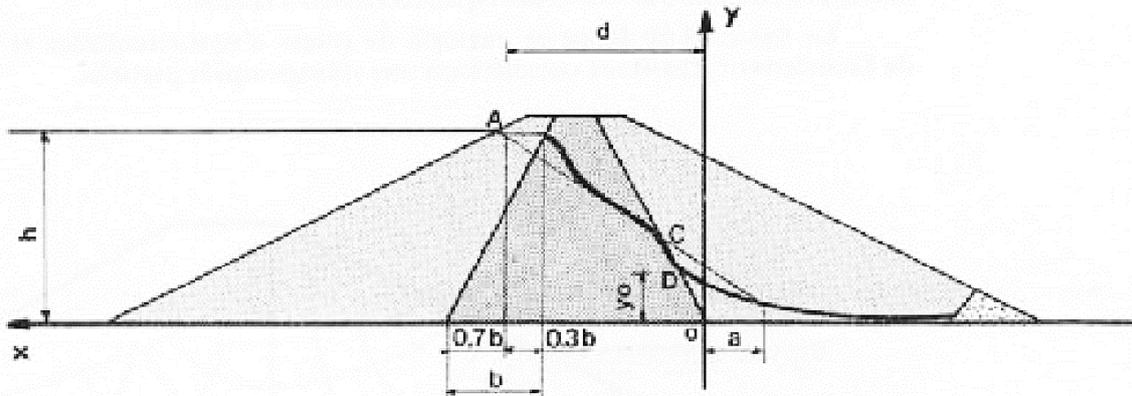


Figure V.2 : Schéma de calcul de la ligne de saturation

On a : d = 13.6 m et h =15.7 m. d'où : $y_0 = 7.17$

L'équation de la parabole s'écrit comme suit :

$$y^2 = 14.34 x + 51.4$$

Tableau V.5 : Coordonnées de la parabole de Kozeny

		Cordonnées de la parabole								
X(m)	-3	-2	0	2	4	6	8	10	12	13
Y(m)	2.89	4.77	7.17	8.95	10.43	11.72	12.89	13.96	14.95	15.42

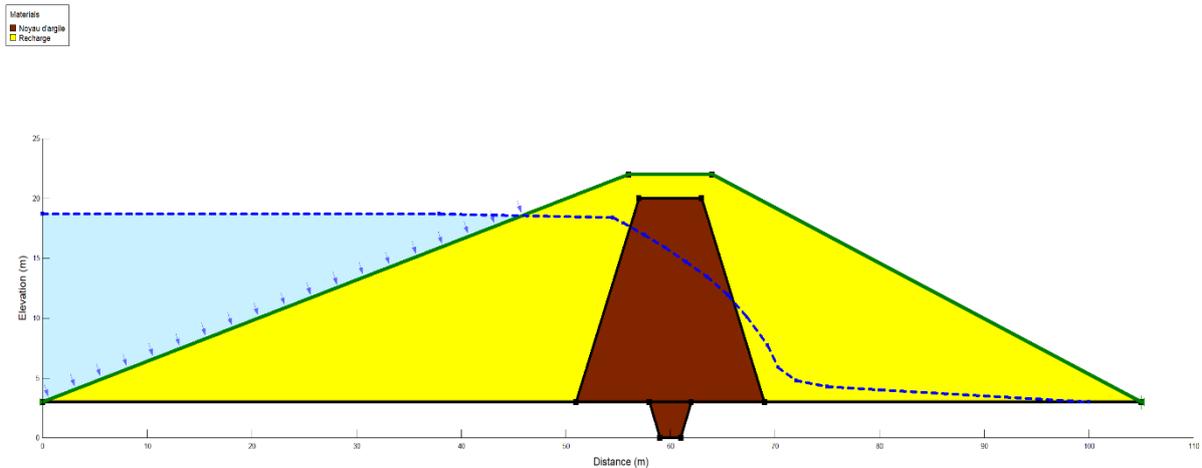


Figure V.3 : Schéma de la ligne de saturation

V.7.3 Débit d'infiltration

a. A travers la digue

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

$$q = K.I.A \dots\dots\dots(V.4)$$

Avec :

- **q** : débit d'infiltration (m²/s/ml).
- **I** : gradient hydraulique.
- **K** : Coefficient de perméabilité. (K=1.48 x 10⁻¹¹ m/s).
- **A** : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par :

$$I = \frac{dy}{dx} \quad \text{et } A = y.I$$

Donc : $q = k.y. \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots(V.5)$

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

d'où : $q = k.y_0 \text{ m}^3/\text{s/ml} \dots\dots\dots(V.6)$

AN:

$y_0 = 7.17 \quad \rightarrow \quad q = 1.06 \times 10^{-10} \text{ m}^3/\text{s/ml}$

$k = 1.48 \times 10^{-11} \text{ m/s}$

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q = q.L \dots\dots\dots (V.7)$$

$$Q = 1.37 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$$

B. A travers la fondation

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy.

$$q = K.I.A \dots\dots\dots (V.8)$$

Avec :

- **K** : Coefficient de perméabilité. **K**=1.48 x 10⁻¹¹ m/s

$$I=H/L_b \dots\dots\dots (V.9)$$

- **H** : Charge de la retenue, **H= 15.7 m**
- **L_b** : L'emprise du barrage. **L_b = 92.15 m**
- **A** : Section d'infiltration par unité de longueur. **A=T.1**
- **T** : Profondeur du sol de fondation perméable. **T=6 m**

D'où :

$$q = K.I.T \dots\dots\dots (V.10)$$

$$q = 1.48 \times 10^{-11} \cdot \frac{15.7}{92.15} \cdot 6$$

$$q = 1.5 \times 10^{-11} \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

Donc :

$$Q_F = q.L = 1.5 \times 10^{-11} \times 130 = \mathbf{1.96 \times 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}}$$

C. Débit total d'infiltration

$$Q = Q_F + Q_D \dots\dots\dots (V.11)$$

$$= 1.37 \times 10^{-8} + \mathbf{1.96 \times 10^{-9}} = 1.57 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 1.57 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s} = \mathbf{0.5 \text{ m}^3/\text{an}}$$

V.8 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 les plus simple et les plus utilisée est la méthode de Bishop.

V.8.1 Présentation du logiciel Geoslope Geostudio 2012 V6.02

GeoStudio 2012 est un logiciel de calcul géotechnique permet de traiter les différents problèmes du sol comme le glissement des talus, et les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique.

Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel :

Ce que nous s'intéressons parmi ces programmes est SLOPE/W.

V.8.1.1 Le programme SLOPE/W :

SLOPE/W est l'un des programmes intégrés dans la fenêtre du GeoStudio 2012 et qui est basée sur la théorie de l'équilibre limite dans les calculs du coefficient de sécurité des pentes.

L'élaboration de ce programme permet d'analyser facilement à la fois des problèmes simple et complexe de stabilité de pente en utilisant une variété de méthodes pour calculer le coefficient de sécurité

Ce programme est de type graphique et compatible avec tous les versions de Microsoft Windows. Il est facile d'apprendre comment l'utiliser, en particulier si l'utilisateur est déjà familier avec l'environnement Windows.

Le Logiciel Geo-slope utilise plusieurs méthodes pour le calcul de stabilité, dont la méthode Ordinaire, de Janbu et de Bishop.

- La méthode Ordinaire impose l'effort normal et l'effort tranchant inter tranche égaux à zéro.

- La méthode de Bishop et Janbu considère les forces normales mais pas les efforts tranchants entre les tranches.
- La méthode de Bishop ne satisfait que l'équilibre des moments, et la méthode de Janbu ne satisfait que l'équilibre des forces.

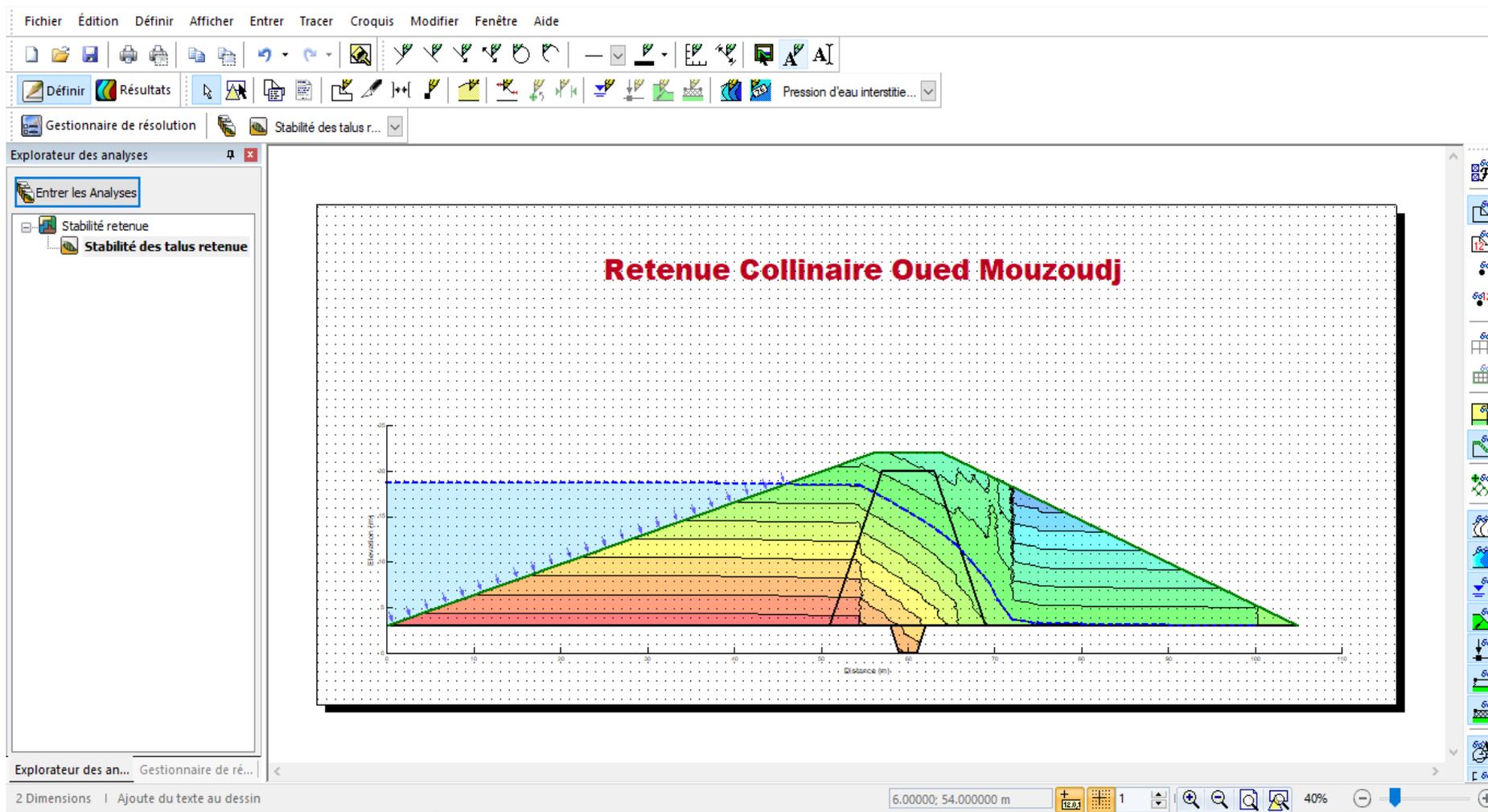


Figure V.4 : Vue globale sur le logiciel Geostudio 2012

V.8.2 Méthode de BISHOP

La recherche du cercle de glissement le plus défavorable est basée sur le positionnement du centre d'un cercle et de la valeur de son rayon. La définition de l'incrément et du pas relatifs aux coordonnées du centre et la valeur du rayon permet au logiciel de balayer toute la zone au-dessus du talus avec toutes les valeurs de rayon voulu. Il calculera alors tous les cercles de glissements possibles et leur facteur de sécurité F_s . Il choisira aussi le plus défavorable et l'affichera un traitement de l'image permet de sortir le diagramme sous différents formats.

Les résultats de la simulation sans donne dans les figures suivantes :

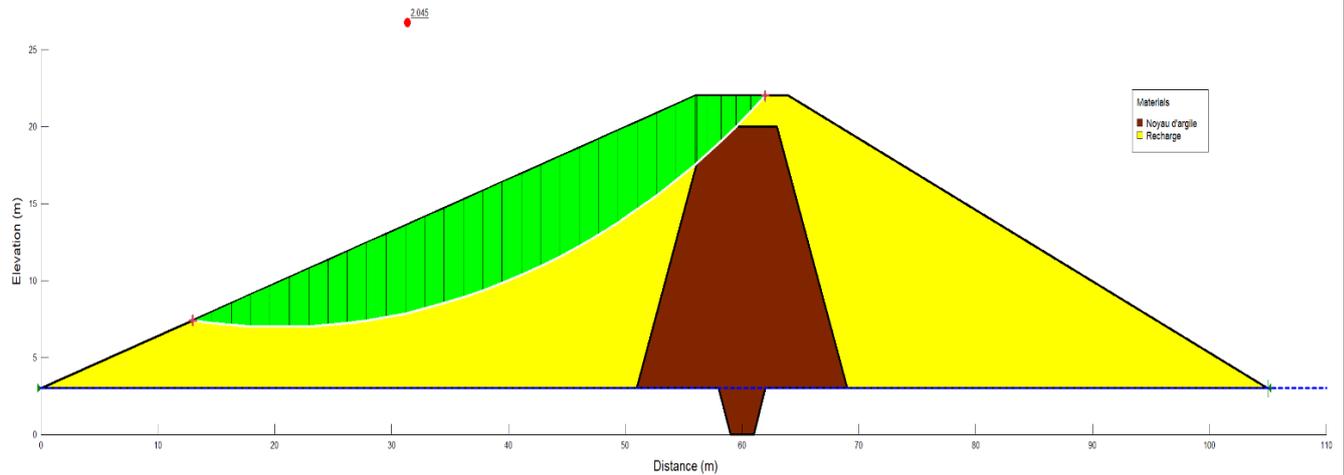


Figure V.5 : Cercle de glissement correspondant au F minimal – Fin de construction, talus amont

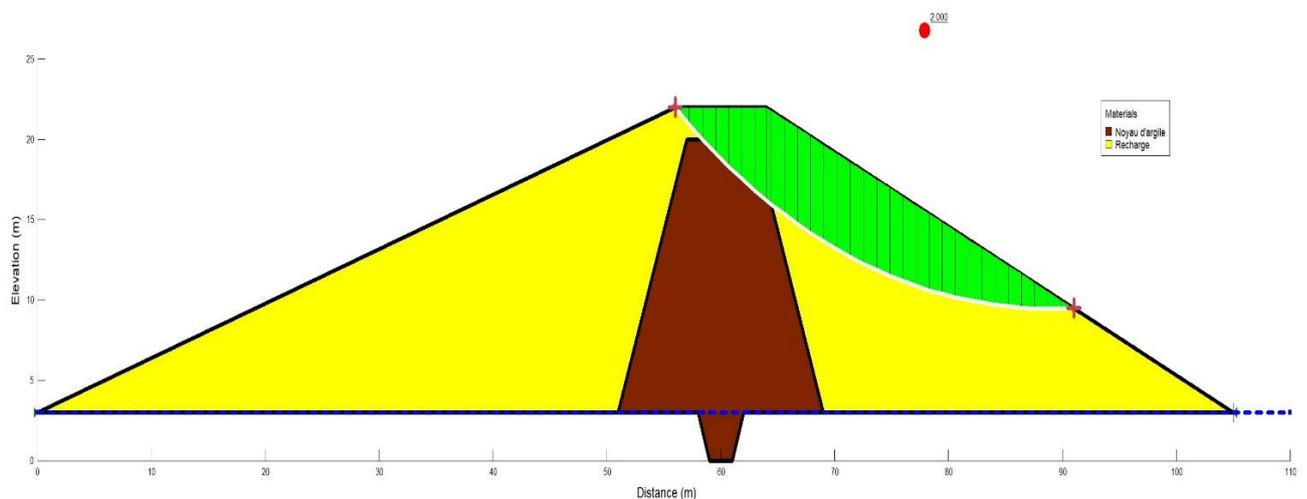


Figure V.6 : Cercle de glissement correspondant au F minimal – Fin de construction, talus aval

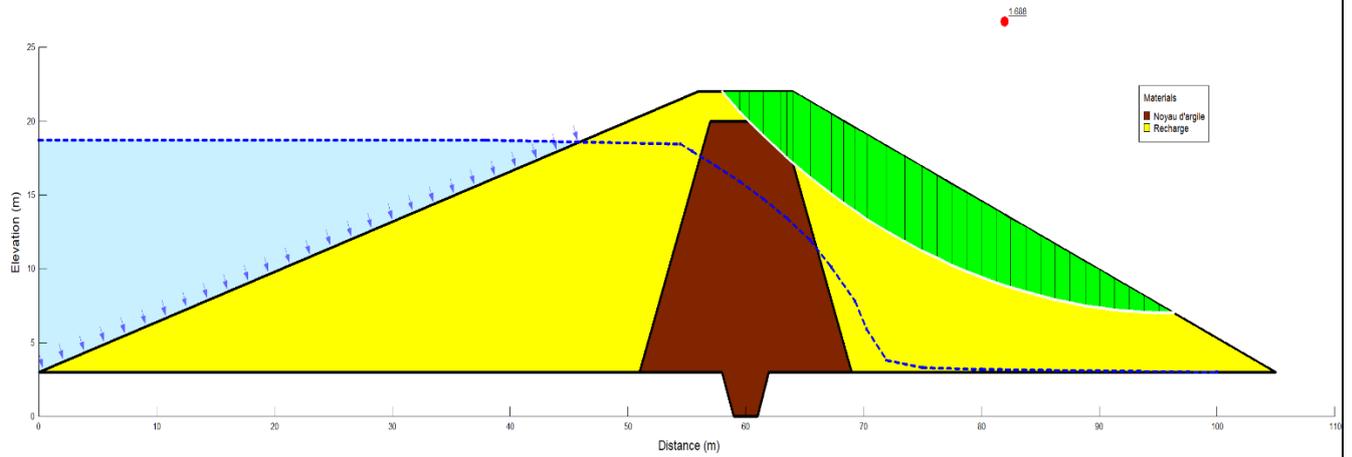


Figure V.7 : Cercle de glissement correspondant au F minimal – Ecoulement permanent, talus aval

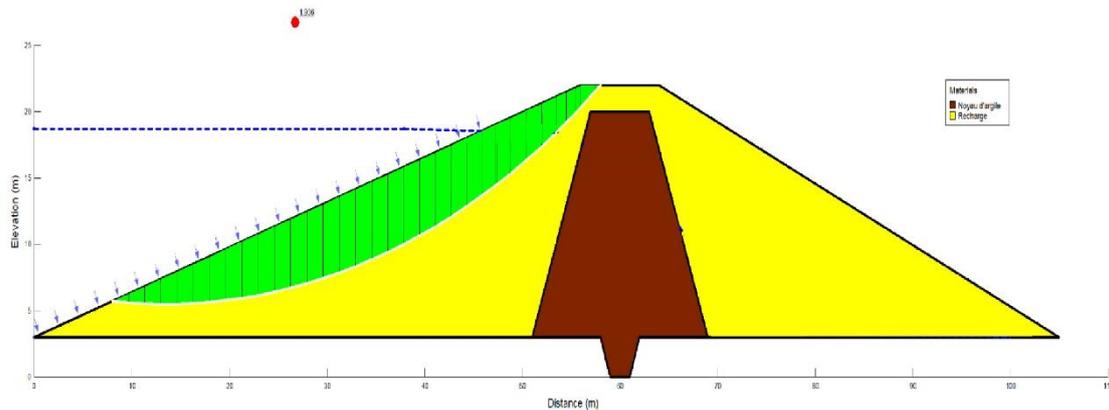


Figure V.8 : Cercle de glissement correspondant au F minimal – vidange rapide, talus amont

Tableau V.6 : Résultats des facteurs de sécurité pour différents cas de stabilité étudiés.

	TALUS AMONT		TALUS AVAL	
	Avec séisme	sans séisme	Avec séisme	sans séisme
Fin de construction	1.896	2.045	1.912	2.000
Fonctionnement normal	-	-	1.579	1.688
Vidange rapide	1.795	1.963	-	-

En conclusion l'étude des différents facteurs de sécurité montre que la stabilité est assurée dans tous les cas. Les valeurs de F sont supérieures à 1.5

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 : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

Introduction

Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres, en utilisant pour ce but la charge hydraulique effective disponible.

Les dimensions des plants en élévation, la conception ainsi que la composition des ouvrages annexes d'un barrage sont dictées par le débit de projet, la charge effective, le relief et la géologie du site, ainsi que des conditions de réalisation et d'exploitation.

VI.1 L'évacuateur de crues

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans créer d'érosion en aval risquant d'être dommageable pour la digue.

VI.1.1/ Critères de choix de l'évacuateur de crue

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

- La qualité des prévisions de crues
- La sismicité de la zone de l'aménagement et la fiabilité de l'exploitation
- La durée et les degrés d'utilisation
- Les conditions topographiques et géologiques particulières du site aménagé
- Le type de barrage
- Les conditions d'exploitations

VI.1.2. Différents types d'évacuateurs de crue

VI.1.2.1. Evacuateur central

Il est fait en béton, en maçonnerie ou en gabions, il est encadré par des bajoyers (murs latéraux qui protègent la digue). A l'aval du barrage, un bassin de dissipation permet de réduire l'énergie de l'eau après la chute. La longueur du bassin est égale à au moins 1.5 fois la hauteur de chute.

VI.1.2.2. Evacuateur latéral

L'évacuateur de crues latéral est un chenal ouvert creusé dans les berges du cours d'eau et situé à côté d'une extrémité de la digue. Son implantation dépend des conditions topographiques et géologiques du site. En général, il est composé de :

- Un canal d'amenée qui dirige le courant vers le passage
- Un seuil qui détermine le débit d'écoulement
- Un chenal d'évacuation qui raccorde l'ouvrage au lit principal du cours d'eau. Il peut être revêtu ou non en fonction de la nature des sols de fondation

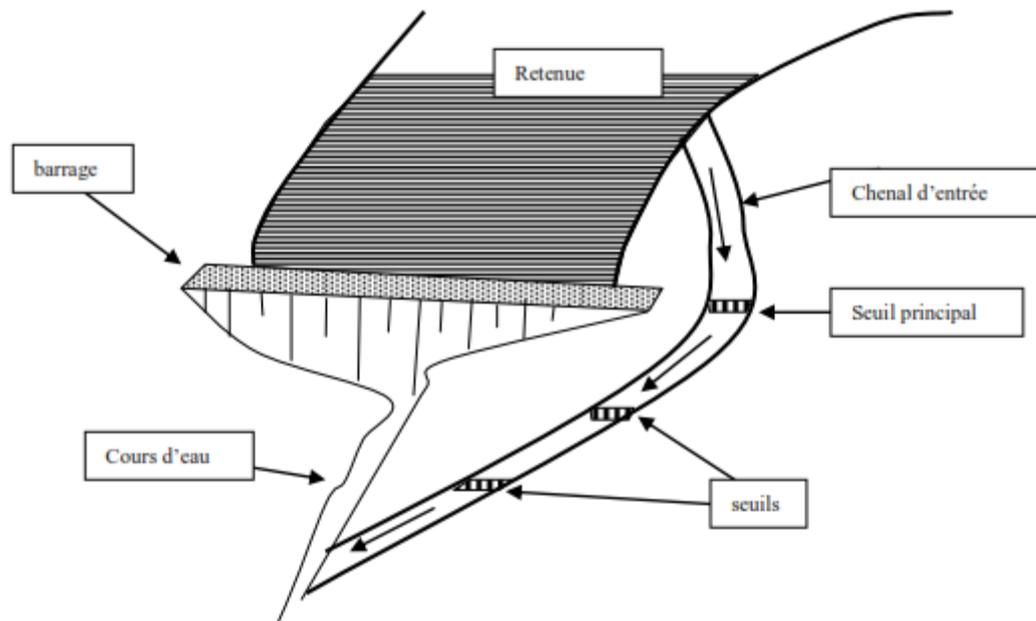


Figure VI.1 : Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral

a. Évacuateur de crue latéral à entonnement frontal

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs d'écoulement à surface libre.

Il représente les avantages :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- Le coût peu onéreux
- La difficulté de modification.

b. Évacuateur de crues latéral à entonnement latéral

Ce type d'ouvrage est d'écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique. Il représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

VI.1.2.3/ Evacuateur de crues en puit (tulipe) :

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puit coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- ✓ Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s.
- ✓ Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

- ✓ Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
- ✓ Problème de vibration.
- ✓ Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).

- ✓ Prévoir des protections Antivortex (coût et entretien).
- ✓ Dissipation au pied de la digue.

VI.1.2.4/ Evacuateur de crues en siphon :

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, il représente les avantages :

- ✓ Aucune exigence topographique.
- ✓ Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- ✓ Amorçage et le désamorçage.
- ✓ Entretien indispensable.
- ✓ Débit faible à évacuer.
- ✓ Dispositif sur le corps de la digue.

VI.1.3/ Choix de la variante

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles pouvant arracher les arbres du site boisé ; la faible charge sur l'entonnement circulaire, et l'évacuation au pied de la digue pouvant causer l'érosion régressive ; Tout ces problèmes ramène à rejeter cette Variante .

L'évacuateur de crue latéral s'adapte au site du faite que les excavations seront réduites, mais le problème de saturation pour une crue de débit qui peut dépasser celui de la crue de projet rend celle-ci peut fiable.

L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal s'adapte aussi au site, puisque la largeur déversante n'est pas très importante et la topographie permet l'implantation.

Le bon fonctionnement et la sûreté de celui-ci pour les crues dépassant celle du projet et la facilité de réalisation rend cette variante plus adéquate du côté technique et économique.

L'évacuateur de crues pour la retenue sera donc latéral à entonnement frontal

VI.1.4 Dimensionnement de l'évacuateur de crue :

L'évacuateur de crues est constitué des éléments suivants :

- Un canal d'approche.
- Un déversoir.
- Un chenal.
- Un convergent.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un canal de restitution.

VI.1.4.1 Canal d'approche

Le canal d'approche permet de guider l'écoulement de la crue vers le seuil déversant, il doit conduire l'eau jusqu'au déversoir dans des conditions tranquilles sans turbulence.

Les dimensions du canal (largeur et longueur) seront subordonnées à la longueur, au type, à l'emplacement du déversoir et aux caractéristiques du terrain.

Les vitesses doivent être suffisamment petites, pour que les pertes d'énergie et l'érosion soient minimales.

a. La vitesse d'approche

Elle est donnée par la formule :

$$V = \frac{Q}{H \times b} \dots\dots\dots(VI.1)$$

Avec :

Q : Débit à évacuer (m³/s), **Q = 46.94 m³/s**

H : Charge d'eau (m) **H = 2.94 m**

$$H = h + P \dots\dots\dots (VI.2)$$

S_{can} : Section du canal en (m²)

$$S = H \times b \dots\dots\dots (VI.3)$$

P : Hauteur de pelle en (m), **P = 1 m**

h : Lambe déversante en (m), **h = 1.94 m**

b : largeur du déversoir, **b = 8 m**

$$V = 1.99 \text{ m/s}$$

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est (4.4÷10) m/s, $V < V_{adm}$, donc pas de risque d'érosion.

b. Hauteur du mur du canal d'approche

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante :

$$R_e = 0.6 + 0.05V(H)^{1/3} \dots\dots\dots(VI.4)$$

$$R_e = 0.74 \text{ m}$$

La hauteur de mur est

$$H_m = H + R \dots\dots\dots (VI.5)$$

H_m = 3.94 m nous prenons **H_m = 4 m**

c. Longueur du canal d'approche

D'après le plan topographique, la longueur du canal d'approche est égale à 20 m

VI.1.4.2. Déversoir

Le déversoir a pour but de collecter les eaux de la retenue, il joue un rôle d'une section de contrôle, il est dimensionné en fonction des contraintes de stabilité et de débit de pointe de l'hydrogramme.

On adopte à un déversoir à profil Creager qui a l'avantage d'éviter toute suppression qui provoque la cavitation et l'érosion par la suite.

La figure suivante, montre les dimensions du déversoir :

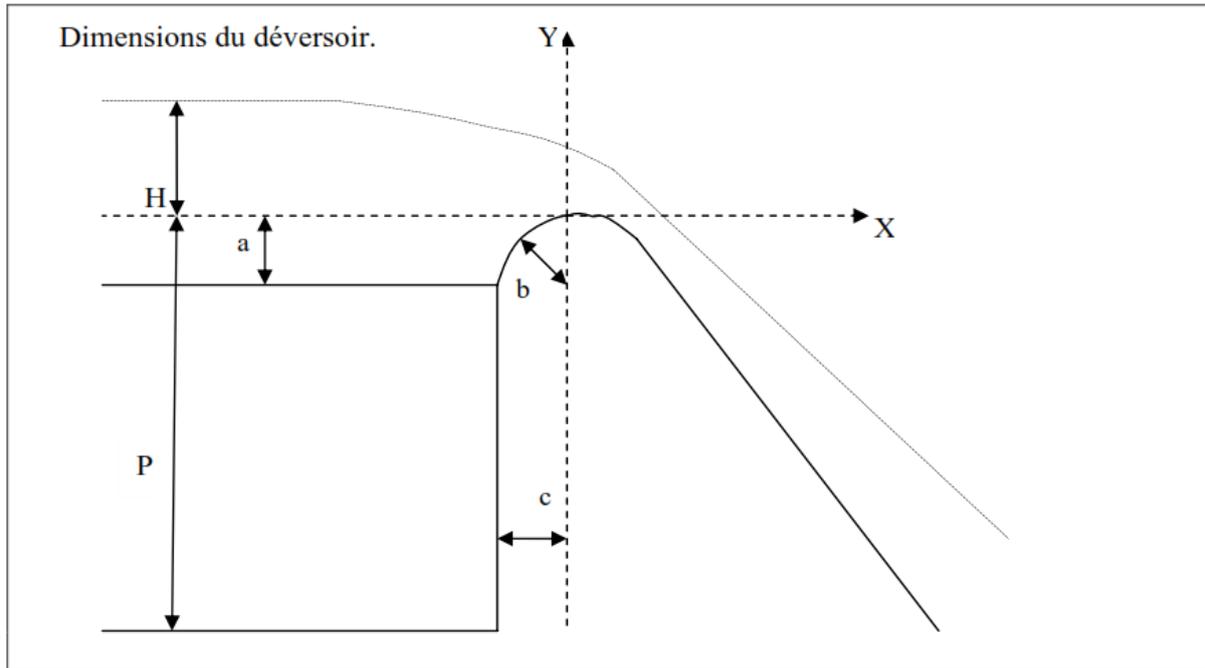


Figure VI.02 : Dimensions caractéristiques et géométrie du déversoir

Avec a, b et c sont déterminé comme suit :

$$a = 0.12 \times H = \mathbf{0.35 \text{ m}}$$

$$b = 0.4 \times H = \mathbf{1.17 \text{ m}}$$

$$c = 0.3 \times H = \mathbf{0.88 \text{ m}}$$

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante :

$$y = \frac{x^{1.85}}{2 \times H^{0.85}} \dots\dots\dots(\text{VI.5})$$

Avec :

H : la charge sur le déversoir

Tableau VI.01 : Coordonnés du profil de Greager

x(m)	y(m)
0	0
0.3	0.021555
0.6	0.077706
0.9	0.164522
1.2	0.28013
1.5	0.423295
1.8	0.593101
2.1	0.788825
2.4	1.00987
2.7	1.255734
3	1.525981
3.3	1.820227
3.6	2.138131
3.9	2.479387
4.2	2.843714
4.3	2.970239

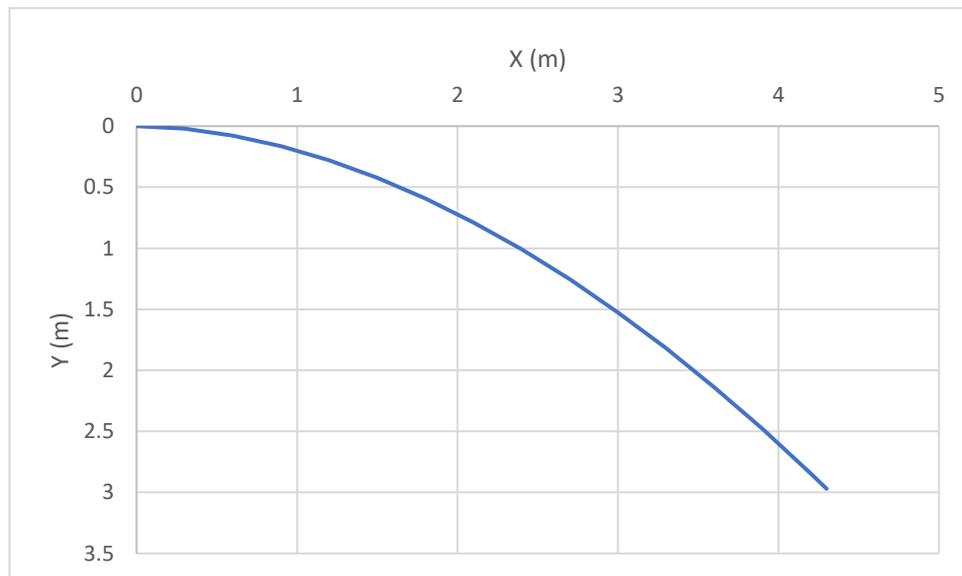


Figure VI.3 Schéma du profil du seuil déversant type Creager

VI.1.4.3. Chenal d'écoulement

Le chenal d'écoulement se situe à l'aval immédiat du déversoir, il doit posséder une pente suffisamment faible pour assurer un écoulement fluvial. La forme rectangulaire est généralement la plus adaptée pour le chenal. L'écoulement dans ce chenal n'est généralement pas uniforme, car le chenal est trop court. Il s'établit un ressaut, juste à l'aval du déversoir, qui conduit à un écoulement fluvial.

La longueur du chenal est déterminée à partir du plan topographique, elle est égale à 22 m.

La pente est égale à 0.08 %.

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calcule la profondeur critique " y_c" et la pente critique.

a. Profondeur critique

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \dots\dots\dots (VI.6)$$

Avec :

Q : Débit à évacuer (m³/s), **Q = 46.94 m³/s**

b : largeur du chenal, **b = 8 m**

g : l'accélération de pesanteur, **g = 9.81m/s**

$$y_c = 1.52 \text{ m}$$

b. Pente critique

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour y = y_c

$$I_{cr} = \left[\frac{Q(b+2 \times y_c)^{2/3}}{K(b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots(VI.7)$$

Avec :

R : rayon hydraulique (en m).

I : la pente en (m/m).

S : section mouillée

K : coefficient de Manning-Strickler, **K= 71**

$$I_{cr} = 0.0019 = 0.19 \%$$

0.08 % < 0.19 % => I < I_{cr} : écoulement fluvial donc la condition est vérifiée

VI.1.4.4. Calcul du convergent

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergent est déterminée par la formule suivante :

$$L = 2.5 (l_1 - l_2) \dots\dots\dots (VI.8)$$

Avec :

l₁ : est la largeur au plafond du bief amont, **l₁=8 m**

l₂ : est la largeur au plafond de la section de contrôle, **l₂= 4.66 m**

$$L = 2.5 (8 - 4.66) = 8.35 \text{ m}$$

La longueur du convergent est de **8.35 m**

VI. 1.4.5. Le coursier

Le coursier fait suite au chenal d'écoulement et conduit l'eau du convergent au bassin de dissipation. Il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

a. Largeur du coursier

Elle est donnée par :

$$B = Q^{0.4} \dots\dots\dots(VI.9)$$

$$B = 46.94^{0.4}$$

$$\mathbf{B = 4.66 m}$$

b. Longueur du coursier

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 150 m.

c. Profondeur critique

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 B}{g.S^3} = 1 \dots\dots\dots(VI.10)$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.B^2}} \dots\dots\dots(VI.11)$$

- **B** : est la largeur du coursier égale à 4.66 m

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{46.94^2}{g.4.66^2}}$$

$$\mathbf{h_{cr} = 2.59 m}$$

d. La pente critique

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique.

Pour calculer I_{cr} nous associerons donc la relation du régime uniforme

$$Q = S_c.C.\sqrt{R_c.I_{cr}} \dots\dots\dots (VI.12)$$

Avec celle du régime critique.

$$\frac{Q^2.b}{g.S_c^3} = 1 \dots\dots\dots (VI.13)$$

Pour une section rectangulaire (S=h.b) conduit à :

$$I_{cr} = \frac{g.h_c}{C_c^2.R_c} \dots\dots\dots (VI.14)$$

Avec :

I_{cr} : pente critique

R_c : rayon hydraulique critique

$$R_c = S_c/P_c \dots\dots\dots (VI.15)$$

S_c : section critique

$$S_c = b.h_{cr} \dots\dots\dots (VI.16)$$

P_c : périmètre critique

$$P_c = 2 \times h_{cr} + b \dots\dots\dots (VI.17)$$

C_c : coefficient de Chézy

$$C_c = R_c^{1/6} / n \dots\dots\dots (VI.18)$$

n : coefficient de rugosité, n=0.014 (revêtement en béton).

La pente critique est :

$$I_{cr} = \frac{9.81 \times 2.92}{74.59^2 \cdot 1.29}$$

$$I_{cr} = 0.0039 = 0.33 \%$$

Tableau VI.02 : récapitulatif des résultats

S _c (m ²)	13.62
P _c (m)	10.50
R _c (m)	1.29
C _c (m ⁻⁶)	74.59
I _{CR} (%)	0.33

e. Calcul de la profondeur normale

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme. Elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy).

$$Q = S.C.\sqrt{R.I} \dots\dots\dots(VI.19)$$

Avec :

S : section du coursier

I : pente du coursier, **I= 0.1**

C : coefficient de Chézy

R : rayon hydraulique

En substituant de la même manière que pour le chenal d'écoulement, nous aurons :

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{0.5} \cdot (b \cdot h_n)^{2.5} \cdot (2 \cdot h_n + b)^{1.5} \dots\dots\dots (VI.20)$$

Nous aurons :

$$h_n = 1.49 \text{ m}$$

$$V_n = \frac{Q}{b \cdot h_n} \dots\dots\dots (VI.21)$$

$$V_n = 6.43 \text{ m/s}$$

Nous constatons que $h_n < h_{cr}$, donc le régime d'écoulement est torrentiel et le canal à forte pente.

f. Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Tableau VI.03 : Récapitulatif des données de départ

Q (m ³ /s)	Strickler	I	h _n (m)	h _c (m)	L _{coursier} (m)
46.96	71	0.1	1.18	2.59	30

Le calcul de la ligne d'eau est effectué par :

La méthode d'intégration numérique

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant $dQ/dx = 0$, est :

$$dy / dx = (S_o - S_f) I (1 - Fr^2) \dots\dots\dots(VI.22)$$

Avec : S_o : pente du fond.

S_f : pente de la ligne d'énergie.

En tenant compte de l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie S_f peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation de Manning. L'équation devient en différences finies :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_o - (n^2 Q^2) / (A^2 R^{\frac{4}{3}})}{1 - (Q^2 B) / (g A^3)} \dots\dots\dots(VI.23)$$

On donne des valeurs arbitraires à y_i et on calcul la distance Δx correspondante aux profondeurs y_i et on calcul la profondeur moyenne : $y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2}$

Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcul Δx à chaque valeur de y_i, utilisant y_{moy}, et en l'ajoute à Δx cumulés jusqu'à cette étape si la somme est supérieur à la longueur L, et on continue avec une valeur de y_i' < y_i jusqu'à trouver la somme de Δx égal à la longueur L du coursier.

Dans notre cas toujours y_i < y_o (courbe de remous type S2).

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.04 Calcul de la ligne d'eau

y	ymoy	Smoy	Pmoy	Rmoy	Fr ²	1-FR ²	$n^2Q^2/A^2R^{4/3}$	Δx	L	Fr	V
2.59											
2.40	2.50	11.63	9.65	1.20	1.29	-0.29	0.00249398	-0.37	0.00	1.135	4.039
2.20	2.30	10.72	9.26	1.16	1.64	-0.64	0.0030961	-0.88	0.51	1.282	4.381
2.00	2.10	9.79	8.86	1.10	2.16	-1.16	0.00395312	-1.59	2.09	1.469	4.799
1.80	1.90	8.85	8.46	1.05	2.91	-1.91	0.00518889	-2.64	4.74	1.707	5.304
1.60	1.70	7.92	8.06	0.98	4.07	-3.07	0.00704763	-4.29	9.03	2.017	5.928
1.40	1.50	6.99	7.66	0.91	5.92	-4.92	0.00999448	-7.03	16.07	2.434	6.718
1.20	1.30	6.06	7.26	0.83	9.10	-8.10	0.01499214	-12.00	28.06	3.017	7.752
1.18	1.19	5.55	7.04	0.79	11.86	-10.86	0.01932115	-1.66	30.00	3.444	8.468

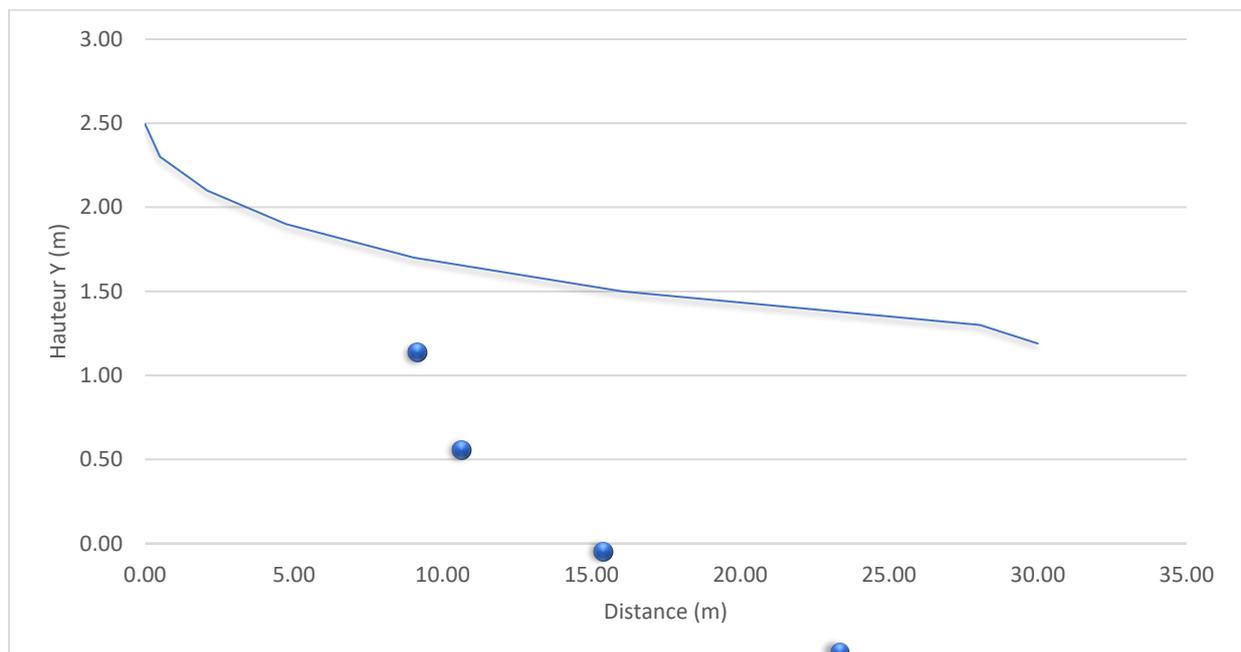


Figure VI.4 : Schéma de la ligne d'eau dans le coursier

VI. 1.4.6 Dissipateur d'énergie

Le principe de la dissipation de l'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial.

Dans les bassins à ressaut hydraulique, l'énergie dissipée peut être exprimée en fonction du nombre de Froude au niveau de la section initiale du ressaut Fr_1 . Le meilleur intervalle du nombre de Froude qui assure une dissipation d'énergie élevée et la régularité du courant aval est celui compris entre 4.5 et 9 (ressaut stable). Pour des grandes valeurs, le ressaut est dit fort. Il est appelé faible ou oscillant pour des faibles valeurs de Fr_1 . Ces valeurs entraînent la formation des ondulations dans le courant aval ou à des tourbillons instables voire à une dissipation d'énergie quasiment nulle.

Les différents types de ressaut hydraulique en fonction du nombre de Froude sont les suivants :

$1.0 \leq Fr \leq 1.7$ Ressaut ondulé.

$1.7 < Fr \leq 2.5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.

$2.5 < Fr \leq 4.5$ Ressaut oscillant.

$4.5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

$9 < Fr$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Pour notre cas :

Fr = 3.44, Froude est compris entre 2.5 et 4.5 donc nous aurons une formation d'un ressaut oscillant.

Pour la dissipation de l'énergie nous avons opté pour un bassin de dissipation à ressaut. La mise en place des blocs de déflecteur permette de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval.

Nous avons : $2.5 < Fr \leq 4.5$ donc on opte pour un bassin de **type I**.

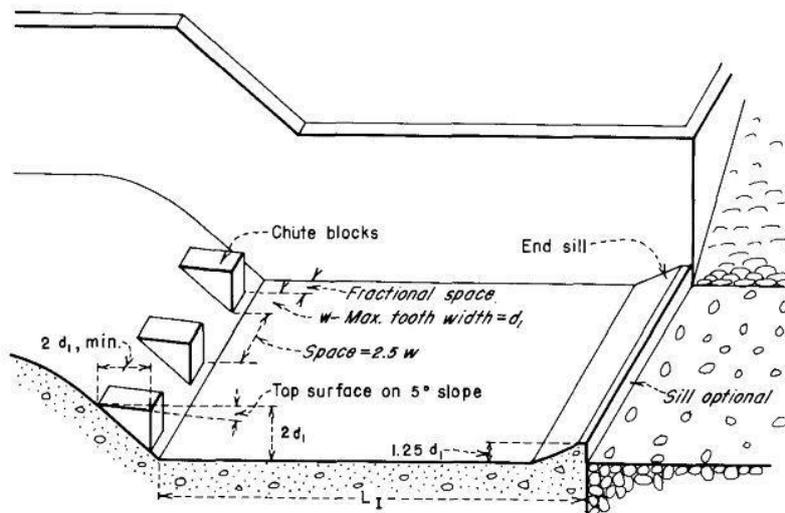


Figure VI-5 : Schéma de bassin de dissipation, type I (USBR, 1987)

a. Détermination des caractéristiques du bassin

$$F = 3.44 \quad ; \quad y_1 = 1.18 \text{ m}$$

A partir de l'abaque dans l'annexe :

$$\frac{y_2}{y_1} = 3.24 \quad \text{D'où : } y_2 = 3.82$$

Avec :

y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m)

y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m)

La longueur du bassin et de l'abaque 3 dans l'annexe :

$$\frac{L}{y_2} = 5.3$$

Donc :

$$L = 3.82 \times 5.3 = 20.26 \text{ m} \quad \text{On prend } L = 21 \text{ m}$$

b. Dimensionnement des blocs Chicanes

Tableau VI.03 : Les dimensions des blocs Chicanes du bassin de dissipation

La hauteur des blocs de chutes (m)	$h = 2.y_1$	2.36
La largeur des blocs de chutes (m)	$l \leq 1$	1
Espacement entre deux blocs de chutes (m)	$e = 2.5l$	2.5

VI. 1.4.7. Canal de restitution

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1 et une pente de 0.7 % a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

a. La hauteur critique

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcule par la formule suivante (Agroskine) :

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{Z'}{3} + 0.105 \times Z'^2 \right) \quad \dots\dots\dots (VI.24)$$

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.b^2}} \quad \dots\dots\dots (VI.25)$$

$$Z' = \frac{K.m}{b} \dots\dots\dots (VI.26)$$

Avec :

m : fruit des talus du canal de fuite, m =1

On prend pour une largeur du canal b = 4 m :

$$K = 2.41 \text{ et } Z' = 0.6$$

$$\text{D'où : } h_{cr} = 2 \text{ m}$$

B. La pente critique

Elle est donnée par :

$$I_{cr} = \frac{g.h_c}{C^2.R_c} \dots\dots\dots (VI.27)$$

Avec :

I_{cr} : pente critique

R_c : rayon critique

S_c : section critique

P_c : périmètre critique

C_c : coefficient de Chézy

n : coefficient de rugosité, n=0.014 (m)

La pente critique est : $I_{cr} = 0.00285 = 0.28 \%$

Tableau VI.04 récapitulatif des résultats

S _C (m ²)	12
P _C (m)	9.65
R _C (m)	1.25
C _C (m ⁻⁶)	74.14
I _{CR} (%)	0.28

C. Profondeur normale dans le canal

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S.C.\sqrt{R.I} \dots\dots\dots(VI.28)$$

Pour la hauteur normale nous avons

$$S_c = m.h_n^2 + b.h_n \dots\dots\dots (VI.29)$$

$$P_n = b + 2.h_n\sqrt{1 + m^2} \dots\dots\dots (VI.30)$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} \times I^{0.5} . (m.h_n^2 + b.h_n)^{2.5} . (b + 2.h_n\sqrt{1 + m^2})^{1.5} \dots\dots (VI.31)$$

Le résultat du calcul par itération donne : **h_n = 0.84 m**

D. Vitesse dans le canal

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m.h_n^2 + b.h_n} \dots\dots\dots (VI.32)$$

$$V = 11.23 \text{ m/s}$$

VI.1.4.8. Hauteurs des murs bajoyers

A. Hauteur des murs à l'entrée du déversoir

$$h_m = h_e + R \dots\dots\dots (VI.33)$$

Avec

h_m : Hauteur des murs bajoyers en (m).

h_e : lame d'eau sur le déversoir (m), $h_e = 2.94 \text{ m}$

R : Revanche de sécurité (m) donnée par

$$R = 0.61 + 0.14 V^{1/3} \dots\dots\dots (VI.34)$$

$$V = 46.96 / (8 \times 2.94) = 2 \text{ m/s} \quad \text{donc :} \quad R = 0.78 \text{ m}$$

$$h_m = 2.94 + 0.8 = 2.78 \text{ m} \quad \text{On prend } h_m = 3 \text{ m}$$

B. Chenal d'écoulement

Sur le long du chenal d'écoulement les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue.

C. Le coursier

Hauteur au début

$$h_m = h_e + R \dots\dots\dots (VI.35)$$

Avec :

h_m : hauteur du mur bajoyer

h_e : hauteur d'eau, $h_e = 2.59 \text{ m}$

R : revanche de sécurité donnée par :

$$R = 0.61 + 0.14 V^{1/3} \dots\dots\dots (VI.36)$$

V : la vitesse au niveau de la section de contrôle $V = 3.89 \text{ m/s}$

$$\text{Ce qui donne :} \quad R = 0.83 \text{ m ; } h_m = 3.42 \text{ m} \quad \text{On prend } h_m = 4 \text{ m}$$

Hauteur à la fin

Nous procédons de même manière que précédemment.

$$h_e = 1.18 \text{ m} \quad \text{nous aurons} \quad V = 8.46 \text{ m/s ; } R = 0.9$$

$$\text{La hauteur des murs sera :} \quad h_m = 2.1 \text{ m}$$

VI.2. Ouvrage de vidange

C'est un ouvrage destiné principalement à vider le barrage. Il se compose de : un orifice muni d'une vanne et une conduite d'évacuation.

Il peut assurer les fonctions suivantes :

- Vidanger complètement de la retenue (purge et entretien)
- Servir éventuellement d'évacuateur auxiliaire
- Abaisser le niveau d'eau en cas de danger pour le barrage (naturels ou conflits armés)
- Contrôler de la montée du plan d'eau lors du premier remplissage

La conduite de vidange est généralement disposée sous le barrage. Exceptionnellement, pour les gros ouvrages, il peut être intéressant de prévoir une galerie latérale. Elle peut fonctionner sous pression si son diamètre est petit ou moyen, ou en écoulement à surface libre lorsqu'elle est de gros diamètre.

Se basant sur la capacité du déversoir, le gabarit et les dimensions du barrage et pour des raisons d'économie, l'évacuation des eaux pendant le chantier se fait à l'aide de la conduite de vidange de fond à condition que les travaux soient entamés en début de la période sèche et que l'ouvrage d'entrée ne soit réalisé qu'après l'achèvement des travaux de la digue.

La capacité de la conduite doit permettre la vidange en dix (10) jours.

VI.2.1. Calcul du débit de vidange

Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_{vid} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots\dots\dots (VI.37)$$

Avec :

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange, pris égal à débit moyen annuel **Q_T = 0.096 m³/s**

V : volume utile, **V_u = 2.6 Mm³**

T : temps de vidange, **T = 10 jours = 864000 secondes**

$$Q_{vid} = \frac{V_u}{T} + Q_r$$

$$Q_{vid} = \frac{2.6 \times 10^6}{864000} + \frac{3.06 \times 10^6}{31.536 \times 10^6} = 3.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur du débit de projet.

VI.2.2. Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$S = \frac{Q_{vid}}{\mu \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot Z}} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \dots\dots\dots (VI.38)$$

Avec :

Q_{vid} : débit de vidange (m³/s)

μ : coefficient de débit **μ ∈ (0.8 ÷ 0.85)**, nous prenons **μ=0.80**.

S : section de la conduite (m²)

Z : différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval (**Z = 12 m**)

Nous trouvons : **S= 0.25 m²**

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \dots\dots\dots (VI.39)$$

D = 0.56 m Nous prenons : **D = 560 mm**

VI.2.3. Correction de la valeur de coefficient μ

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}} \dots\dots\dots (VI.40)$$

Avec :

$\sum \xi_s$: somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor} + \xi_{grille} \dots\dots\dots (VI.41)$$

Tableau V.04 : Coefficients de pertes de charge singulières

ξ_{va}	0.5
ξ_{ent}	0.1
ξ_{sor}	1
ξ_{grille}	0.25

Donc : $\sum \xi_s = 1,85$

$\sum \xi_l$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires

$$\sum \xi_l = \frac{\lambda L}{d} \dots\dots\dots (VI.42)$$

Avec :

L : longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 110 m

d : diamètre de la conduite de vidange, **d = 560 mm**

λ : Coefficient de frottement calculé par la formule de Strickler :

$$\lambda = \frac{87.n^2}{d^{1/3}} \dots\dots\dots (VI.43)$$

Avec :

n : rugosité de la conduite en acier, **n=0.045 m^{-1/3.s}**

$$\lambda = 0.0213 \quad d'ou \quad \sum \xi L = 4.18$$

Ce qui nous donne :

$$\mu = 0.489$$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à :

$$\mathbf{d = 715mm}$$

Nous adoptons le diamètre normalisé :

$$\mathbf{D_{vf} = 800 mm}$$

VI.2.4. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes :

$$V_s = \frac{Q_{vf}}{S_{vf}} \dots\dots\dots (VI.44)$$

d'ou : $V_s = 8.5 \text{ m/s}$

VI.3. Ouvrage de prise d'eau

Les ouvrages de prise d'eau ont pour but de prélever dans un cours d'eau ou dans un réservoir le débit nécessaire à chaque instant à l'utilisation (Irrigation, Station de Traitement d'Eau Potable ou de Production d'Énergie Électrique), en éliminant, dans tous les cas et dans la mesure du possible, les matières solides transportées par le cours d'eau et en réduisant les pertes de charge à l'entrée de la prise.

Il faut noter que dans beaucoup de petites retenues, il n'est prévu aucun système de prise. Les prélèvements d'eau se font grâce à un tuyau (rigide ou souple) muni d'une crépine et simplement plongé dans l'eau, soit à partir de la digue soit sur une rive.
Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande en aval (consommation maximale en aval), de temps de prise et de la charge d'eau minimale.

VI.3.1 Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau

D'après le chapitre III ; Les besoins en eau atteignent une valeur maximale en mois d'Aout :

$$V_{max} = 220000 \text{ m}^3$$

Donc :

$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} \dots\dots\dots (VI.45)$$

$$Q_{max} = \frac{220000}{30 \times 3600 \times 8} = 0.25 \text{ m}^3/\text{s}$$

Nous supposons que la consommation se fait 8 heures par jour pendant 30 jours.

VI.3.2 Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre

$$Q = S \cdot \mu \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \text{ (m}^3/\text{s)} \dots\dots\dots (VI.46)$$

Avec :

μ : coefficient de débit, **μ=0.3**

S : section de la conduite en m²

H : charge d'eau minimale, **H= 4 m**

Nous trouvons :

$$S=0.094 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la prise d'eau sera égal à :

$$D= 346 \text{ mm}$$

Nous prenons :

$$D = 350 \text{ mm}$$

VI.3.3. Correction de la valeur de coefficient μ

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1+\sum \xi}} \dots\dots\dots (VI.47)$$

Avec :

$\sum \xi$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières et linéaires.

Nous supposons que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda L}{d} \dots\dots\dots (VI.48)$$

Avec :

$$\lambda = 0.028$$

$$\sum \xi = 13.43$$

Donc :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1+13.43}} = 0.26$$

$$S=0.107 \text{ m}^2$$

Nous trouvons :

$$D = 369 \text{ mm}$$

Nous prenons le diamètre normalisé :

$$D = 400 \text{ mm}$$

VI.3.4. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

$$V = Q/S \quad \dots\dots\dots (VI.49)$$

$$V = 2.375 \text{ m/s}$$

Conclusion

Le mauvais dimensionnement des ouvrages annexes peut endommager notre retenue pour cela l'étude a été réalisé avec précision pour éviter tous les dégats.

Le diamètre de la conduite de vidange de fond est le plus grand, cette conduite sera utilisée en deux fonctions (la vidange et la dérivation des eaux des crue pendant la construction de l'ouvrage).

La conduite de prise d'eau aura un diamètre de 400 mm, elle est équipée de deux vannes papillon qui sera groupée avec les vannes de vidange au pied aval du barrage. Les vannes peuvent être soit opérées manuellement soit à distance par des organes de commande hydrauliques

Introduction

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possible d'un travail pour abaisser les coûts de production en favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroître la productivité.

Pour cela il faut :

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

VII.1 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, 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 fixe de travail.

Nous pouvons distinguer les installations suivantes :

VII.1.1 Installations destinées au personnel

En général, sont :

- **Abris-clos et vestiaire :** Local aéré, éclairé, chauffé en saison froide. Local avec armoires (surface minimum du local > 1.25 m² par personne).
- **Les réfectoires :** nous prévoyons un local de restauration si le nombre de repas > 25. Tables et sièges en nombre suffisant (surface minimum > 1.5 m² par personne). Garde-manger et chauffe gamelles installés dans l'abri ou dans un lieu couvert.
- **Les installations sanitaires :** Lavabos ou rampes pour la toilette : 1 orifice au moins pour 5 travailleurs. Local avec lavabos : un lavabo pour 10 personnes au plus. Douches obligatoires pour tous travaux salissants : 1 pour 8 personnes.
- **Poste de secours :** Boîte de secours présente dans tous les types de chantiers. Un infirmier est obligatoire pour 200 personnes.
- **Les bureaux de chantier :** Le nombre de bureaux à installer est indiqué par la maîtrise d'œuvre dans les pièces écrites.

VII.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments 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 croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

VII.1.3 Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé afin d'assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VII.1.4 Installation destinée 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, conduites, murettes...etc.

VII.2 Moyens du chantier

VII.2.1 Moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétant pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

VII.2.2 Moyens matériels du chantier

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

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 :

➤ Compacteurs à pneus

Est un engin de compactage anciennement à traction animale, aujourd'hui motorisé, caractérisé par des roues cylindriques lisses ou à relief dit « pied de mouton »



Figure VII-1 : Compacteur à pneus

➤ **Rouleaux à pieds dameurs**

Pour le compactage des sols fins, les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux



Figure VII-2 : Compacteur à rouleaux

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

➤ **Décapeuse automotrice (grader)**

Est généralement utilisée pour l'arasement des sols. Cet engin possède une benne avec tiroir éjecteur pouvant se surbaïsser et qui, par l'effet du déplacement de la machine, permet d'extraire les matériaux. Ceux-ci seront ensuite transportés sur le lieu de déchargement pour finalement y être répandus en couches.

Ces engins travaillent généralement en duo car ils sont poussés (un tampon se trouve à l'arrière) par un bulldozer équipé d'une lame spéciale dite « pousse ». Ce type de scraper dit « poussé » est le plus répandu.

L'engin peut aussi être autonome, du type « automoteur ». Par le biais d'une chaîne élévatrice, il se charge et se décharge par ses propres moyens.



Figure VII.3 : Décapeuse automotrice

➤ **Pelle hydraulique**

Cet engin de chantier est aussi connu sous le nom de pelleteuse, pelle ou excavatrice. Elle est constituée d'un châssis porteur à chenilles ou à pneus et surmontée d'une tourelle dotée d'une rotation continue de 360 degrés. Cette tourelle porte le moteur, les organes hydrauliques (pompes, moteur, vérins), le poste de conduite et l'équipement (flèche, balancier, godet).

Le poids d'une pelle hydraulique sur pneus peut atteindre jusqu'à 127 tonnes tandis que sur chenilles il peut atteindre jusqu'à 980 tonnes. La popularité des machines hydrauliques est due à leur très grande puissance ainsi qu'à la grande variété d'organes mécaniques pouvant utiliser cette puissance.

La pelleteuse est utilisée pour des travaux :

- ✓ De terrassement
- ✓ D'extraction (chargement de matériaux dans une carrière...)
- ✓ De réalisation et nettoyage de fossés et de talus...
- ✓ De fondations spéciales (forage, parois moulées...), la pelle sera équipée du matériel : mouton, sonnette...



Figure VII.4 : Pelle hydraulique

➤ **Camions (damper)**

Les camions favorisent le mélange de plusieurs horizons, sont plus adaptés lorsque la zone d'emprunt est éloignée du barrage ou à un relief très marqué.



Figure VII.5 : Camion de chantier

VII.3 Planification

VII.3.1 Définition

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- ✓ Installation des postes de travail
- ✓ Observations instantanées
- ✓ Analyse des tâches
- ✓ Chronométrage
- ✓ Définition des objectifs et des attributions
- ✓ Simplification des méthodes
- ✓ Stabilisation des postes de travail.

VII.3.2. Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

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

VII.3.2.1 Méthodes basées sur le réseau

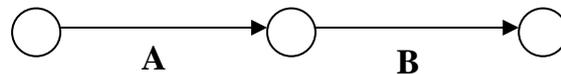
A. Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation.

On distingue deux types de réseaux :

➤ Réseau à flèches

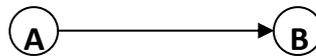
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

➤ 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.

B. Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les quatre (4) opérations suivantes :

a. Etablissement d'une liste des tâches

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

b. Détermination des tâches antérieures

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- ✓ Construction des graphes partiels.
- ✓ Regroupement des graphes partiels.
- ✓ Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.

- ✓ Construction du réseau.

c. Méthode du chemin critique (Critical Path Method / CPM)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour.

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

d. Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

o Collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

o Décomposition du projet

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières, nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VII.3.2.2 Relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation ; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

A. 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 :

$$DFP = DCP + TR$$

$$DCPP = DFPP - TR$$

B. 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.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante :

$$T = \frac{Q.N}{n} \dots\dots\dots (VII.1)$$

Avec :

Q : quantité de travail

N : rendement

n : nombre d'équipes

VII.3.2.3 Plannings des Travaux

Il existe trois types de plan de travail :

A. 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.

B. 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).

C. Plan de travail intermédiaire

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VII.3.2.4 Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII-1 : Symboles des opérations réalisées

Phases des Travaux	Opérations	Duré (mois)
Phase 01 : Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier;	A	1
Phase 02 : décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange ;	B	1
Phase 03 : décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage ;	C	2
Phase 04 : préparation des zones d'emprunt ;	D	3
Phase 05 : déboisement de la cuvette ;	E	4
Phase 06 : remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	F	1
Phase 07 : approvisionnement du filtre	G	2
Phase 08 : mise en place un système de drainage	H	1
Phase 09 : remblai compacté	I	5
Phase 10 : excavations de l'évacuateur de crues	J	2
Phase 11 : génie civil de l'évacuateur de crues	K	3
Phase 12 : revêtements de talus	L	2
Phase 13 : équipements hydraulique	M	1
Phase 14 : travaux des finitions	N	3

VII.3.3 Présentation du logiciel GanttProject

L'outil GanttProject permet de planifier un projet à travers la réalisation de diagrammes de Gantt ainsi que des diagrammes de ressources et des réseaux PERT.

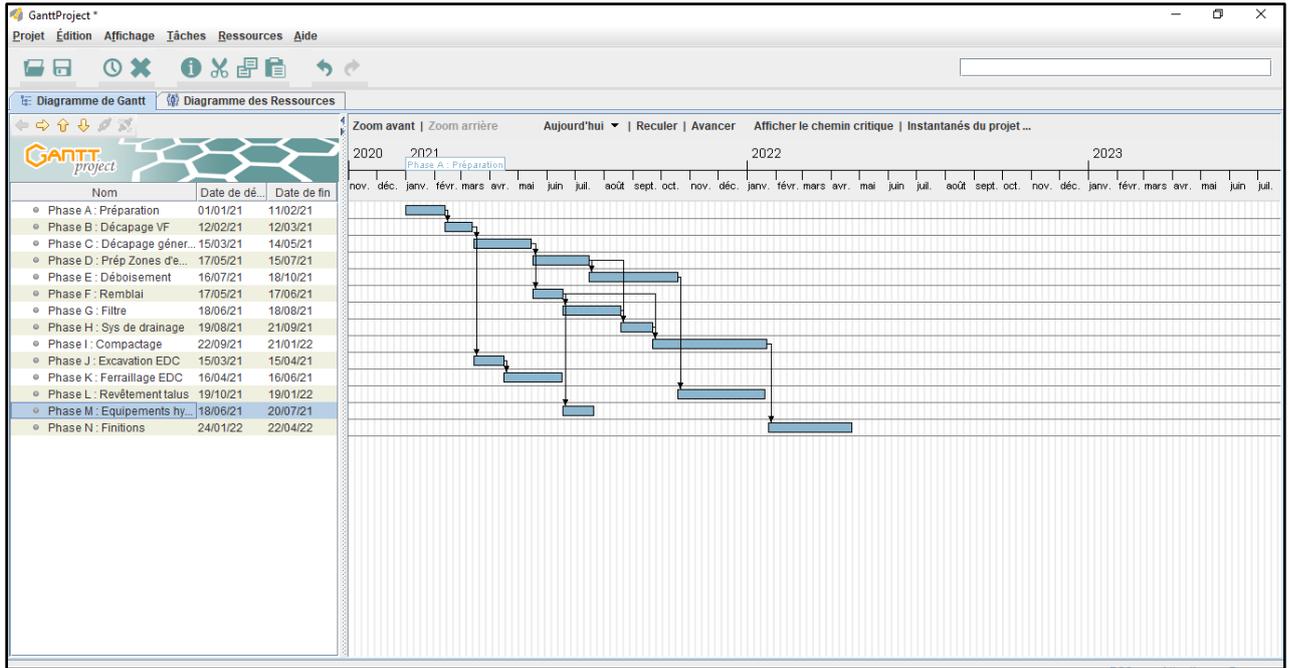


Figure VII.6 : Interface du logiciel GanttProject

VI.3.3.1 Détermination du chemin critique :

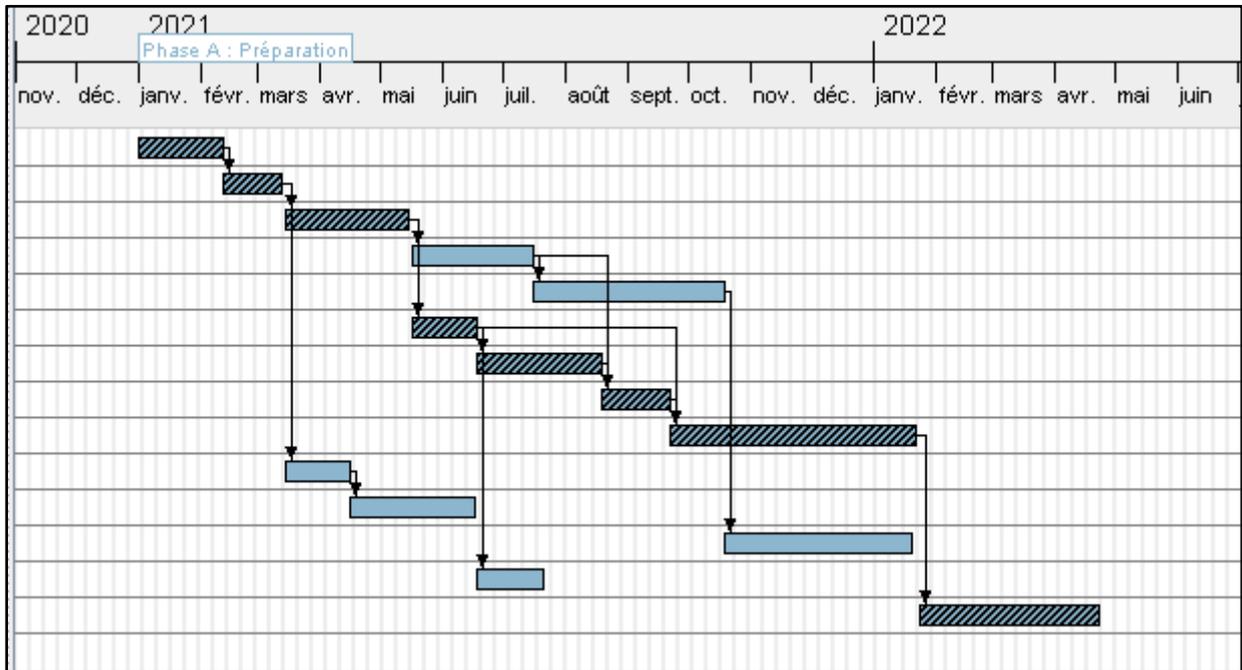


Figure VII.7 : Schéma du chemin critique

Le chemin critique est le suivant :



D'après le chemin critique, le temps de réalisation de la retenue de Oued Mouzoudj est de 16 mois

VII.4 Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues et les autres ouvrages annexes

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages :

Tableau VII-2 : Devis estimatif de la digue

Désignation	Unité	Quantité (m ³)	P.U (DA)	Montant (DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m ³	2810	300	843000
Noyau	m ³	5870	900	5283000
Enrochement	m ³	43900	600	26340000
Drains	m ³	3800	1000	3800000
Rip-Rap	m ³	4210	1200	5052000
Montant total (DA)	41 318 000			

Tableau VII-4 : Devis estimatif de l'évacuateur de crue

Désignation	Unité	Quantité	P.U (DA)	Montant (DA)
Déblai	m ³	995	400	398000
Remblai	m ³	801	700	560700
Béton armé 350 Kg/m³	m ³	572	25000	14300000
Sable	m ³	90	700	56400
Béton de propreté 250 Kg/m³	m ³	54	10000	540000
Water-Stop	ml	40	300	12000
Enrochements	m ³	50	600	30000
Montant total (DA)	15 894 100			

Tableau VII-4 : Vidange de fond et prise d'eau

Désignation	Unité	Quantité	P.U (DA)	Montant (DA)
Déblai	m ³	400	700	280000
Remblai	m ³	300	500	150000
Béton armé 350 Kg/m ³	m ³	40	25000	1000000
Conduite métallique 750 mm	ml	120	78000	9360000
Vannes 750 mm	u	2	49000	98000
Montant total (DA)			10 528 000	

Le coût total de l'ouvrage est donc :

Montant total de la retenue : **68 200 000 DA**

Le coût du mètre cube est estimé à :

$$\frac{\text{Cout du projet}}{\text{Volume de la retenue}} = \frac{68200000}{53200} = \underline{\underline{1280 \text{ DA/m}^3}}$$

Conclusion

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. D'après nos calculs, le temps de réalisation de la retenue collinaire de l'Oued Mouzoudj commune de Ain el kerma est estimé à 15 mois avec un cout total de l'ouvrage de 77 millions de dinars algériens.

Introduction

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

VIII.1. Cause des accidents de travail

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

VIII.1.1. Causes humaines

Ces causes peuvent être :

1. La négligence des travailleurs.
2. La fatigue.
3. La distraction.
4. Les gestes néfastes.
5. Inaptitude mentale ou physique.
6. Adoption de la solution de facilité.

VIII.1.2. Causes techniques

1. Les mauvaises conditions de travail.
2. Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
3. Le manque d'éclairage.

VIII.2 Causes des maladies professionnelles

❖ Poussière

Par son inhalation, la poussière est l'un des facteurs qui cause le plus de maladies graves. Parmi ces maladies nous pouvons citer la silicose due aux poussières de silicium qui est l'une des plus graves et des plus fréquentes des maladies professionnelles, notons

également l'asbestose due aux poussières d'amiante, ainsi que la sidérose due aux poussières d'oxyde de fer.

❖ **Bruit**

Les surdités professionnelles surviennent par traumatismes sonores dû à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieur à une seconde et aigue, c'est une surdité de perception parce qu'elle se situe au niveau de l'oreille interne. Nous pouvons citer comme exemple le marteau piqueur qui donne une surdité de perception avec une notion à clarifier : une durée minimale d'exposition de deux années, déficit audiométrique bilatéral par lésions cochère irréversible, c'est-à-dire ne s'aggravant plus après cessation d'exposition aux risques, le marteau piqueur donne également des tendinites aux niveaux des coudes et des poignets par microtraumatismes dus aux vibrations.

VIII.3. Conditions dangereuses dans le chantier

- a. Installation non protégée ou mal protégée.
- b. Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- c. Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- d. Protection individuelle inexistante.
- e. Défauts dans la construction.
- f. Eclairage défectueux.
- g. Facteur d'ambiance impropre.
- h. Conditions climatiques défavorables.

VIII.4. Actions dangereuses

1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
2. Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
3. Agir sans prévenir ou sans autorisation.
4. Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
5. Imprudence durant le travail.
6. Suivre un rythme de travail inadapté.

VIII.5. Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés :

- A. Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- B. Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- C. Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- D. Les abris doivent être aérés et chauffés.
- E. Assurer une protection individuelle
- F. Assurer un entretien continu
- G. Assurer un stockage rationnel

VIII.6. Méthode et moyens de prévention

- ❖ Demander l'autorisation d'agir et avertir.
- ❖ La protection individuelle est obligatoire.
- ❖ Développer l'esprit de sécurité et d'hygiène.
- ❖ L'intervention à une meilleure utilisation.
- ❖ Veiller à une meilleure utilisation.
- ❖ Eviter toute cadence de travail supérieure à la normale.
- ❖ Veiller à être toujours concentré lors du travail notamment lors de manipulation des engins dangereux.

VIII.7. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profondes. On a résumé ce plan dans le tableau VIII.1

Tableau VIII.1 : Plan de sécurité

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
1. Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement	Disposition concernant : - La réalisation du chantier de jour comme nuit. - Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard - Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
2. Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	- Repérage des lignes électriques.
3. Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	- Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
4. Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	- Interdiction de dépassement et de stationnement
5. Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	- Définition des lieux de stockage des divers matériaux ; - Moyens de calage de chargement et de déchargement.
6. Eliminer les surcharges en bordure des fouilles	- Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7. Prévenir les chutes des objets	- Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières
8. Prévenir des ruptures des organes de levage.	- Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules
9. Heurts des personnes par les outils.	- Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.

Conclusion

La sécurité du travail est examinée clairement et simplement afin de pallier aux difficultés qui entravent le bon fonctionnement des travaux, et afin d'assurer l'économie à attendre d'une construction pareille. Une source ininterrompue de déboire, de retards et de pertes dans l'entreprise provient des accidents survenant au personnel ; de simples petites meurtrissures aux mortelles.

Conclusion générale

L'élaboration de l'avant-projet sommaire de la retenue collinaire de Oued Mouzoudj commune Ain El Karma basée sur les études topographiques, hydrologiques, géologiques et géotechniques nous a donnée des résultats satisfaisants.

Les résultats géotechniques des zones d'emprunt favorisent le choix de matériaux d'une digue zonée à noyau d'argile, parce qu'elles présentent des caractéristiques géotechniques satisfaisantes. Elles peuvent être utilisées pour la construction de la digue.

Les principes géologiques et géotechniques pour l'exécution d'un petit barrage sur Oued Mouzoudj paraît favorable où les formations géologiques à l'affleurement et en profondeur ne présentent aucun problème.

Les conditions hydrologiques du bassin versant de la future retenue sont favorables de point de vue apport liquide et intensité pluviale, les précipitations maximales quotidiennes sont assez remarquables. Et en matière d'apport solide, le bassin de Oued Mouzoudj a un aspect climatique très sévère en matière d'érosion hydrique, il est très élevé compte tenu de l'exposition des terrains à toutes les formes érosifs dont l'insuffisance du couvert végétal et les pratiques agricoles non conformes aux techniques de lutte contre l'érosion. Aussi par les crues violentes arrachent les particules fines des sols ce qui augmente le taux de matières en suspension.

Le sol étudié peut être considéré comme un sol étanche de très faible perméabilité (imperméable). Le contexte géologique à dominance argilo marneuse est favorable pour la réalisation d'une retenue collinaire.

Le choix du matériel de compactage est primordial pour la bonne exécution des travaux et d'après le rapport géotechnique, le sol étudié contient de fortes proportions de fines argileuses, et trace à peu de limon et des proportions variables d'éléments sableux.

La retenue sur Oued Mouzoudj va permettre la mise en valeur d'environ 34 ha.

L'amélioration des conditions de vie des agricultures par l'accès facile à l'eau et une bonne utilisation des ressources.

Le renforcement des activités économiques (agriculture, élevage...)

La région de Ain el Karma est une zone a vocation agricole la création de cette retenu aura un impact très positif pour les agriculteurs de cette dernière.

Références bibliographiques

- Ecole nationale des ponts et chaussées (1985)** Les barrages en terre
- Roche, M. (1963)** Hydrologie de surface. ORSTOMP. Gauthier-Villars Editeur. Paris
- Volkov, V. (1986)** Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida.
- Rolley, R. (1997)** Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles. Paris
- Ambartsoumian, V. (1994)** Protection de travail. Polycopie de cours. ENSH. Blida.
- Bernardo, A. R. & Santos L. (2004)** Manuel de conception et projets typiques des digues en terres : 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.
- Durand, J.M., Royet, P & Meriaux, P (1999).** Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et Equatoriale. CEMAGREF. 415 p.
- Maalel, K. & Hafsia, Z. (2012)** Ouvrages hydrauliques, Polycopié du cours. Département de Génie Civil de l'ENIT. Tunisie.
- Meylan, P. & Musy, A. (1999)** Hydrologie fréquentielle. Editions HGA, Bucarest. Hongrie.
- MIHOUBI, M.K . (2013)** Ouvrages Hydrotechniques. Polycopie de cours. ENSH. Blida.
- Musy, A. & Higy, C. (1998)** Hydrologie appliquée. Editions HGA, Bucharest, Hongrie. 367p.
- Schleiss A.J. & H. Pougatsch. (2011)** Les barrages : Du projet à la mise en service. Presses polytechniques et universitaires romandes. Suisse, Volume 17.
- Touaibia, B. & B. Benlaoukli. (2004)** Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida.
- Touaibia, B. (2004)** Manuel pratique d'hydrologie. Edition Madani. Blida. Algérie. 166p.
- Touaibia, B. (2001)** Polycopié de cours de régularisation des débits ; les retenues. ENSH. Blida.

LES ANNEXES

ANNEXE I



AGRO-HYD-INDUSTRIE

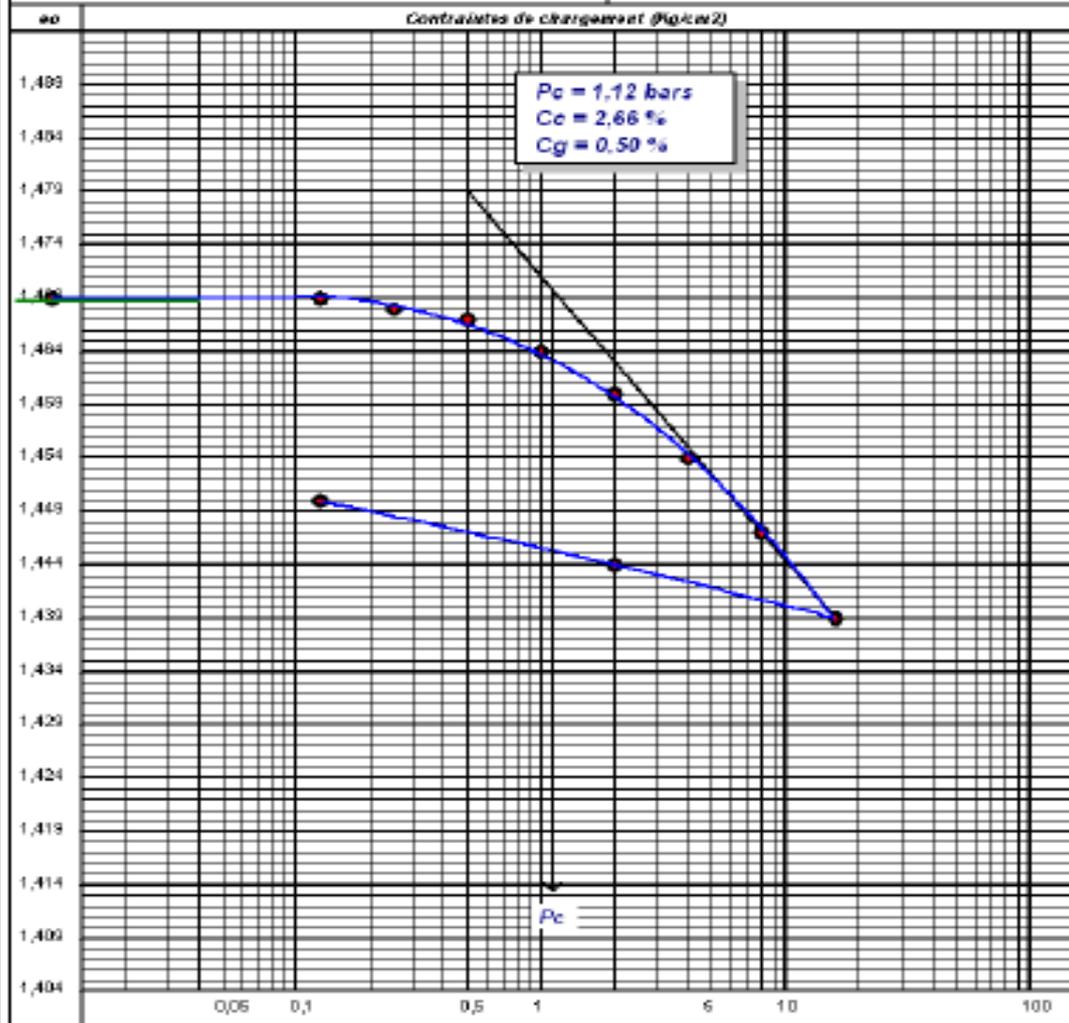
BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS,
FILIALE SARL SAFESC BTPH

ESSAI OEDOMETRIQUE

(Selon XP P 94-090-1)

Etude : RETENUE COLLINAIRE
N° Dossier :
Lieu : CAP BLANC / DRAN
Client : H.P.O

Réf. Sondage : S02
Profondeur : 0,00 à 4,50
Date essais : AOUT 2007 au AOUT 2007
Nature : ARGILE LIMONEUSE SABLEUSE



ANNEXE II



AGRO-HYD-INDUSTRIE

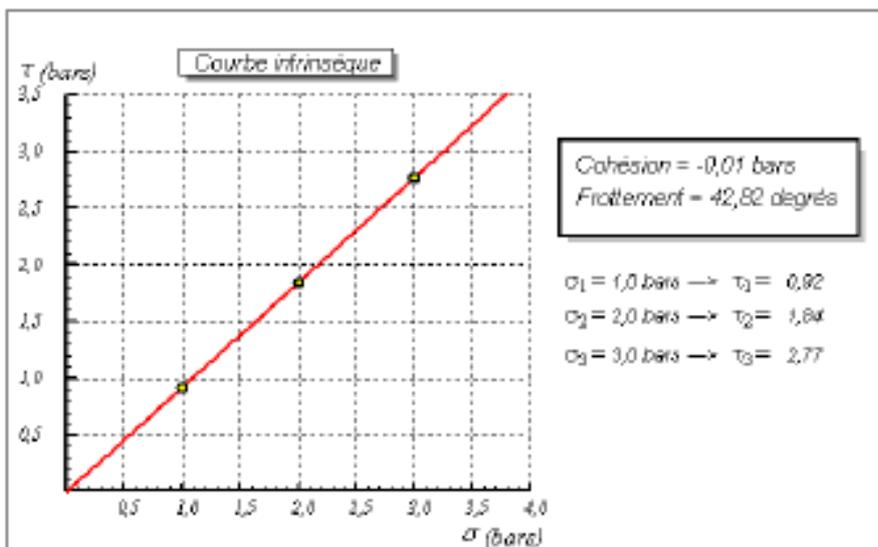
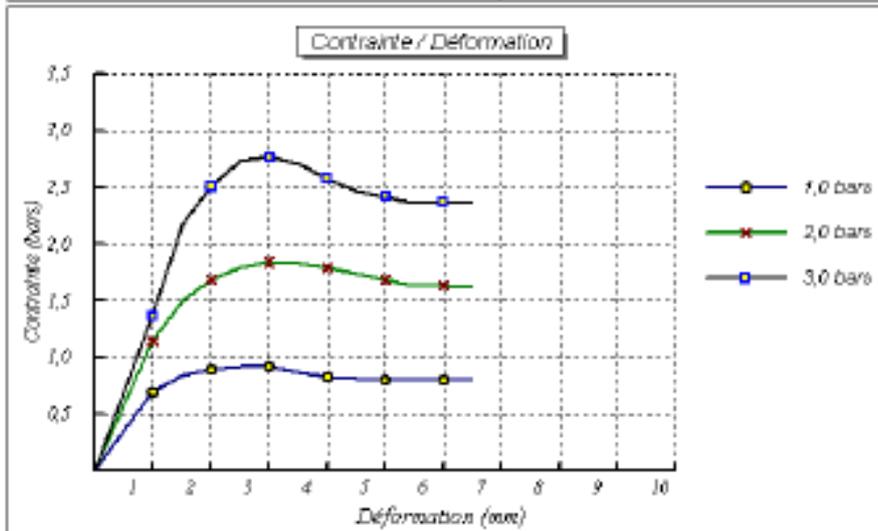
BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE, ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.
FILIALE SARL SAFESC BTPH

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Sable Mode opératoire MS L3 - LCPG

Etude : RETENUE COLLINAIRE
Dossier N° : 80/2007
N° Sand : S01
Prof : 0.00 à 7.5
Nature sol : SABLE LIMONEUX

Type d'essai : UU
Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
Date début essais : AOÛT 2007
Date fin essais : AOÛT 2007



ANNEXE III



AGRO-HYD-INDUSTRIE

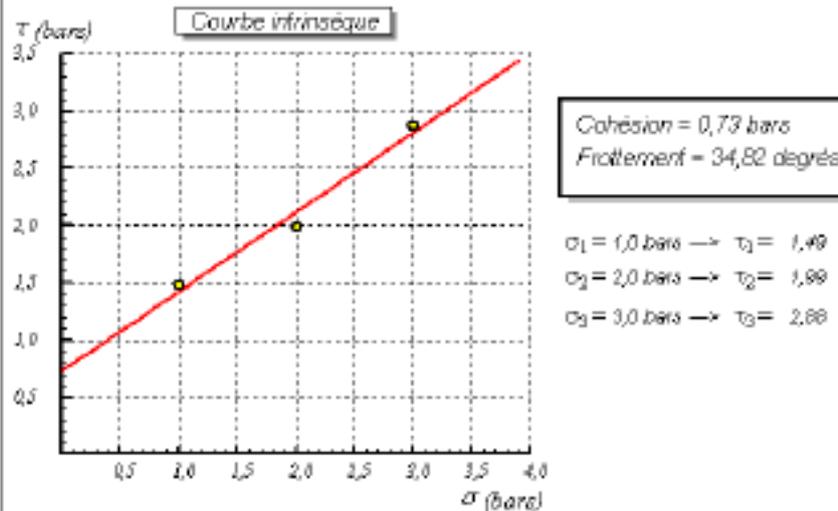
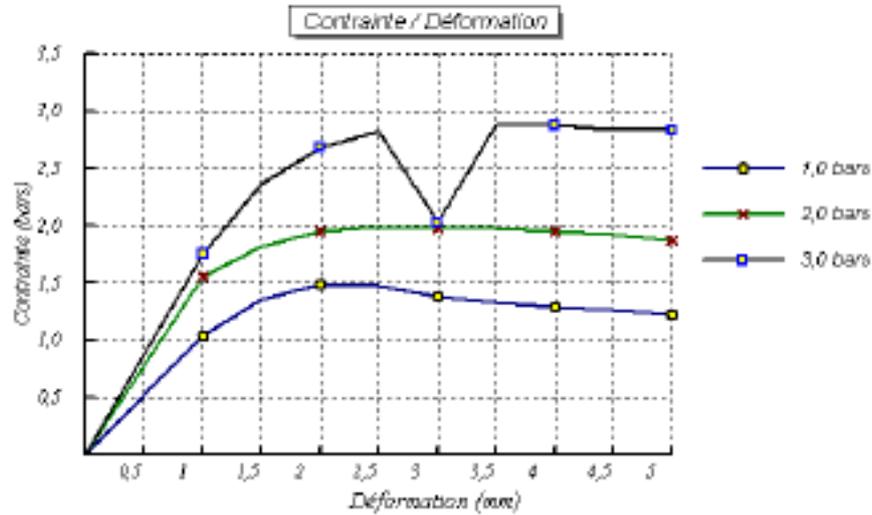
BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE, ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS,
FILIALE SARL SAFESC BTPH

ESSAI DE CISAILEMENT RECTILIGNE

Selon Mode opératoire MS L3 - LCPG

Etude : RETENUE COLLINAIRE
Dossier N° : 80/2007
N° Sand : S02
Prof : 0.00 à 4.5
Nature sol : LIMON SABLEUX ARGILEUX

Type d'essai : U0
Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
Date début essais : AOÛT 2007
Date fin essais : AOÛT 2007

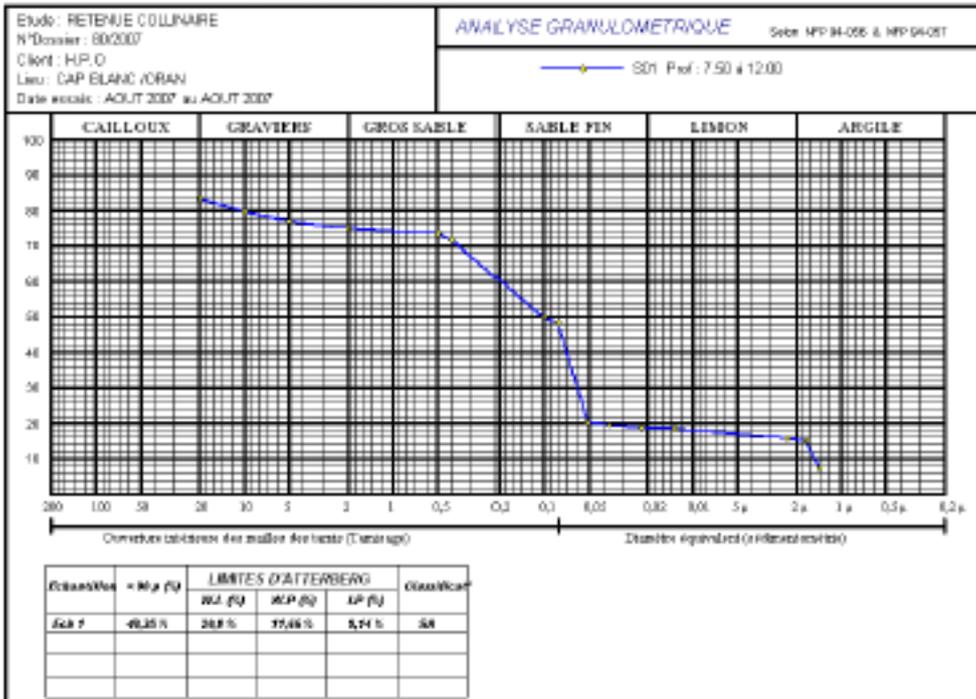


ANNEXE IV



AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU D'ETUDES TECHNIQUES, CONSULTING, ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS
FILIALE SARL SAFESC BYE

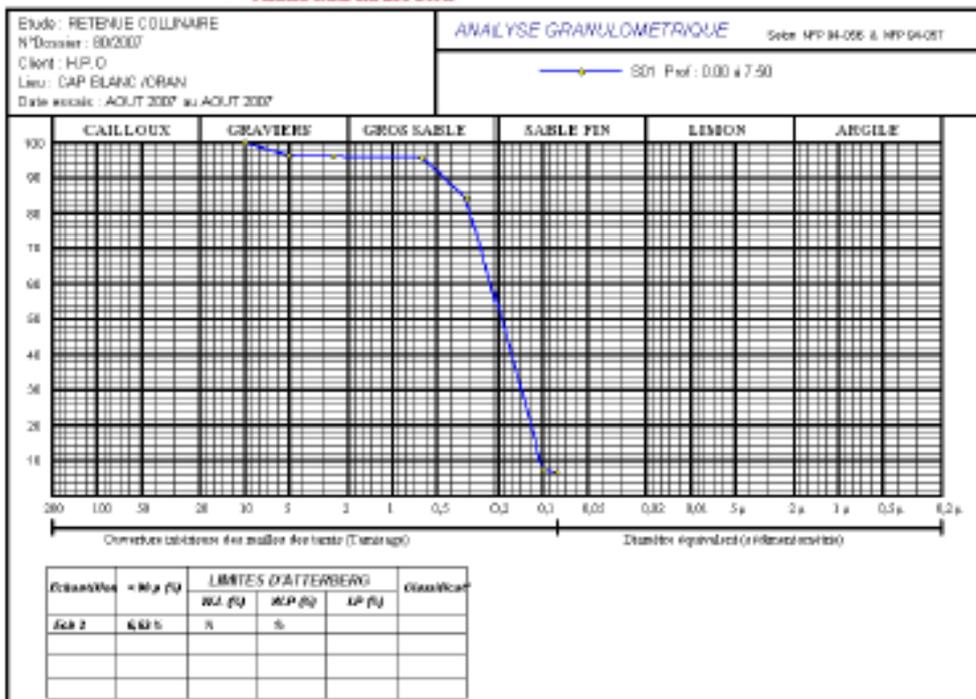


SAFESC BYE - 10, RUE DE LA LIBERTE - 34000 MONTPELLIER



AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU D'ETUDES TECHNIQUES, CONSULTING, ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS
FILIALE SARL SAFESC BYE



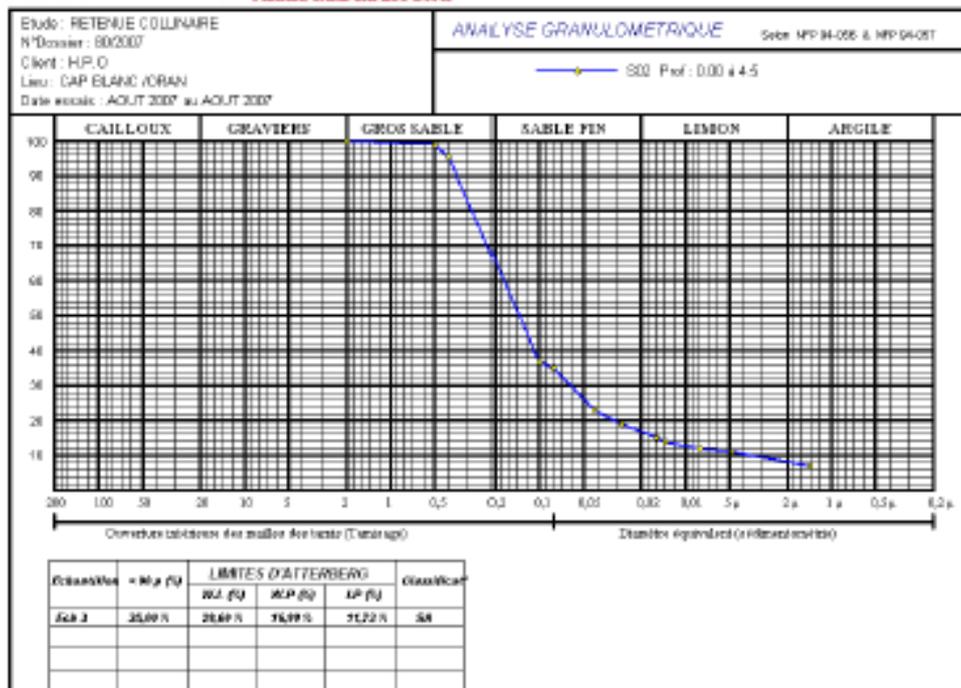
SAFESC BYE - 10, RUE DE LA LIBERTE - 34000 MONTPELLIER

ANNEXE V



AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU D'INGENIERIE TECHNIQUE, D'INSTRUMENTATION, ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.
FILIALE SARL SAFESC BTPH

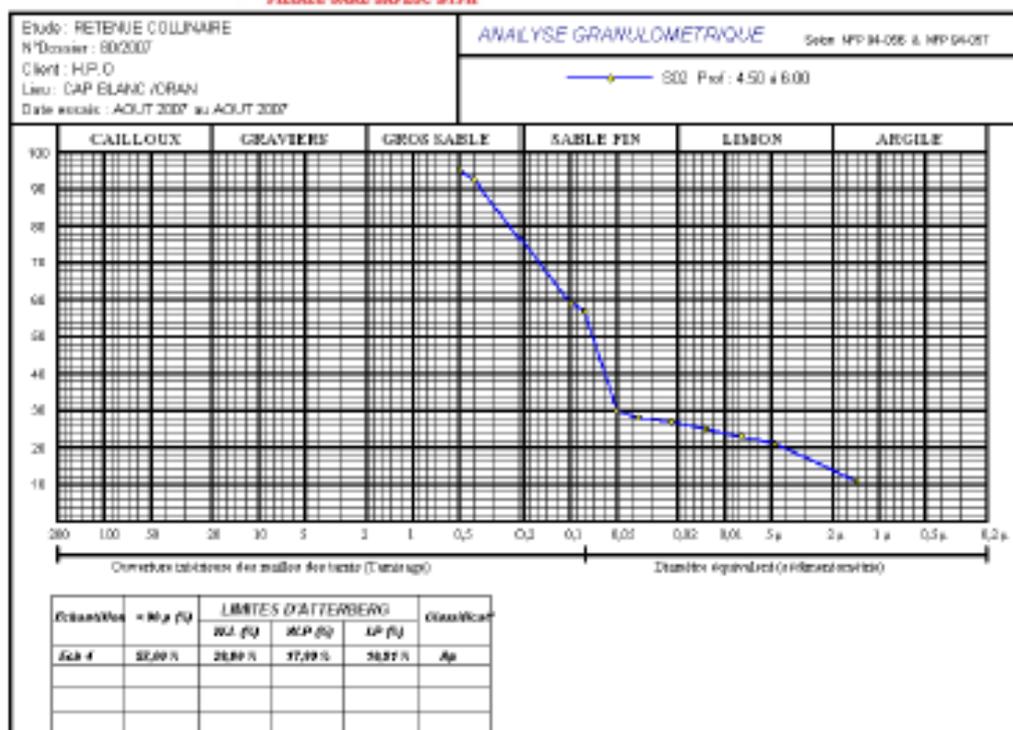


© 2007 SAFESC - 10, RUE ALGERIA, 13011 MARSEILLE



AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU D'INGENIERIE TECHNIQUE, D'INSTRUMENTATION, ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.
FILIALE SARL SAFESC BTPH

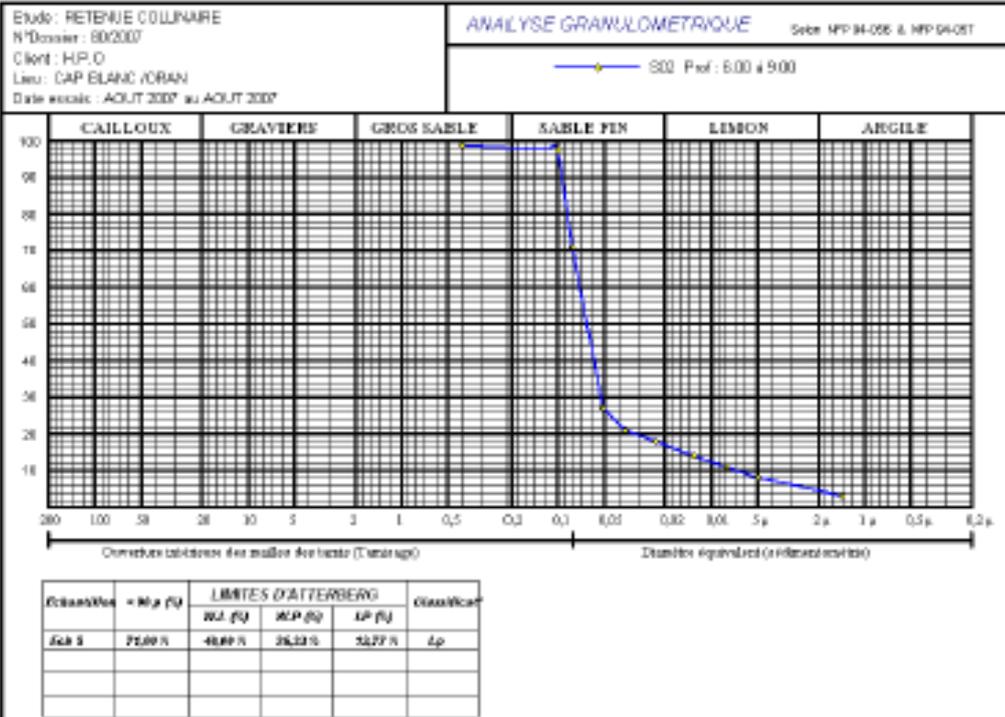


© 2007 SAFESC - 10, RUE ALGERIA, 13011 MARSEILLE



AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU D'INGENIERIE TECHNIQUE, CONSTRUCTION, ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS
FILIALE SARL SAFESC BTPH

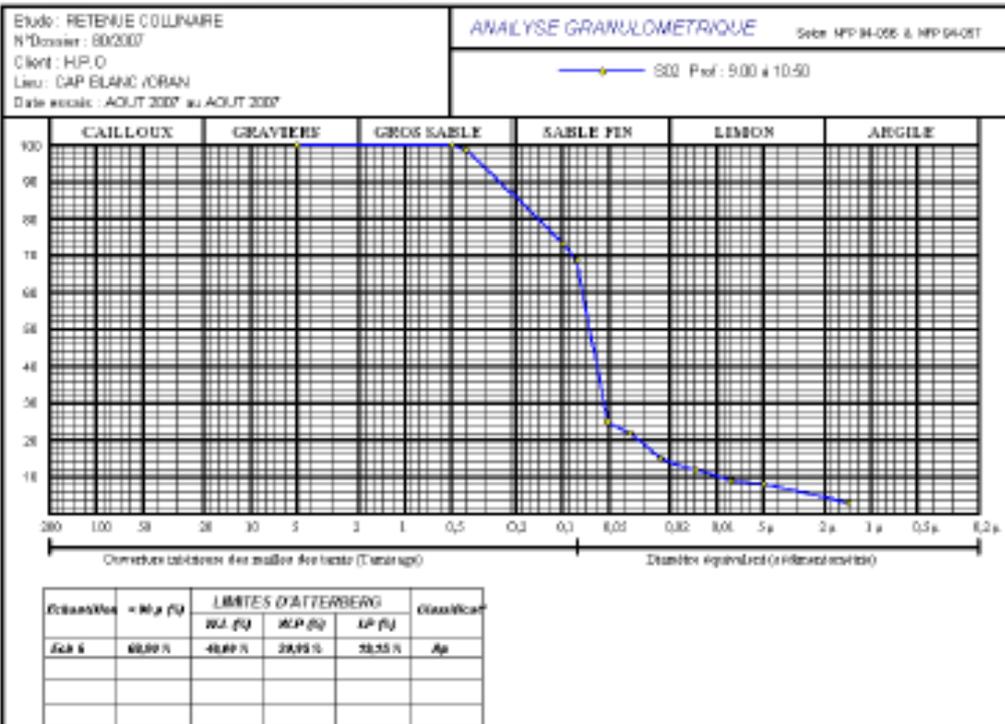


ISSUE 0.001 - 10/05/2006 (01/06/2006)



AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU D'INGENIERIE TECHNIQUE, CONSTRUCTION, ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS
FILIALE SARL SAFESC BTPH



ISSUE 0.001 - 10/05/2006 (01/06/2006)

ANNEXE VII

A n	S	O	N	D	JAN	FEV	MA R	AV	MAI	JUI N	JUIL L	AO U	annuel
67	0	0	88.3	135.7	4.3	29.3	20.3	41.5	38.6	0	7	0	365
68	0	0	56.5	118.1	11.5	66.6	53.8	93.5	103.5	20	5.8	2.5	531.8
69	3.8	178.3	92.8	52.9	50.5	0	23	21.5	19.1	0	0	0	441.9
70	0	0	0	35.5	73.8	13.8	46.6	53.4	58.9	6.7	0	0	288.7
71	1.5	19	71	39.2	98	44	86.3	19	62.5	0	0	0	440.5
72	14	37.3	23	36.6	87.5	111.5	58.3	35	0	0	0	0	403.2
73	24	2	2	60.4	11.5	62.5	64	84	0	0	0	0	310.4
74	0	50.5	23	0	1	34.8	39.5	17.6	14	0	0	0	180.4
75	0	0	36.3	47	12.7	59.4	6	45.4	21.2	0	12.7	17.5	258.2
76	30.5	77.1	0	116.2	130.1	20.9	22.5	22	44.5	14.1	0	0	477.9
77	0	19.8	51.5	53	71.6	16.9	35.2	55.5	30.7	0	0	0	334.2
78	0	159.3	13.8	30	51.7	128	48.6	43.3	0	0	0	0	474.7
79	10.2	58.1	21.7	106.1	41.7	16	36.9	31.2	20.3	0	0	0	342.2
80	8.6	18.7	16.3	115.2	21.7	59.3	10.9	38.9	8.6	0.9	0	0	299.1
81	0.4	7	0	27.2	37.8	49.5	22.2	20.6	11.1	0	0	0	175.8
82	0.9	42.4	94.7	69.1	0	22.4	19.7	1.4	3.1	0	0	2.3	256
83	0	0	23.7	36.4	40.1	20	33.2	9.7	40	11.6	0	0	214.7
84	7	16.5	32.3	31.4	38.8	3.9	31.5	9.6	25.8	0	0	0	196.8
85	6.8	8.9	30.2	39.4	57.4	36.7	50.6	11.8	1	0	0	0	242.8
86	23.7	55.1	18.5	44.5	26.8	84.2	14	0	0	1.1	4.5	0	272.4
87	1	4.5	38.7	19.2	56.5	14.2	18.2	21.6	31.2	0	0	0	205.1
88	1.7	7.2	32.7	41.6	6.9	11.4	65.8	24.4	1.4	0	0	13.4	200.3
89	6	6	23.4	15.1	37.6	0	10	41.8	5.3	1	2.3	0	148.5
90	0	12	41	49.7	12.7	36.3	74.5	4.4	5.3	0.8	8.5	3.5	248.7
91	6.5	17.6	31.7	12.7	23.5	1.7	28.4	8.7	11.9	8	0	0	150.7
92	0	3.1	31.5	6	0	22.2	3	40	9	0	0	0	114.8
93	14	18.9	35.5	19.9	26.2	60.3	0	27.8	2.4	0	0	0	205
94	57	18.5	10.4	7	41.1	4	28.8	1.8	0	0	0	0	168.6
95	22	22.5	36.2	34.8	78.1	80	58.7	42.3	13.8	0	11	0	399.4
96	5.4	32	5	33.6	46.8	0	0	132	0	0	0	0	254.8
97	37.8	56.5	125.5	20	13.2	22.5	7.3	45.2	60	0	0	2.2	390.2
98	2.2	2.4	7.1	40.5	76.9	68.4	41.3	0	9.9	0	0	0	248.7
99	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	340
00	64	73.4	58.9	15.8	54.5	43.9	1.6	37.6	8.6	0	2.9	0	361.2
01	14.7	9.3	97.7	33.1	5.7	2.3	43.7	44.8	31	0	0	5.5	287.8
02	0	22.4	50.3	15.1	69.4	32.3	3.7	44.4	12.8	7.5	0	0	257.9
03	2.4	29.1	47.5	58.1	13.4	36.6	11.5	25.7	77	11.4	0	0	312.7
04	3.9	35	32.8	101.6	24.4	31.6	17.8	0.8	1.1	1.1	0	0	250.1
05	9.4	18.9	61.2	24.4	56.4	63.1	19	21.4	37.2	15.9	0	0	326.9
06	11.5	0	0	50.8	41.8	27.1	45.1	65.6	3	0	0	0	244.9