



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Conception des ouvrages hydrotechniques

THEME :

Etude de faisabilité du barrage de Sidi Khelifa (W. Tizi Ouzou)

Présenté par :

SIGA ILYES ABDELOUAHAB

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
B.BENLAOUKLI	M.C.A	Président
M.BENSALAH	M.C.B	Examineur
E.OSMANI	M.A.A	Examineur
A.HEBBOUCHE	M.C.A	Promoteur

Remerciements

Ce travail a été élaboré dans le cadre de la rédaction de mon mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'État en Hydraulique.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers mon promoteur, M. HEBBOUCHE ABDELHAMID, pour la confiance, la motivation, l'accueil chaleureux, et l'accompagnement constant dont il a fait preuve tout au long de l'élaboration de ce travail.

Mes remerciements s'adressent également aux membres du jury, en particulier à M. BENLAOUKLI BACHIR, qui a eu l'honneur de présider ce jury, ainsi qu'à M. BENSALAH MOHAMED DRAIDI et M. OSMANI ELHADI, qui ont accepté de consacrer leur temps à l'examen et à l'évaluation de ce mémoire.

Je souhaite exprimer ma reconnaissance envers l'ensemble des enseignants de l'ENSH qui ont contribué à ma formation et m'ont accompagné tout au long de mon parcours académique.

Mes sincères remerciements vont également à tout le personnel de l'ANBT et l'ANRH, en particulier à M. ZIANI HAMID, pour leur bienveillance, leur dévouement, et leur précieuse assistance.

Enfin, dans l'impossibilité de citer tous les noms, je tiens à exprimer ma gratitude envers tous mes proches, ceux et celles qui, de près ou de loin, ont apporté leurs conseils et compétences, rendant possible la réalisation de ce mémoire.

SIGA Ilyes Abdelouahab

Dédicace

Je dédie ce travail à mes chers parents, votre amour indéfectible, votre soutien inébranlable et votre confiance en moi ont été les piliers de cette réussite académique. Merci pour tout.

À mes frères et sœurs Sarah, Cami, Ibrahim et Alaa, pour leur amour inconditionnel, leur encouragement constant et leur croyance en mes capacités. Vous êtes ma force et ma motivation.

À mes amis, qui ont partagé avec moi les hauts et les bas, et qui ont été un pilier essentiel de mon équilibre pendant cette période d'études.

À mes enseignants, pour leur expertise, leur patience et leur dévouement à transmettre le savoir. Vos conseils précieux ont été déterminants dans la réalisation de ce travail.

À toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à faire de ce mémoire une réalité, je vous exprime ma profonde gratitude.

Enfin, à moi-même, pour la persévérance, la détermination et les efforts déployés pour atteindre cet objectif académique. Ce mémoire représente le fruit de mon engagement et de ma passion pour le domaine d'étude.

Que cette dédicace soit un témoignage de reconnaissance envers ceux qui ont joué un rôle significatif dans cette aventure intellectuelle.

Ilyes

ملخص :

المشروع يهدف إلى إجراء دراسة جدوى لبناء سد على نهر وادي سيدي أحمد يوسف، في منطقة سيدي خليفة، بلدية أزفون، ولاية تيزي وزو، في الجزائر. يكمن الهدف الرئيسي لهذا السد في توفير مياه الشرب للمناطق المجاورة وري الأراضي الزراعية. تنظم العملية في سبع فصول، تتناول تحليل الظروف الجيولوجية والطبوغرافية، وبيانات الهطول المطري والهيدرومترية، والدراسات الهيدرولوجية والهيدروليكية، ومكافحة الفيضانات، وتحديد حجم السد، وأخيرًا، وصف المنشآت الملحقة. في ختام الدراسة، يهدف المشروع إلى تقييم جدوى بناء السد، باعتباره مختلف الجوانب التقنية لتلبية احتياجات المياه في المنطقة.

Résumé :

Le projet consiste à réaliser une étude de faisabilité pour la construction d'un barrage sur l'oued Sidi Ahmed Youcef, dans la région de Sidi Khelifa, commune d'Azefoune, wilaya de Tizi Ouzou, en Algérie. Ce barrage aura pour objectif principal de fournir de l'eau potable aux régions avoisinantes et d'irriguer les terres agricoles. Le travail est organisé en sept chapitres, abordant l'analyse des conditions géologiques et topographiques, les données pluviométriques et hydrométriques, l'étude hydrologique et hydraulique, la régularisation des crues, le dimensionnement du barrage, et enfin, la description des ouvrages annexes. En synthèse, le projet vise à évaluer la viabilité de la construction du barrage en considérant divers aspects techniques pour répondre aux besoins en eau de la région.

Abstract:

The project aims to carry out a feasibility study for the construction of a dam on the Sidi Ahmed Youcef river, in the region of Sidi Khelifa, municipality of Azefoune, wilaya of Tizi Ouzou, in Algeria. The main objective of this dam is to provide drinking water to the surrounding areas and irrigate agricultural lands. The work is organized into seven chapters, covering the analysis of geological and topographical conditions, rainfall and hydrometric data, hydrological and hydraulic studies, flood control, dam sizing, and finally, the description of ancillary structures. In summary, the project aims to assess the viability of dam construction, considering various technical aspects to meet the water needs of the region.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I: PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

INR :	3
I.1 DESCRIPTION DU SITE DU BARRAGE :	4
I.2 SITUATION GEOGRAPHIQUE ET ACCES AU SITE DU BARRAGE :	4
I.3 TOPOGRAPHIE DU SITE DU BARRAGE ET DE SA CUVETTE :	6
I.4 SITUATION HYDROGRAPHIQUE DU SITE ET DES BASSINS VERSANTS :	7
CONCLUSION :	8

CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIE ET GEOTECHNIQUE

INTRODUCTION :	10
II.1 ETUDE GEOLOGIQUE	10
II.1.1 Le Principe D'étude Géologique	10
II.1.2 Géologie régional	11
II.1.3 Géologie de la cuvette	12
II.1.4 Géologie du site du barrage	13
II.3 ETUDE GEOTECHNIQUE	15
II.3.1 Principe D'une Etude Géotechnique	15
II.3.2 Paramètres Géotechniques Adoptés Pour La Fondation	16
II.3.3 Caractéristiques Des Matériaux De Construction	16
II.3.4 Perméabilité.....	21
II.4 TECTONIQUE	22
II.5 SISMICITE.....	23
CONCLUSION	24

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

INTRODUCTION :	26
III.1. BASSIN VERSANT :	26
II.1.1 Etude géomorphologique :	26

II.1.1 Etude du relief :	30
III.2. ETUDE DU RESEAU HYDROGRAPHIQUE :	39
III.2.1 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant :.....	39
III.2.2 Paramètres hydrographiques :.....	40
III.3 CARACTERISTIQUES CLIMATOLOGIQUES.....	44
III.3.1 La températures :.....	44
III.3.3 Humidité relative :.....	45
III.3.4 Evaporation :.....	46
III.4 ETUDE DES PRECIPITATIONS :	47
III.4.1 Estimation des pluies journalières maximales	49
III.4.2 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	54
III.4.3 Etudes des apports :.....	57
III.4.3.2 Caractéristiques de l'écoulement	59
III.4.3.3 Les apports fréquents	60
III.4.3.4 Répartition de l'apport annuel estimé à une probabilité de 80%.....	60
III.5 ETUDE DES CRUES	61
III.5.1 Evaluation des débits maximums des crues.....	62
III.5.2 Hydrogramme de crue	64
III.5.2 Choix de la crue de projet.....	65
III.5.3 Choix de la crue de chantier	67
III.5 APPORTS SOLIDES ET ESTIMATION DU VOLUME MORT	68
III.5.1 Estimation du transport solide	69
III.5.2 Estimation du débit solide	71
III.5.3 Calcul du volume mort	71
III.6 ETUDE DE LA REGULARISATION DE LA RETENUE	73
III.6.1 Courbes caractéristiques de la retenue	73
III.6.2 Répartition mensuelle des besoins en eau	75
III.6.3 Calcul du volume normal	76
III.6.3.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :.....	77
III.6.3.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes).....	80
III.7 LAMINAGE DES CRUES.....	83
III.7.1 Laminage de crue par la méthode de Muskingum	84
III.8 ETUDE D'OPTIMISATION	88

III.8.1 Revanche	88
III.8.2 Tassement	89
III.8.3 Largeur en crête	89
III.8.4 Calcul des coûts	90
III.8.4.1 Estimation du coût de la digue	90
III.8.4.2 Coût de l'évacuateur de crues.....	91
III.8.4.3 Coût Total du barrage	95
CONCLUSION	97

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE

INTRODUCTION	99
IV.1. LE CHOIX DU SITE DU BARRAGE :.....	99
IV.2. LE CHOIX DU TYPE DU BARRAGE.....	99
IV.2.1 La topographie du site	99
IV.2.2 La morphologie de la vallée	99
IV.2.3 Les conditions géologiques et géotechniques.....	100
IV.2.4 Les matériaux de construction	100
IV.2.5 Critère socio-économique.....	100
IV.3. LES VARIANTES A CHOISIR	100
IV.3.1 Définition du profil général du barrage.....	102
IV.3.2 Digue à terre homogène	103
IV.3.2.1 Pentes des talus.....	103
IV.3.2.2 Système de drainage	105
IV.3.2.3 Dimensionnement du noyau	109
IV.3.2.3 Protection des talus du noyau.....	111
IV.3.2.3.4 Calcul des drains.....	112
IV.3.4 La clé d'étanchéité	112
IV.3.4.1 Ecran para fouille.....	112
IV. 4 LES BERMES	112
IV.5 ESTIMATION DU COUT DES DIFFERENTES VARIANTES	114
CONCLUSION	114

CHAPITRE V : CONCEPTION DETAILLEE DE LA DIGUE

INTRODUCTION	116
--------------------	-----

V.1 DEFINITION DU PROFIL GENERAL DU BARRAGE	116
V.2 PROTECTION DE TALUS	116
V.2.1 Calcul des filtres.....	116
V.3 ETUDE DES INFILTRATIONS	120
V.3.1 Le débit de fuite à travers le corps	121
V.3.1.1 La ligne de saturation	121
V.3.1.2 Débit d'infiltration	123
V.4 ETUDE DE STABILITE	124
V.4.1 Méthode de FELLENIUS	125
V.4.2 Les forces agissant sur une tranche	128
V.4.3 Classement des forces.....	131
V.4.4 Coefficient de sécurité admissible.....	131
V.4.5 Détermination de coefficient Fss et Fas pour les différents cas de sollicitations	131
CONCLUSION	134

CHAPITRE VI : OUVRAGES ANNEXES

INTRODUCTION	136
VI.1 OUVRAGE D'EVACUATION DE CRUES.....	136
VI.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue	136
VI.1.2 Différents types d'évacuateurs de crues	137
VI.1.3. Choix de la variante	137
VI.1.4 Dimensionnement de l'évacuateur de crue	138
VI.1.4.1 Le canal d'approche.....	139
VI.1.4.2 Déversoir et canal latéral.....	140
VI.1.4.3 Chenal d'écoulement	144
VI.1.4.3 Le coursier.....	146
VI.1.4.4 Bassin de dissipation.....	151
VI.1.4.1.5 Canal de fuite.....	154
VI.2 OUVRAGE DE VIDANGE.....	156
VI.2.1 Type de l'ouvrage de vidange.....	156
VI.2.3 Choix du type d'ouvrage vidange de fond	157
VI.2.4 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange	157

VI.2.4 Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange	160
VI.3 LA PRISE D'EAU.....	162
VI.3.1 Types de l'ouvrage de prise d'eau	162
VI.3.2 Dimensionnement de la prise d'eau	162
CONCLUSION	165

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

INTRODUCTION	167
VII.1 TRAVAUX PREPARATOIRES ET ORGANISATION DU CHANTIER	167
VII.2 TRAVAUX D'INSTALLATION DU CHANTIER	167
VII.2.1 Installations destinées au personnel.....	168
VII.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux.....	168
VII.2.3 Installations destinées à la réparation des engins	168
VII.2.4 Installation destinée pour la préfabrication	168
VII.3 MOYENS DU CHANTIER	169
VII.3.1 Moyens humains.....	169
VII.3.2 Moyens matériels du chantier.....	169
VII.4 PLANIFICATION.....	172
VII.4.1 Définition	172
VII.4.2 Techniques de la planification.....	172
VII.4.2.1 Méthodes basées sur le réseau	172
VII.5 PROGRAMME DES TRAVAUX	175
VII.7 DEVIS ESTIMATIF DU BARRAGE ET DES OUVRAGES ANNEXES	178
CONCLUSION	179

CONCLUSION GENERALE

Liste des figures :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I. 1 Carte de situation géographique de la zone d'étude	4
Figure I. 2 Carte de situation du bassin versant	5

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Figure II. 1 Géologie de la cuvette	12
Figure II. 2 Déroulement des études géotechniques préliminaires.....	15
Figure II. 3 Carte de zonage sismique de l'Algérie, selon RPA99/APRES ADDENDA	23

Chapitre III : Etude hydrologique

Figure III. 1 Bassin Versant de Sidi Khelifa	27
Figure III. 2 Rectangle équivalent du bassin Versant de Sidi Khelifa.....	29
Figure III. 3 Carte hypsométrique du bassin versant.....	30
Figure III. 4 Courbe hypsométrique du bassin Versant.....	31
Figure III. 5 Carte des courbes de niveaux du bassin versant.....	38
Figure III. 6 Carte des altitudes de niveaux du bassin versant.....	38
Figure III. 7 Réseau hydrographique du bassin versant.....	40
Figure III. 8 Histogramme de répartition mensuelle de température	44
Figure III. 9 Histogramme de répartition mensuelle de vitesse du vent.....	45
Figure III. 10 Histogramme de répartition mensuelle d'humidité relative.....	46
Figure III. 11 Histogramme de répartition mensuelle de l'évaporation.....	47
Figure III. 12 Histogramme de répartition mensuelle des précipitations	48
Figure III. 13 Représentation graphique de la loi de Gumbel.....	51
Figure III. 14 Représentation graphique de la loi Log-normal	53
Figure III. 15 Répartition mensuelle des apports de fréquence 80%	61
Figure III. 16 Hydrogramme des crues probables en fonction du temps.....	65
Figure III. 17 Hydrogramme de la crue de projet à une période de retour 1000 ans.....	67
Figure III. 18 Hydrogramme de la crue du chantier	68

Figure III. 19 Courbe surface-hauteur.	75
Figure III. 20 Courbe capacité –hauteur.	75
Figure III. 21 Courbe caractéristique du barrage pour $b=60$ m.....	86
Figure III. 22 Hydro-gramme de débit entrant et des débits sortants.....	87
Figure III. 23 le profil du déversoir pour $B=50$ m et $H=3.52$ m.	93
Figure III. 24 Courbe d’optimisation.....	95

Chapitre IV : Etude des variantes de la digue

Figure IV. 1 Coupe transversale d’une digue homogène.....	100
Figure IV. 2 Coupe transversale d’une digue zonée à noyau argileux.....	101

Chapitre V : Conception détaillé de la digue

Figure V. 1 tracé de la digue de la ligne de saturation.	121
Figure V. 2 Schéma détaillé de la méthode de Fellenuis.....	125

Chapitre VI : Les ouvrages annexes

Figure VI. 1 Description de l’évacuateur de crue latéral.....	137
Figure VI. 2 Dimensions caractéristiques et géométrie du déversoir.....	139
Figure VI. 3 Schéma du profil du seuil déversant type Creager	140
Figure VI. 4 Tranches de calcul de la largeur déversante.....	141
Figure VI. 5 Profil en long du canal latéral	143
Figure VI. 6 Graphique de la ligne d’eau dans le coursier	149
Figure VI. 7 Schéma du bassin de dissipation USBR type III.....	151
Figure VI. 8 Abaque des caractéristiques du bassin de dissipation	151

Chapitre VII : Organisation de chantier

Figure VII. 1 Réseau à nœuds.	176
------------------------------------	-----

Liste des tableaux :

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Tableau II. 1 Paramètres géotechniques de la fondation.....	16
Tableau II. 2 Les paramètres des matériaux argileux du site de barrage et zone Mlata.....	17
Tableau II. 3 Analyse granulométrique des deux échantillons de colluvions.	20
Tableau II. 4 Résultats de cisaillements sur les deux échantillons de colluvions.....	20
Tableau II. 5 Paramètres géotechniques des matériaux du barrage	21

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III. 1 Répartition des surfaces partielles par tranche d'altitude.....	31
Tableau III. 2 Détermination de $H_{5\%}$, $H_{50\%}$ et $H_{95\%}$	32
Tableau III. 3 Détermination de l'altitude moyenne	33
Tableau III. 4 Tableau récapitulatif des résultats de différentes altitudes.....	33
Tableau III. 5 Classification du relief.....	34
Tableau III. 6 Détermination de la pente Roche IP.....	35
Tableau III. 7 Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)	36
Tableau III. 8 Longueurs des courbes de niveaux.	37
Tableau III. 9 Récapitulatif des valeurs du temps de concentration	42
Tableau III. 10 Récapitulatif des résultats des caractéristiques hydrographiques du bassin ...	43
Tableau III. 11 Répartition mensuelle des températures moy, max et min.	44
Tableau III. 12 Vitesses moyenne du vent –Région de Azzefoun.	45
Tableau III. 13 Humidités relatives moyennes mensuelles	46
Tableau III. 14 Répartition mensuelle de l'évaporation.	48
Tableau III. 14 Répartition mensuelle de l'évaporation.	48
Tableau III. 19 Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL	49
Tableau III. 18 Caractéristique de la série des pluies maximales journalières	50
Tableau III. 19 Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL	51
Tableau III. 20 Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon	52
Tableau III. 21 Résultat de l'ajustement à la loi de Log-normal.....	53
Tableau III. 22 Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon.....	54
Tableau III. 23 Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence.....	54
Tableau III. 24 Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences	55
Tableau III. 25 Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences (suite et fin). .	56

Tableau III. 26 Récapitulatif des résultats des apports.....	58
Tableau III. 27 Récapitulatif des résultats des coefficients de variance pour chaque formule.....	59
Tableau III. 28 Récapitulatif des résultats des apports fréquents.....	60
Tableau III. 29 Répartition mensuelle de l'apport annuel de fréquence 80%.	61
Tableau III. 30 Valeur de α en fonction de la fréquence	63
Tableau III. 31 Valeur de C en fonction de la fréquence	63
Tableau III. 32 Débits maximaux de crue pour différentes formules	64
Tableau III. 33 Crue de projet recommandée	66
Tableau III. 34 Différentes valeurs de « α »......	70
Tableau III. 35 Récapitulation de l'apport solide.....	71
Tableau III. 36 Récapitulation de calcul du volume mort.	72
Tableau III. 37 Caractéristiques topographiques et volumétriques du barrage.	74
Tableau III. 38 La répartition mensuelle des besoins en eau AEP+Irrigation	76
Tableau III. 39 Détermination du volume utile du barrage.	77
Tableau III. 40 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm ³)......	79
Tableau III. 41 Valeurs du coefficient δ	80
Tableau III. 42 Détermination du volume utile du barrage	81
Tableau III. 43 Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm ³)......	82
Tableau III. 44 Récapitulatif des résultats de calcul	83
Tableau III. 45 Détermination de la courbe caractéristique du barrage pour b=60m	86
Tableau III. 46 Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum.....	87
Tableau III. 47 Variation de la hauteur du barrage.	90
Tableau III. 48 Résultats des largeurs en crête obtenues par les formules précédentes.....	90
Tableau III. 49 Coût de la digue.....	91
Tableau III. 50 Coordonnées pour construire le profil du déversoir d'après Creager	92
Tableau III. 51 Résultats de calcul du coût du déversoir des différentes largeurs déversantes.....	93
Tableau III. 52 Coût du coursier	94
Tableau III. 53 Coût total du barrage	95
Tableau III. 54 Récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage.....	96

Chapitre IV : Etude des variantes de la digue

Tableau IV. 1 Valeurs indicatives des pentes des talus.	102
Tableau IV. 2 Valeurs du coefficient C.....	103

Tableau IV. 3 Epaisseur de l'enrochement et D50 des pierres.....	103
Tableau IV. 4 Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....	106
Tableau IV. 5 Valeurs de gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage	109
Tableau IV. 6 Caractéristiques du noyau.....	110
Tableau IV. 7 Caractéristiques de prisme de drainage	111
Tableau IV. 8 Coûts des différentes variantes étudiées.....	113

Chapitre V : Conception détaillé de la digue

Tableau V. 1 Profil général de la digue.....	115
Tableau V. 2 Caractéristiques du revêtement.....	115
Tableau V. 3 Détermination de fuseau granulométrique du filtre	117
Tableau V. 4 Coordonnées de la parabole de KOZENY.....	121
Tableau V.5 Coefficient de stabilité admissible des talus	126
Tableau V. 6 Les valeurs admissibles des coefficients de sécurité.....	127
Tableau V. 7 Récapitulation des résultats	127
Tableau V. 8 Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	132

Chapitre VI : Les ouvrages annexes

Tableau VI. 1 Données de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue	137
Tableau VI. 2 Coordonnés du profil de Greager.....	140
Tableau VI. 3 récapitulatif des résultats.....	141
Tableau VI. 4 Récapitulatif des côtes de la ligne d'eau et d'auge	142
Tableau VI. 5 Récapitulatif des résultats de la pente critique.....	147
Tableau VI. 6 Hauteur des murs bajoyers dans le coursier	150

Tableau VI. 7 Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR.	150
Tableau VI. 8 Dimensions des dents défectrices.	152
Tableau VI. 9 Les dimensions des blocs Chicanes du bassin de dissipation.	153
Tableau VI. 10 Récapitulatif des résultats de la pente critique.....	154
Tableau VI. 11 Calcul du temps de vidange	159
Tableau VI. 12 Disposition minimums de vidange à tenir en compte.	159
Tableau VI. 13 Calcul de la vidange de fond.....	160

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII. 1 Les engins généralement utilisé dans le chantier.....	170
Tableau VII. 2 Liste, symbole et durée des opérations.	174
Tableau VII. 3 Devis estimatif de la digue	177
Tableau VII. 4 Devis estimatif de l'évacuateur de crue	177

Introduction générale

L'importance cruciale de l'eau dans le cycle de la vie sur terre est indéniable. En effet, cette ressource vitale joue un rôle central dans tous les aspects physiques et biologiques qui entourent l'humanité. En tant qu'utilisateur perpétuel de l'eau pour sa survie, l'être humain a toujours été intimement lié à cette matière, qu'il considère comme une ressource économique, un élément vital, et un milieu vivant qui fait partie intégrante du patrimoine terrestre.

L'abondance d'eau sur notre planète est étroitement liée au cycle hydrologique, une succession de phénomènes climatiques tels que les précipitations et l'évaporation. Bien que mesurer ces phénomènes à une échelle mondiale soit complexe, l'équilibre entre les précipitations et l'évaporation semble maintenu.

Notre planète, recouverte en grande partie d'eau, offre une diversité dans la distribution des précipitations annuelles moyennes. Pour notre pays, situé dans une zone aride à semi-aride, les estimations varient entre 100 et 400 mm de précipitations annuelles moyennes.

Cependant, malgré la diversité apparente, nos ressources en eau demeurent faibles, irrégulières et localisées. Les besoins annuels en eau s'élèvent à environ 70 milliards de mètres cubes, tandis que seulement 7 milliards de mètres cubes sont mobilisables. Face à cette réalité et anticipant les besoins futurs, un plan de travail devrait être élaboré, notamment dans le domaine des ouvrages hydrotechniques, en particulier les barrages.

Les barrages, en tant qu'infrastructures majeures, jouent un rôle essentiel dans la gestion de l'eau. Ils permettent le stockage des eaux, les protégeant ainsi de leurs crues dévastatrices. Ces eaux stockées sont ensuite utilisées pour l'alimentation en eau potable des villes, l'irrigation des terres agricoles, l'industrie, voire la production d'énergie électrique.

Notre projet d'étude se concentre sur le barrage de Sidi Khelifa à Tizi Ouzou. Il s'agit d'un projet ambitieux, situé sur l'oued Sidi Ahmed Youcef, à l'est de la ville d'Azeffoun. Dans ce travail, nous présenterons les différentes études, notamment la définition du site, les études topographiques, géologiques, géotechniques, et hydrologiques, qui ont contribué au dimensionnement et à l'étude de faisabilité de ce barrage en terre. Ces analyses sont cruciales pour garantir la viabilité et l'efficacité de l'ouvrage, qui est destiné à l'alimentation en eau potable et à l'irrigation dans la région d'Azeffoun.

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Introduction :

La mise en œuvre d'un barrage comme le projeté Barrage de Sidi Khelifa est cruciale pour répondre aux besoins en eau de la wilaya de Tizi Ouzou. Ce barrage sera utilisé pour deux objectifs principaux :

1. **Alimentation en eau potable** : Le barrage fournira une source d'eau potable pour la ville de Tizi Ouzou. Les eaux du barrage devront subir un processus de traitement pour les rendre conformes aux normes de qualité de l'eau potable avant d'être distribuées aux habitants de la région.
2. **Irrigation agricole** : Le barrage permettra également d'irriguer les terres agricoles situées à proximité. Cela favorisera le développement de l'agriculture locale en fournissant une source fiable d'eau pour l'irrigation des cultures.

Cependant, la construction d'un barrage nécessite une planification soignée pour garantir que l'impact environnemental soit minimal, que les structures soient sécurisées et que les besoins en eau soient satisfaits de manière durable. Une gestion adéquate des ressources en eau, y compris la maintenance et la surveillance continues du barrage, est essentielle pour garantir son succès à long terme.

De plus, la sécurité du barrage est un aspect essentiel à considérer, car tout problème potentiel, comme les inondations ou la défaillance des structures, doit être évité pour protéger les populations vivant en aval.

En résumé, le barrage de Sidi Khelifa est un projet vital pour répondre aux besoins en eau potable et en irrigation de la région, mais sa construction et sa gestion doivent être effectuées de manière prudente et responsable pour garantir des résultats durables et sécurisés.

I.1 Description du site du barrage

Le barrage de Sidi Khelifa se trouve dans la wilaya de Tizi Ouzou, sur l'Oued de Sidi Ahmed Youcef (OSAY). Il est situé à la frontière des communes d'Ait Cheffaa et d'Azzefoun, à environ 10 km à l'est de la ville d'Azzefoun, à 8 km au nord-ouest d'Ait Chefaa, à 5 km de l'embouchure de l'oued vers la mer, et à 3 km en amont du pont de la route N° 24 qui relie Azzefoun et Cap Sigli.

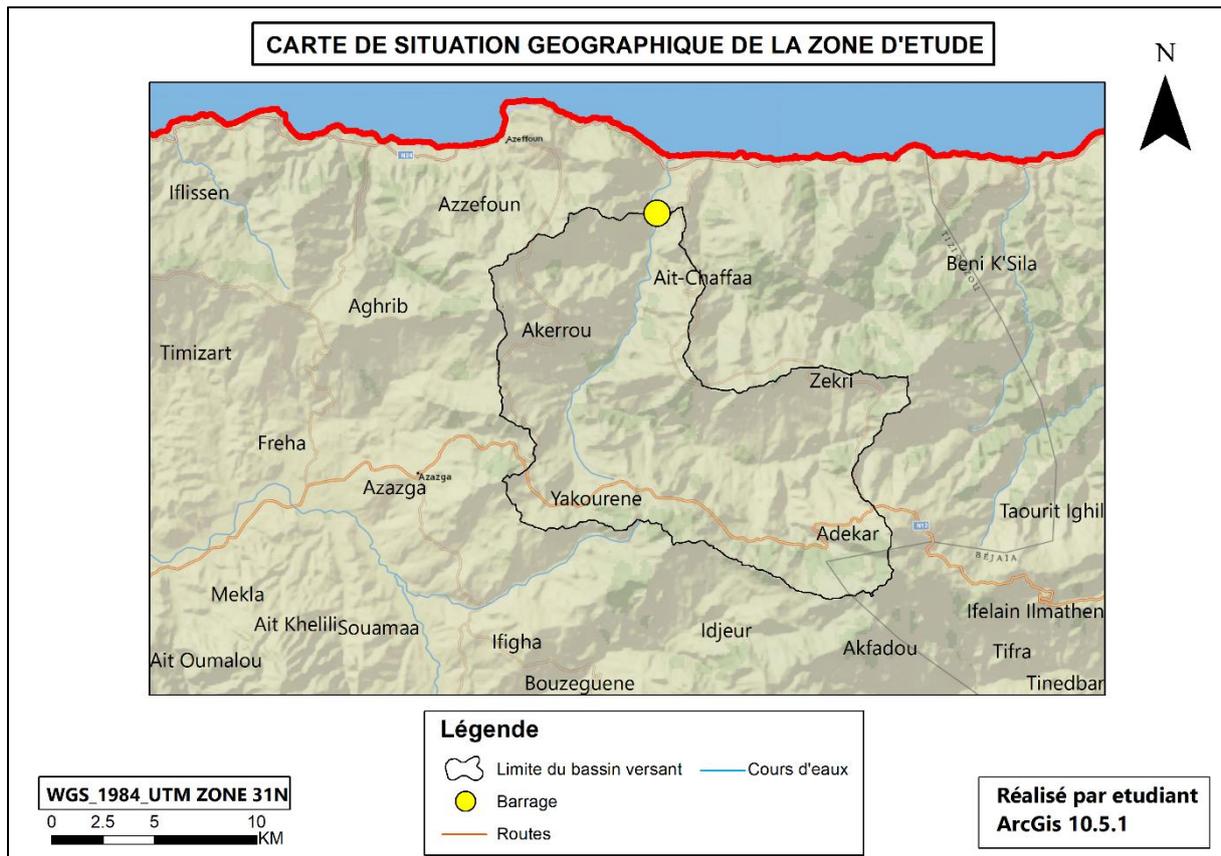


Figure I. 1 Carte de situation géographique de la zone d'étude

I.2 Situation géographique et accès au site du barrage

Les coordonnées UTM du site sont les suivantes :

- E = 633 869
- N = 4 080 349

Pour accéder au site du barrage, on peut emprunter une piste qui longe la rive droite de l'oued à partir du pont, et cette piste se termine à environ 1 km en aval de l'emplacement projeté du barrage.

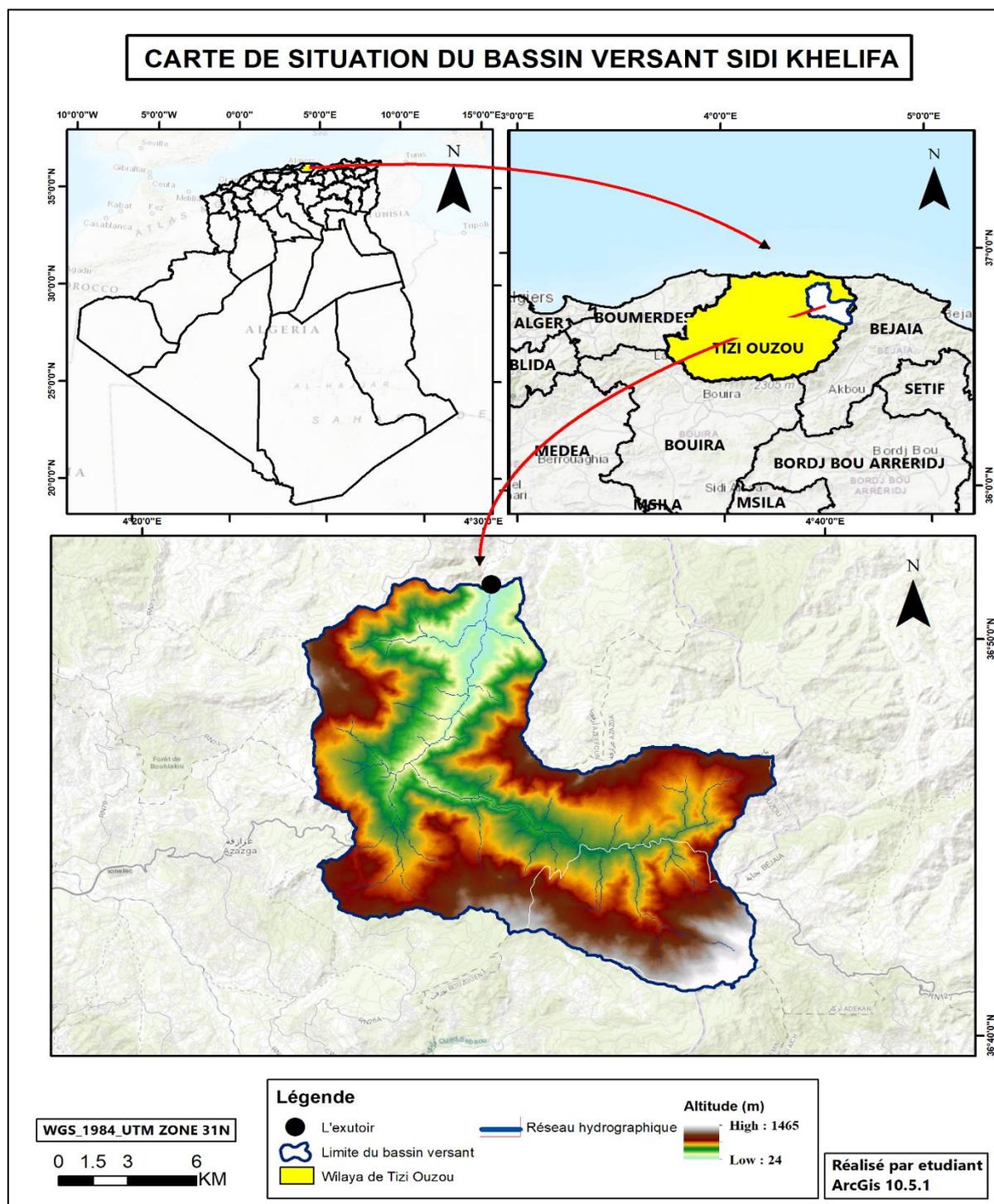


Figure I.2 Carte de situation du bassin versant

I.3 Topographie du site du barrage et de sa cuvette

La description du bassin versant et de son environnement topographique est une étape clé dans la planification de la construction du barrage de Sidi Khelifa. Voici quelques points importants à noter :

1. **Délimitation du bassin versant** : La délimitation du bassin versant est cruciale pour comprendre d'où proviendra l'eau qui alimentera le barrage. Dans ce cas, deux cartes topographiques à l'échelle 1/25000, Azeffoune Est et Djebba Ouest, ont été utilisées pour définir les limites du bassin versant, c'est-à-dire la zone où l'eau de pluie s'écoule naturellement vers le site du barrage. Cela permet de quantifier les apports d'eau potentiels au barrage.
2. **Topographie du site du barrage** : Le site du barrage lui-même est situé dans une plaine, mais il est entouré de versants escarpés. La topographie de la cuvette est allongée et présente une pente de 0,04%. Il est essentiel de prendre en compte la topographie du site pour la conception et la construction du barrage, notamment pour déterminer sa hauteur et sa capacité.
3. **Altitude** : Les altitudes des versants environnants varient de 24 mètres jusqu'à 1465 mètres. Cette variation d'altitude aura un impact sur les débits d'eau, les caractéristiques hydrauliques du barrage et la gestion des eaux de ruissellement.
4. **Végétation** : La description de la végétation est importante en raison de son impact sur l'hydrologie et l'écologie du bassin versant. La végétation de type maquis arboré peut affecter la quantité d'eau disponible, l'érosion du sol et l'habitat de la faune et de la flore locales.
5. **Pente** : La pente de la cuvette est de 0,04%. Cela influe sur la manière dont l'eau s'écoule naturellement dans le bassin versant et comment elle sera stockée dans le barrage.

Toutes ces informations seront essentielles pour la conception, la planification et la gestion du barrage de Sidi Khelifa. La topographie, l'hydrologie, la géologie et l'environnement jouent un rôle clé dans la réussite du projet, ainsi que dans la gestion durable des ressources en eau de la région.

I.4 Situation hydrographique du site et des bassins versants

Les caractéristiques du bassin versant de Sidi Khelifa fournissent des informations essentielles pour la gestion des ressources en eau et la planification du barrage. Voici un résumé des données importantes :

- **Superficie** : Le bassin versant de Sidi Khelifa s'étend sur une superficie de 225 km². Cette superficie détermine la quantité d'eau qui peut potentiellement s'écouler dans le bassin.
- **Périmètre** : Le périmètre du bassin versant mesure 73 km. Il indique la longueur totale des limites du bassin et contribue à la définition de la zone d'alimentation en eau.
- **Cours d'eau principal (talweg)** : Le cours d'eau principal du bassin versant s'étend sur une longueur de 33 km. C'est le trajet par lequel l'eau s'écoule naturellement dans le bassin et converge vers le site du barrage.
- **Communes couvertes** : Le bassin versant couvre six communes, dont cinq appartenant à la wilaya de Tizi Ouzou (Azzefoun, Ait Cheffa, Akerrou, Yakouren, Zekri) et une appartenant à la wilaya de Bejaia (Adekar). La gestion coordonnée des ressources en eau est importante, car elles traversent différentes juridictions administratives.
- **Altitude maximale** : Le point culminant du bassin se trouve au sommet de Djbel Toukra, avec une altitude de 1645 mètres. Cette élévation maximale influence le débit d'eau et les caractéristiques hydrologiques du bassin.
- **Calcul des données** : Les données de superficie, de périmètre et de longueur du bassin versant ont été calculées à l'aide du logiciel Arc-Gis (Système d'Information Géographique - SIG). Cette technologie permet de cartographier, d'analyser et de gérer les données géospatiales, ce qui est essentiel pour la planification des projets liés à l'eau.

Toutes ces données sont essentielles pour comprendre l'hydrologie du bassin, la gestion des ressources en eau, la planification du barrage et les éventuels besoins en eau potable et en irrigation dans la région. Elles serviront de base pour la conception du barrage de Sidi Khelifa et de son plan de gestion.

Conclusion :

Il est encourageant de voir que, grâce à une analyse des données géographiques et des caractéristiques hydrologiques des bassins versants, vous avez pu définir le site de la retenue du barrage de Sidi Khelifa. Cela est essentiel pour l'implantation de l'axe de la digue et la localisation des ouvrages annexes. Cette infrastructure permettra la mobilisation des eaux de surface, Cela représente une contribution importante à l'approvisionnement en eau pour l'agriculture dans la région, ce qui peut avoir un impact positif sur le développement local et l'économie régionale. Assurer une gestion appropriée de cette ressource hydrique est essentiel pour le succès du projet et la durabilité de l'irrigation agricole

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Introduction :

L'étude géologique et géotechnique d'un site est cruciale pour évaluer la faisabilité d'un projet, en particulier la construction d'un barrage. Ces études, menées par des géologues, consistent à reconnaître le site, à délimiter une zone d'emprunt initiale, et à déterminer les caractéristiques mécaniques et hydrodynamiques des sols par le biais d'essais in-situ ou en laboratoire. L'objectif principal de ces analyses est d'assurer la stabilité des structures du barrage, de vérifier les tassements et les infiltrations sous le corps de la retenue.

Les résultats des essais permettent de caractériser le sol, détaillant les propriétés physico-chimiques et mécaniques du terrain dans le bassin versant de la retenue et de la zone d'emprunt. Ces investigations répondent à des questions cruciales, telles que la stabilité et l'étanchéité des fondations de la digue et des ouvrages annexes, la présence d'eaux souterraines sous la retenue, ainsi que l'étanchéité de la cuvette de la retenue et l'emplacement des zones d'emprunt.

Avant de débiter le projet, une évaluation approfondie, couvrant divers critères liés à la géotechnique et à la géologie, est essentielle pour confirmer la pertinence de l'emplacement. La géologie, en tant que discipline scientifique dédiée à l'étude de la Terre et des processus géologiques, joue un rôle déterminant dans les conditions de construction et d'exploitation des infrastructures.

II.1 Etude géologique

II.1.1 Le Principe D'étude Géologique

Pour bien mener une étude géologique on doit procéder à la méthodologie suivante :

- Recherche des documents disponibles (cartes, étude déjà réalisée dans la région, images satellitaires...etc.) ;
- Etude de ces documents (définition de contexte géologique locale, données litho stratigraphiques structurales, tectonique...etc.) ;
- Le choix préliminaire de site (tenant compte des risques géologiques)
- La visite de terrain :
 - Parcourir les abords de l'axe présumé du barrage et ceux de la cuvette
 - Etablir des documents tels que :

✚ Des coupes géologiques dans l'axe du barrage en prenant des échantillons

- ✚ Faire une carte détaillée de tout ou partie de site
- ✚ Les profils stratigraphiques ponctuels
- Etablissement d'un diagnostic préliminaire :
 - Classification du site :
 - Favorable** : site idéal pour l'implantation du barrage
 - Défavorable** : site déconseillé (réalisation impossible et/ou trop coûteux)
 - Douteux** : dans le cas de manque des données, on doit procéder à des essais géophysiques et excavations
 - Etablir une fiche d'étude préliminaire
 - Classification définitive du site

II.1.2 Géologie régional

La région du nord-est de la Grande Kabylie est marquée par un empilement complexe de nappes d'eaux souterraines de type Flysch, composées de matériaux crétacés et nummulitiques. Ces aquifères sont principalement présents en dehors du Tell, c'est-à-dire au sud de la crête kabyle, mais également dans la zone Nord-Kabyle à laquelle appartient la région.

La vallée de l'Oued Sidi Ahmed Youcef traverse le port du flysch sur les deux tiers de sa longueur, correspondant à la localité d'Azzefoun. Cette couche de complexation est composée d'une série continue d'environ 550 mètres d'épaisseur de roches gréseuses-argileuses, englobant des strates du Crétacé (Albo-Aptien, Sénonien), du Paléocène, de l'Éocène (Yprésien-Ludien supérieur), de l'Oligocène et du Miocène inférieur (Stampien-Aquitain).

La zone autour du site du barrage est située le long de l'Oued Sidi Ahmed Youcef, à l'intérieur de la Grande Kabylie. Cette région est principalement caractérisée par des formations de Flysch, datant de la période crétacé-oligocène, et présentant une complexité tectonique notable.

Les massifs côtiers s'étendant d'Azeffoune à Ait Aahouna, de la zone du Cap Sigli jusqu'au sud d'Azazga, sont principalement constitués de terres étrangères de type Flysch, qui appartenaient à la Numidie argilo-gréseuse. Ces Flyschs, à la fois massyliens et mauritaniens, sont situés au nord de la Kabylie par rapport à la chaîne calcaire du Djurdjura. Leur composition, principalement des sols argileux, combinée à leur formation structurale

(compression, pliage, pelage), leur confère des structures complexes et une certaine vulnérabilité.

La taille du bassin du barrage de Sidi Khelifa ainsi que la complexité géologique de la région se caractérisent par une végétation dense et une couverture de surface qui masquent principalement les formations de Flysch, lesquelles affleurent en dessous.

II.1.3 Géologie de la cuvette

L'Oued Sidi Ahmed Youcef (OSAY) où se situe l'axe du barrage a deux caractéristiques :

Unité morphologique principale : plaine alluviale basse, large de 500 à 1000 m, Orientation NE – SW en aval du site du barrage ; et vallée plus étroite de 150 à 200 m largeur, nord-sud.

Ces ensembles morphologiques se caractérisent par des structures architecturales complexes, marquées par de nombreuses failles, plissements et découpes. Cette complexité géologique est due en partie à un important accident nord-sud qui traverse une vallée fluviale recouverte par des alluvions récentes. Cet accident correspond à un décrochement gauche, remontant le long de la rive droite, exposant ainsi les affleurements de Flysch de Massilia.

La série stratigraphique de la cuvette du barrage comprend une couche récente et peu profonde du Quaternaire, qui repose au-dessus de strates plus anciennes formées par des dépôts de type flysch grès-argileux, datant du Miocène inférieur au Crétacé moyen.

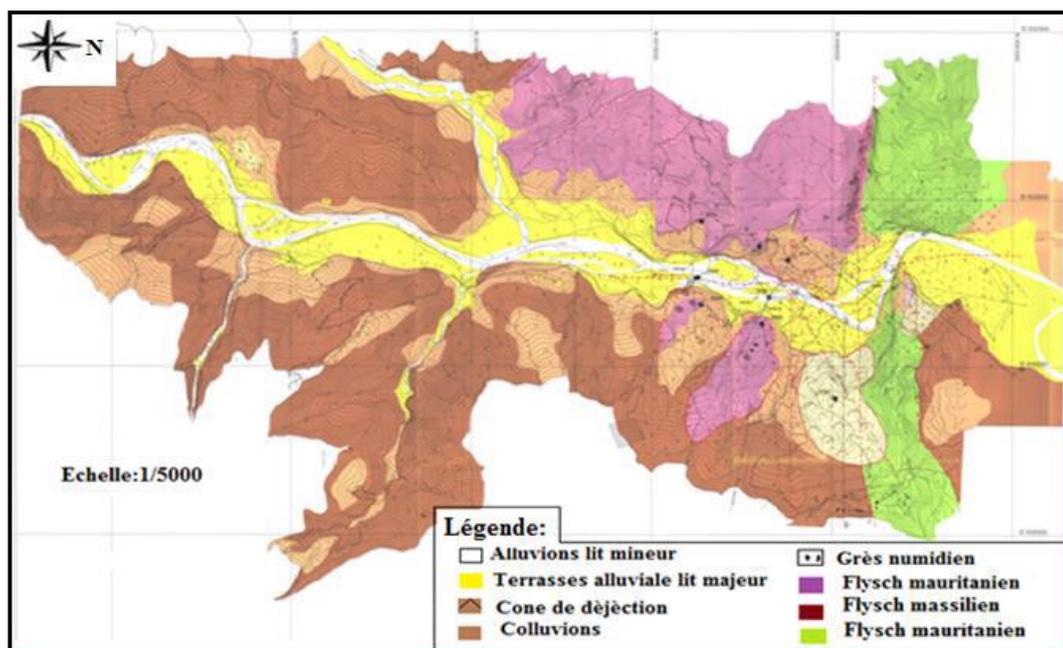


Figure II. 1 Géologie de la cuvette

➤ **Formations superficielles (Quaternaire)**

a) Des alluvions actuelles de lit mineur

Elles sont représentées par des blocs gréseux arrondis, de 20 à 50 cm de diamètre.

b) Des terrasses alluviales de lit majeur

Limons sableux superficiels, de galets, et de blocs gréseux, mesure de 10 à 20 cm de diamètre.

c) Cônes de déjection

Nature graveleuse formée d'éléments pélitiques et gréseux anguleux décimétriques à matrice limoneuse sur 5m de profondeur, observé en rive gauche de (OSAY).

d) Les colluvions

Colluvions argilo-graveleuses elle est de l'ordre de 5 m seulement distribuées le long des pentes des versants.

e) Les éboulis de grès numidiens

Ils sont formés de gros blocs de grès, observés en rive droite.

➤ **Formations plus anciennes**

1. Les grès numidiens

Formée d'une barre de grès grossier poreux, blanc.

2. Les flyschs mauritaniens

Formation de l'unité lutétienne argilo-conglomératique, l'unité paléocène argilo-pélitique et l'unité sénonienne grésocalcaire et pélitique.

3. Les flyschs massyliens, Sénoniens

Ces flyschs sont formés d'une alternance de pélites, grès et quartzites (Albo-Aptien), ou bien de pélites, marnes, et bancs calcaires / gréseux.

II.1.4 Géologie du site du barrage

❖ **Rive droite**

La coupe longitudinale W-W indique une épaisseur de colluvions variant entre 10m et 15m approximativement. La rive droite est marquée par le flysch maurétanien en contact anormal sur le flysch massylien. En effet, une faille décrochante traverse la rive droite, séparant ces deux unités, et exposant partiellement l'unité de flysch massylien juste sur la butée droite. Le flysch maurétanien possède une épaisseur variable, qui augmente en allant à droite. À titre

indicatif, elle atteint 45m à la limite de l’empreinte du barrage, surmontant le flysch massylien. La partie supérieure altérée du flysch varie entre 15m et 20m de profondeur.

❖ Rive gauche

La coupe longitudinale W-W révèle l'absence de couverture colluviale sur la butée gauche, juste sous la crête du barrage. Celle-ci se manifeste sous les recharges amont et aval de la butée gauche, avec une épaisseur estimée d'environ 6 à 8 mètres. La fondation du barrage sous la crête est principalement constituée du flysch maurétanien (unité paléocène) qui affleure le long de l'axe du barrage. La partie supérieure altérée du flysch maurétanien varie en épaisseur de 10 mètres jusqu'à atteindre 25 mètres. Le flysch massylien existe en profondeur sous le flysch maurétanien, et le niveau du flysch massylien est estimé par extrapolation approximative au niveau 0 mNGA.

❖ Fond de l'Oued

La coupe longitudinale W-W révèle une épaisseur d'alluvions atteignant 20 mètres sous la crête du barrage. Le substratum rocheux du fond de l'oued est constitué du flysch maurétanien, dont les 3-4 premiers mètres sont altérés, surmontant le flysch massylien. L'épaisseur du flysch maurétanien est presque uniforme, de l'ordre de 15 à 20 mètres. En effectuant une coupe transversale dans le fond de l'oued, on observe une épaisseur d'alluvions variable. Cette coupe met en évidence un accident tectonique majeur qui traverse le fond de l'oued et favorise l'affleurement du flysch massylien.

L'épaisseur de la couverture alluviale varie entre 12 et 15 mètres en amont, atteint environ 20 mètres sous la crête du barrage, puis varie entre 25 et 30 mètres en aval. La faille décrochante qui longe l'oued, favorisant l'affleurement du flysch maurétanien en rive gauche, est interceptée par cette coupe géologique transversale en aval du barrage. En amont de cette faille, le flysch maurétanien s'étend sur une épaisseur variant entre 17 et 22 mètres environ, avec la partie supérieure altérée ayant une épaisseur variable, allant de 3,9 mètres (sondage S08A) jusqu'à environ 15 mètres (sondage S24A). En aval de la faille décrochante, les alluvions reposent directement sur le flysch massylien, dont la partie supérieure altérée varie entre environ 9 et 11,5 mètres d'épaisseur. Le flysch massylien continue sous le maurétanien en amont de l'intersection avec la faille.

II.3 Etude géotechnique

II.3.1 Principe D'une Etude Géotechnique

Ces études ont pour but la vérification d'un certain nombre de points une fois que le choix de site est fait, on peut citer les points suivants :

- Le contrôle de la qualité de la fondation tant sur le plan de la résistance mécanique que d'étanchéité
- S'assurer l'étanchéité de la cuvette et la stabilité de ses versants (dans le cas d'une cuvette encaissée)
- Vérification de la présence des matériaux de construction tant en quantité qu'en qualité (1,5 à 2 fois le volume estime du barrage)

Les opérations de reconnaissances géotechniques se dérouleront généralement en trois phases que l'on peut résumer sur la figure suivante :

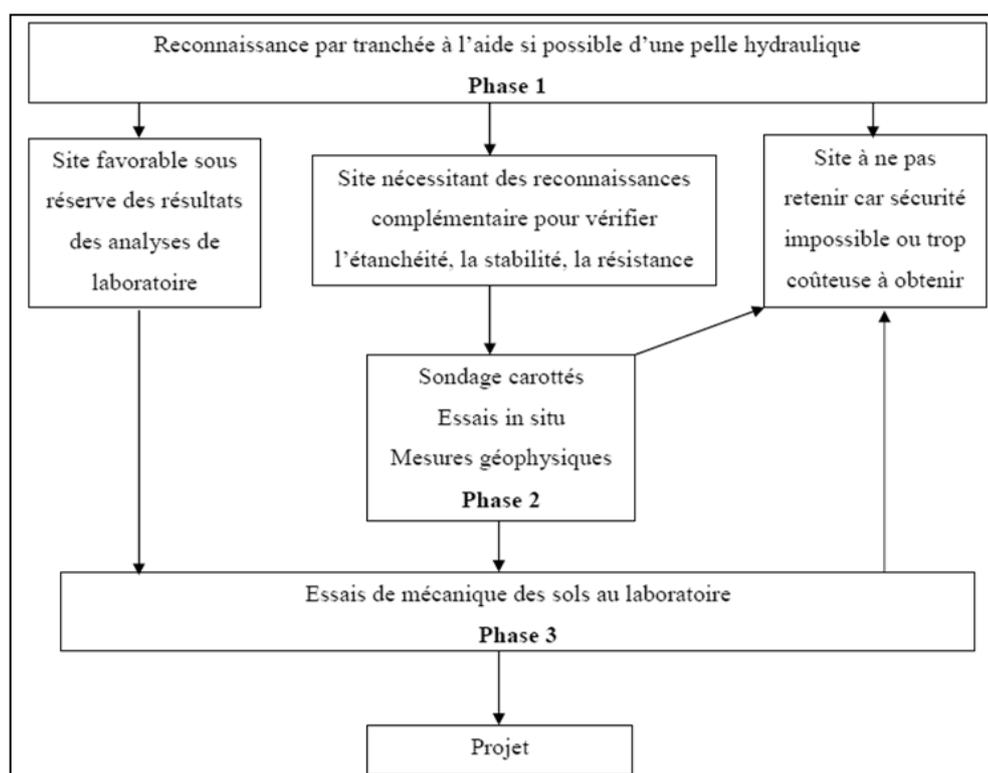


Figure II. 2 Déroulement des études géotechniques préliminaires

La section géotechnique concerne l'ensemble des essais de laboratoire auxquels ont été soumis les échantillons prélevés lors des sondages et des puits réalisés lors de la campagne de reconnaissance du sol.

L'objectif de la campagne de reconnaissance était de réaliser des sondages le long des axes des études de variantes afin de déterminer l'axe présentant les caractéristiques géologiques et géotechniques les plus favorables. Parallèlement, des puits de reconnaissance ont été excavés dans les zones potentielles pour la collecte de matériaux de construction, notamment les argiles, les colluvions, les alluvions du lit mineur et les alluvions du lit majeur. Ensuite, des essais de laboratoire ont été effectués sur les échantillons prélevés des forages.

II.3.2 Paramètres Géotechniques Adoptés Pour La Fondation

En se fondant sur les résultats des essais et en tenant compte de la variabilité naturelle à la fois du substratum et de la couverture en termes de plasticité, les paramètres de résistance suivants sont sélectionnés pour les alluvions, les colluvions et le flysch, dans cet ordre :

Tableau II. 1 Paramètres géotechniques de la fondation

Paramètres géotechniques	Valeurs Recommandées			
	Alluvions	Colluvions	Flysch	
			Flysch Altérés	Flysch non Altérés
Densité Apparente (kN/m³)	19	21	24	25
Module de Déformation, court terme (kPa)	45000	32000	90000-110000	200000
Module de Déformation, long terme (kPa)	45000	26000	75000	150000
C effective (kPa)	0-5	5	10	25
(°)	35	---	---	---
C non-drainée (kPa)	---	50	100	120
non-drainé (°)	---	10	15	19-25
résiduel (°)	---	17	19	23
ramolli (°)	---	26	25-27	28-31

II.3.3 Caractéristiques Des Matériaux De Construction

Les zones d'emprunt des matériaux de construction sont localisées en aval du site. Elles s'étendent sur une distance d'environ 2,2 km à partir de la zone du barrage jusqu'à environ 300-400 mètres au-delà du pont routier de la RN24, couvrant une zone approximative délimitée par les coordonnées 661000/397000 à 6615000/339000.

La superficie totale concernée s'élève à 1,2 million de mètres carrés.

Deux variétés de sédiments alluvionnaires sont observées sur place :

- Les sédiments actuels du lit inférieur et principal de l'oued sont principalement composés de sable, de gravier, de cailloux et de blocs.
- Il s'agit des sédiments fins des terrasses qui s'étendent depuis la base des versants : limons argileux +/- détritiques.

➤ **Matériaux argileux**

Les marnes d'Azazga, situées à une distance de 35-40 km du site, se sont avérées trop éloignées pour être prises en considération. En conséquence, la zone d'argile de Mlata, située à environ 20 km du barrage, a été choisie pour mener l'enquête. Dans les puits de reconnaissance, une épaisseur moyenne d'argile de 3,9 m a été observée, recouverte d'une couche de terre végétale d'environ 0,5 m d'épaisseur. La majeure partie de cette argile peut être classée comme CH (argile de haute plasticité) et peut être utilisée, bien que des précautions soient nécessaires lors du stockage et de la mise en place en raison de sa plasticité élevée.

En raison de leur hétérogénéité, les colluvions argileuses du site du barrage ne peuvent être employées que dans la partie supérieure du noyau, où les gradients hydrauliques sont moins critiques qu'à la base du noyau. En revanche, l'argile de Mlata offre des garanties en termes d'homogénéité et de qualité, ce qui la rend adaptée à son incorporation dans le noyau.

Tableau II.2 Les paramètres des matériaux argileux du site de barrage et zone Mlata

	Le site de barrage	Zone de Mlata
Limite de liquidité	40,0% < W _l < 64,8% moy= 55,5%	43,0% < W _l < 69,0% moy=57.4%
Indice de plasticité	19,3% < I _p < 33,1% moy= 27,6%	20,2% < I _p < 35,5% moy= 28.7%
La granulométrie	Le pourcentage de fines (particules inférieures à 80µm) Compris entre 20% et 84%.	Le pourcentage de fines (particules inférieures à 80µm) Compris entre 37% et 94%.
Densité sèche maximale	15 < d _{max} < 18 kN/m ³ moy = 16kN/m ³	16 < d _{max} < 19 kN/m ³ moy= 17 kN/m ³
Teneur en eau optimale	17,4 < W _{opt} < 22,0% moy=18,8%	10,5 < W _{opt} < 21,1% moy=14,8%

Afin d'assurer l'imperméabilité du noyau, il est généralement recommandé d'utiliser un matériau dont la perméabilité est nettement inférieure à 10⁻⁷ m/s. Les valeurs mesurées de perméabilité se situent largement en deçà de cette limite, variant entre 0,1 x 10⁻⁸ et 2,2 x 10⁻⁸ cm/s, avec une moyenne de 1 x 10⁻⁸ cm/s.

➤ **Matériaux Pour Les Recharges**

a. Alluvions grossières

Les sédiments grossiers recouvrent le lit de l'oued sur une grande profondeur, atteignant plus de vingt mètres dans les forages réalisés le long de l'axe et dépassant les quatre mètres dans les puits effectués par l'administration.

La largeur du lit de l'oued oscille entre environ 50 mètres et 200 mètres. Ce lit est parsemé de gros blocs principalement constitués de grès et de calcaire, dont la plupart ont un diamètre supérieur à 200 mm. Ces blocs sont encastrés dans une matrice sablo-graveleuse, parfois légèrement limoneuse.

Les quantités d'alluvions grossières disponibles sont considérables, ce qui permettra de satisfaire les besoins en matériaux de remblais pour la digue, ainsi que pour la production d'agrégats pour le béton, de matériaux pour les filtres et les drains.

Une importante quantité de gros blocs, dont certains ont un diamètre supérieur à 300 mm, peut également être extraite en vue d'une utilisation potentielle en tant que matériaux pour les enrochements.

a.1 Limites d'ATTERBERG :

En analysant le diagramme de CASAGRANDE pour ces matériaux, nous pouvons classer les sols des sondages S5 et S8 dans la catégorie OL (limons organiques peu plastiques) et ML (limons argileux peu plastiques). Quant au sondage S12, il correspond à un sol de catégorie CL (argile limoneuse) inorganique, caractérisé par une moyenne plasticité et compressibilité.

a.2 Essais Proctor standard :

Les essais Proctor standard ont été réalisés sur un échantillon du sondage S5 et un échantillon du sondage S12, et les résultats montrent des teneurs en eau optimales d'environ 19% et des densités maximales moyennes de 1,67 g/cm³.

a.3 Essais œdométriques :

Il semble que vous ayez mentionné que deux essais œdométriques ont été effectués sur des échantillons des sondages S5 et S12. Cependant, les résultats de ces essais n'ont pas été fournis. Si vous souhaitez discuter de ces résultats ou avoir des informations spécifiques à leur sujet, n'hésitez pas à les partager, et je serai ravi de vous fournir des informations ou des analyses supplémentaires.

Echantillon du S5

- Indice de compression Cc	0,164
- Indice de gonflement Cg	0.029
- Coefficient de consolidation Cv à 4bars	$0.50 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2 \text{ sec}^{-1}$
- Coefficient de consolidation Cv à 8bars	$0.50 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2 \text{ sec}^{-1}$

Echantillon du S12

- Indice de compression Cc	0,150
- Indice de gonflement Cg	0.033
- Coefficient de consolidation Cv à 4bars	$80 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2 \text{ sec}^{-1}$
- Coefficient de consolidation Cv à 8bars	$0,53 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2 \text{ sec}^{-1}$

a.4 Cisaillement direct à D.P. (Densité Proctor)

Les résultats des deux essais de cisaillement consolidé drainé sur les échantillons SS et S12 indiquent une faible cohésion de 0,39 et un angle de frottement moyen de 23 degrés, déterminé en pression absolue. Ces résultats fournissent des informations essentielles sur la résistance au cisaillement de ces matériaux et sont utiles pour l'analyse géotechnique. Ils indiquent que ces matériaux ont une résistance au cisaillement relativement faible et un comportement typique des sols argileux. Ces données sont importantes pour la conception et la stabilité des structures ou des ouvrages qui utiliseront ces matériaux comme remblai ou fondation.

b. Colluvions des cônes de déjection

Les colluvions sont réparties en deux zones distinctes :

- La première zone est composée d'argiles marneuses, de sables, de graviers, avec quelques galets et blocs, parfois sous forme de pélites.
- La deuxième zone est composée d'argiles limoneuses, marneuses, parfois sableuses, avec la présence de quelques graviers, galets et blocs.

L'analyse granulométrique de deux échantillons, situés dans les deux zones respectives, a produit les résultats présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 3 Analyse granulométrique des deux échantillons de colluvions.

Zone 1	Zone 2
53% de blocs de taille supérieure à 200mm	35% de limon (0,002- 0,06) mm
23% de cailloux (20-200) mm	27% d'argile (inférieure à 0,002 mm)
7% de graviers fins à moyens (2- 20) mm	21% de sable (0,06-2) mm
7% de sables (0,08 - 2) mm	17% de graviers fins à moyens (2 - 20) mm
10% de fines (inférieure à 0,08 mm)	68% des particules fines (inférieure à 0,08 mm)

Des essais de cisaillement rectiligne UU et CU ont été réalisés sur ces deux échantillons, et les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 4 Résultats de cisaillements sur les deux échantillons de colluvions

Échantillon	Profondeur (m)	Essai de cisaillement direct			
		UU		CU	
		(°)	C (bars)	(°)	C (bars)
1	3.7—4.0	--	--	26.2	1
2	6.9—7.2	1.31	0.8	15.0	1.9

c. Matériaux Pour Agrégats De Béton Et Drains / Filtres

Les matériaux destinés à la fabrication d'agrégats pour le béton, ainsi que pour les drains et les filtres, doivent être des matériaux granuleux exempts de contaminants. En pratique, les drains et les filtres ne doivent pas contenir plus de 5% de fines, c'est-à-dire des éléments de taille inférieure à 0,08 mm, afin de maintenir leur caractère non cohésif et d'assurer leur fonction principale de drainage. De plus, la taille maximale des particules ne doit pas dépasser 75 mm pour éviter toute ségrégation potentielle lors de la mise en place des drains et des filtres. Du point de vue de la durabilité, des valeurs de résistance à l'abrasion Los Angeles de 40-45% et des valeurs de résistance à la fragmentation soundness de 14-15% sont considérées acceptables. Enfin, les concentrations en carbonates, gypses et minéraux de sulfates ont un impact significatif sur le comportement des drains et des filtres. Ces éléments risquent de se décomposer ou de s'oxyder, créant ainsi une sorte de ciment qui pourrait provoquer la cohésion entre les particules, compromettant ainsi la principale fonction de drainage de ces zones.

Pour les agrégats utilisés dans le béton, des critères plus stricts sont imposés. Les valeurs acceptables incluent des résultats Los Angeles de 25-30% (exceptionnellement 40%) pour les agrégats grossiers et des valeurs de soundness de 10% pour les agrégats grossiers et de 12% pour les agrégats fins.

La disponibilité de ces matériaux (tant en termes de quantité que de qualité) est essentielle, c'est pourquoi des procédures ont été mises en place afin de répondre à ces besoins :

- Les drains et les filtres peuvent être produits en triant et en lavant les alluvions du lit mineur.
- Les agrégats grossiers destinés au béton peuvent être obtenus en concassant les blocs de grès et de calcaire des alluvions de l'Oued, en utilisant les matériaux de la carrière de Tigrine, située à 20 km du site du barrage, ou en sélectionnant et triant les agrégats du lit mineur.
- Les agrégats fins destinés au béton peuvent être obtenus en concassant les blocs de grès et de calcaire des alluvions de l'Oued, ou en utilisant les matériaux de la carrière de Tigrine.
- Les enrochements peuvent être obtenus à partir des blocs des alluvions de l'Oued ou de la carrière de Tigrine.

Tableau II. 5 Paramètres géotechniques des matériaux du barrage.

Matériaux	Densité apparente	Cohésion Effective	Angle de frottement Effectif
	kN/m ³	kN/m ²	Degré
1A – Argile	19,5	5	25
1B – Argile	19	5	26
2/3 – Tapis drainant	19	0	36
Transition de graviersableux sélectionné	20	0	35
4 – Gravier drainant	20	0	36
5 – Tout-venant alluvionnaire	20	0	34
6 – Protection aval	20	0	37
7 – Enrochement	20	0	38
7/7A – Protection amont	20	0	37

II.3.4 Perméabilité

En ce qui concerne la perméabilité à la détermination de la perméabilité, les deux échantillons, S5 et S12, sont constitués de matériaux faiblement perméables, avec une perméabilité de $1,07 \times 10^{-7}$ cm/s.

Le substratum de flysch peut être considéré comme pratiquement imperméable à partir d'une profondeur approximative de 20 m en rive gauche, de 12 m en rive droite, et de 38 m au fond de l'oued.

II.4 Tectonique

Les caractéristiques géomorphologiques de la cuvette sont le résultat d'une tectonique tangentielle complexe, qui a débuté au Miocène inférieur, suivie par une tectonique cassante post-nappes au Néogène, puis par une phase quaternaire qui a connu deux stades, d'abord intensif, puis compressif.

Le remplissage du bassin nord Kabyle (zone interne) est structuré, de bas en haut, de la façon suivante :

- Ouverture du bassin à l'Oligocène terminal suivi d'un dépôt conglomératique oligomiocène, résultant de l'altération du socle paléozoïque de bordure ;
- Dépôt de silexites aussi bien dans la zone interne qu'externe ;
- Début des mouvements gravitaires des nappes de flysch vers le bassin à partir de leurs aires d'origine, plus méridionales (sillon des flysch et des nappes telliennes), avec successivement : mise en place d'olistolites d'origine diverse, flysch d'Azzefoun, flysch du Haut Sébaou, et nappe numidienne ;

Cet édifice est soumis, postérieurement, à une tectonique néogène post-nappes, et quaternaire, connue notamment par :

- Une phase d'intensive au Burdigalien terminal, avec la formation des bassins de la Soummam et des Issers-Tizi Ouzou,
- Une phase compressive au Miocène moyen et supérieur (Serravalien-Messinien) dont l'ampleur des plissements modifie intensément la morphologie préexistante,
- Une continuité de cette déformation, plus discrète, dans les temps quaternaires à actuels.

L'ouverture du bassin et le déplacement gravitaire des nappes de flysch depuis leurs zones d'origine vers le bassin correspondent à la phase de tectonique tangentielle. Les flyschs se sont déposés dans le bassin dans l'ordre décroissant de leur âge, comme suit :

-  Flysch massylien – Sénoniens ;

Conclusion :

Sur la base des caractéristiques et de la nature des fondations exposées dans ce chapitre, il est observé que les résultats géologiques et géotechniques du site projeté pour le barrage de Sidi Khelifa sont favorables. Ainsi, la relation entre la fondation et l'ouvrage peut être établie en toute sécurité, car le site est pratiquement imperméable. De plus, on note la présence de plusieurs zones d'emprunt, assurant la disponibilité des matériaux nécessaires à la construction de la digue ainsi que des ouvrages annexes.

Chapitre III : Etude Hydrologique

Introduction :

L'étude hydrologique pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique révèle une importance considérable. L'objectif est de mettre en lumière les caractéristiques hydrologiques de l'oued, telles que les débits de crues et les contributions liquides et solides du bassin versant. Ces éléments sont cruciaux pour le dimensionnement des infrastructures liées à l'aménagement. Cette démarche vise à identifier les paramètres hydrologiques essentiels nécessaires à la future étude hydrotechnique du projet de construction d'un barrage sur l'Oued Sidi Ahmed Youcef, situé dans la commune de Sidi Khelifa.

Les caractéristiques essentielles suscitées sont en l'occurrence :

- Les caractéristiques physiques.
- Les caractéristiques climatiques.
- Les précipitations.

L'étude du cycle dans la nature a une grande importance, car le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrotechniques sont liées aux paramètres hydrologiques.

III.1. Bassin versant

En hydrologie, un bassin versant englobe l'ensemble des terrains drainés par un réseau fluvial et ce, par rapport à un emplacement spécifique, quelle que soit sa taille. L'ensemble des cours d'eau et de leurs affluents situés en amont de cette zone s'écoulent vers un cours d'eau principal en direction de la section la plus basse, appelée exutoire. Géométriquement, tout bassin versant est défini en fonction d'un lieu particulier (comme l'embouchure ou un point arbitraire) par une ligne de partage des eaux (contour) et par une superficie.

II.1.1 Etude géomorphologique

La caractérisation du bassin versant repose largement sur l'analyse d'un modèle numérique du terrain généré à partir du programme EARTH EXPLORER, qui est ensuite traité à l'aide des outils hydrologiques disponibles dans ARCGIS.

Les résultats de la délimitation sont montrés dans la figure suivante :

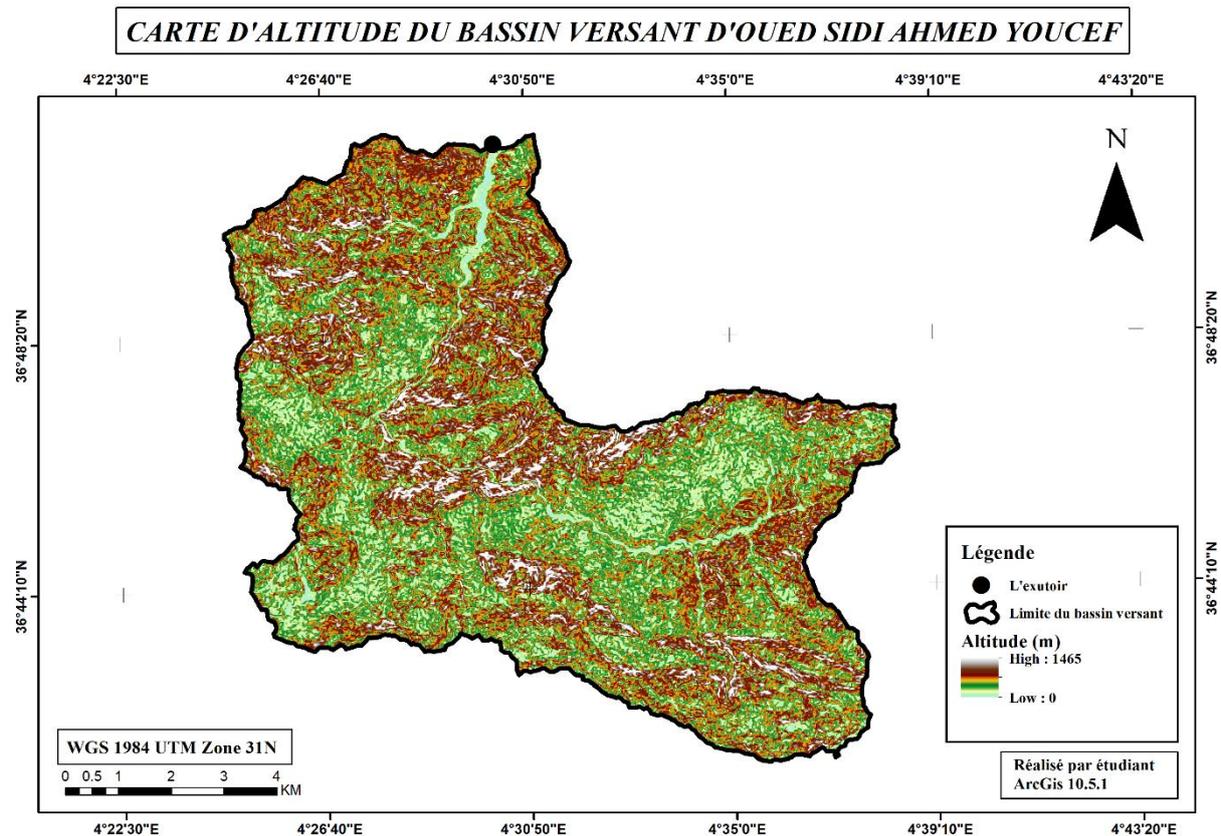


Figure III. 1 Bassin Versant de SIDI KHELIFA

➤ **Caractéristiques morphologiques du bassin versant**

- **Superficie :** Le bassin versant de Sidi Khelifa occupe une superficie de :

$$S = 225 \text{ km}^2$$

- **Périmètre :** Le périmètre du bassin versant est de :

$$P = 73 \text{ km}$$

- **Longueur de twaleg principal :** La longueur du thalweg principal est de :

$$L = 33 \text{ km}$$

- **Altitude du bassin versant :**

$$\text{Altitude maximale } H_{\max} : 1465 \text{ m}$$

$$\text{Altitude minimale } H_{\min} : 24 \text{ m}$$

➤ **Caractéristiques de forme**

- **Indice de compacité de Gravelius :**

Permet de comparer les bassins versants entre eux de points de vue de forme.

$$K_C = \frac{P}{(2\sqrt{\pi S})} \approx 0.28 \cdot \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots(III.1)$$

Où :

K_C : Indice de compacité de Gravelius ;

S : surface du bassin versant [km²] ;

P : périmètre du bassin [km].

A.N :

$$K_C = 1.4$$

On distingue trois cas :

Si : $K_C = 1$ Le bassin est parfaitement circulaire.

Si : $K_C < 1.128$ Le bassin est ramassé.

Si : $K_C > 1.128$ le bassin est allongé.

$K_C > 1$ donc c'est un bassin versant de forme allongée.

- **Coefficient d'allongement :**

Le coefficient d'allongement influence la réaction d'un bassin versant face à une précipitation.

Il est donné par la formule suivante :

$$K_P = \frac{L^2}{S}$$

A.N:

$$K_p = 4.84$$

- **Le rectangle équivalent :**

Dans le but de comparer deux bassins versants du point de vue hydrologique, Gravelius a introduit la notion du rectangle équivalent. Elle consiste à assimiler le bassin versant à un rectangle de même périmètre et surface. Notons que la condition nécessaire pour cette assimilation est $k_c \geq 1,12$ [L. Lamas1993].

- **Longueur équivalente :**

$$L_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1,128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_C} \right)^2} \right) \dots \dots \dots (III.2)$$

Avec :

L_r : Longueur du rectangle équivalent (Km) ;

K_c : Indice de compacité (1,40) ;

$$L_r = 29.6 \text{ Km.}$$

- **Largeur équivalente :**

$$l_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1,128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_C} \right)^2} \right) \dots \dots \dots (III.3)$$

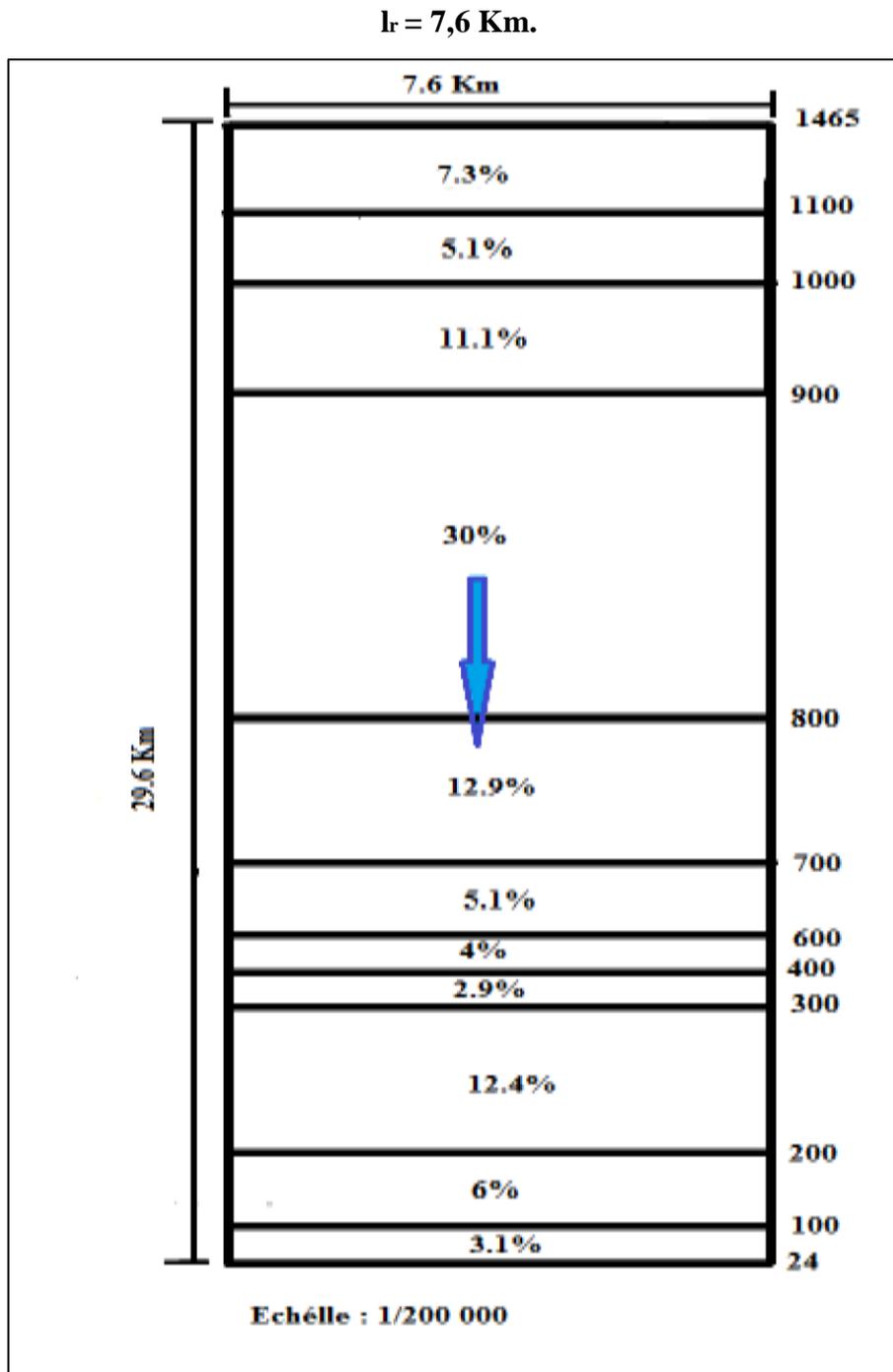


Figure III .2 Rectangle équivalent du bassin Versant de Sidi Khelifa.

Il s'agit d'une transformation entièrement basée sur la géométrie, où le bassin versant prend la forme d'un rectangle ayant le même périmètre. Les courbes de niveau se transforment en lignes droites parallèles aux côtés plus courts du rectangle, et l'exutoire correspond à l'un de ces côtés plus courts du rectangle.

II.1.1 Etude du relief

Le relief exerce un impact direct sur les conditions climatiques et a une influence indirecte sur la création des flux d'eau en surface. Il joue un rôle significatif dans la capacité d'écoulement des sols, l'infiltration et l'évaporation. Il constitue un élément essentiel dans le fonctionnement hydraulique d'un bassin. Notre objectif est de classifier le type de relief.

➤ Courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. C'est un outil pratique qui peut servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage. La courbe hypsométrique est donnée dans la figure III. 5 à partir du Tableau III. 1

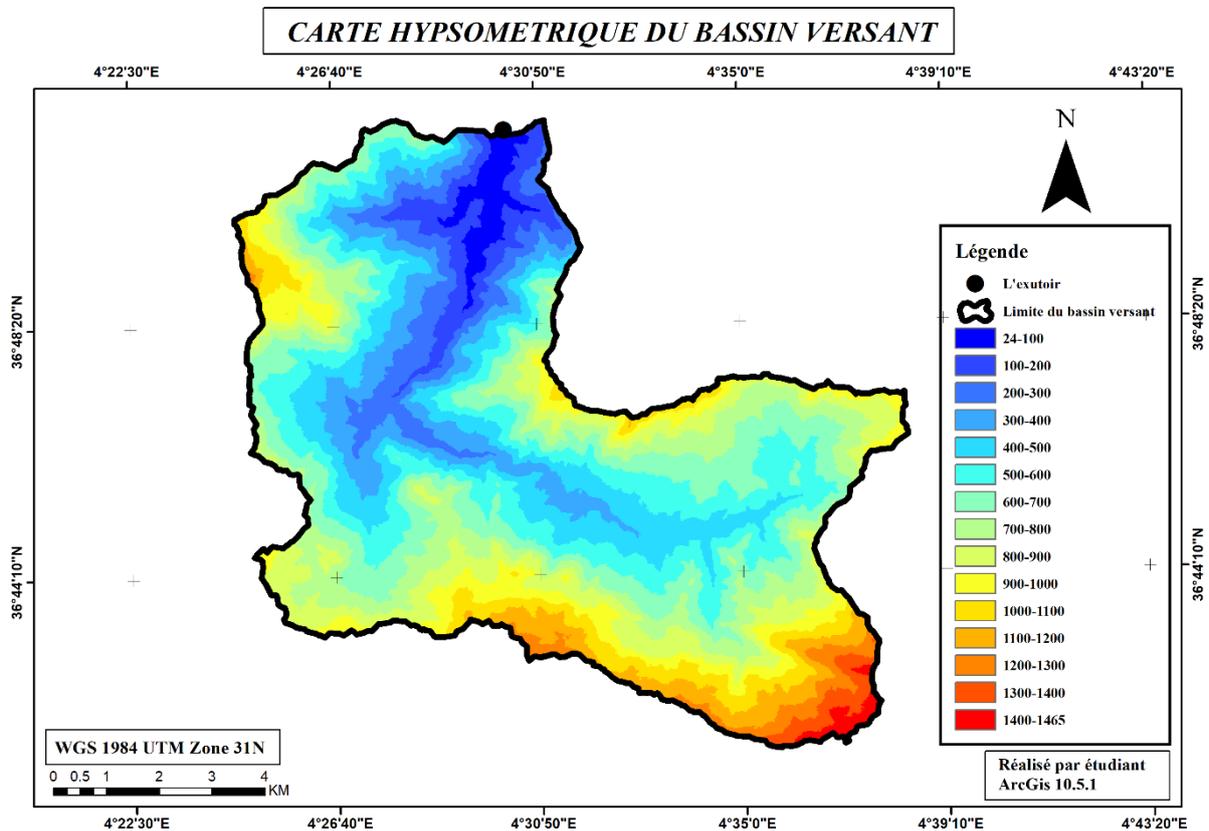
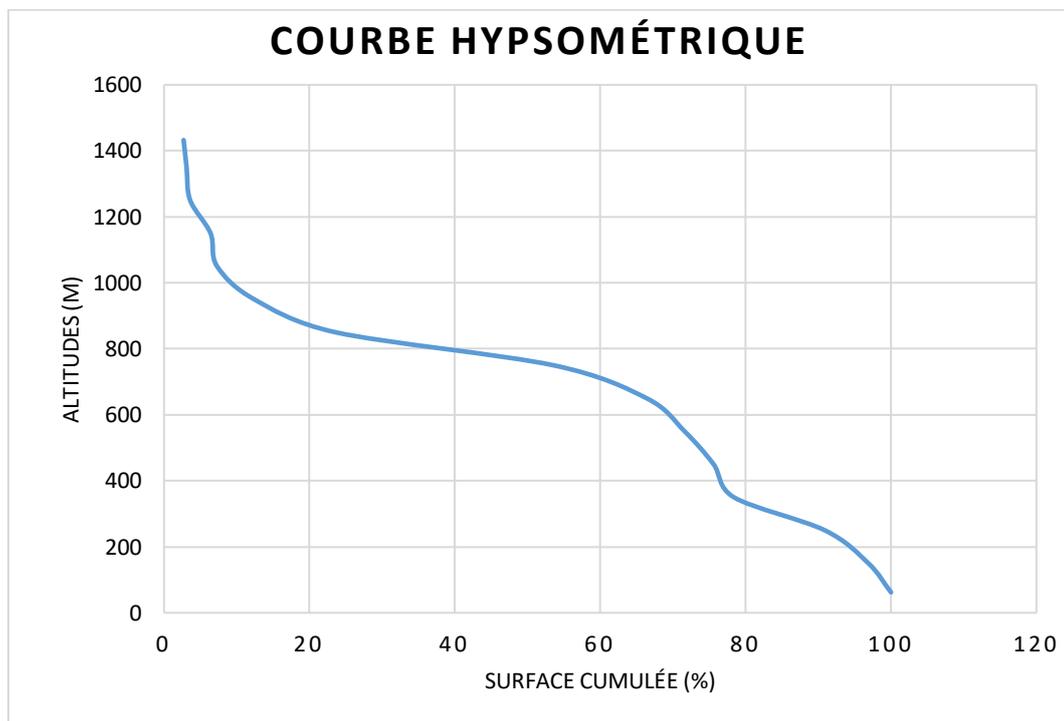


Figure III. 3 Carte hypsométrique du bassin versant.

Tableau III. 1 Répartition des surfaces partielles par tranche d'altitude.

Elévation	H moyen	Si (km ²)	Si cum	Si (%)	Si cum (%)
1400 à 1465	1432.5	6	6	2,7	2,7
1300 à 1400	1350	1	7	0,4	3,1
1200 à 1300	1250	1	8	0,4	3,6
1100 à 1200	1150	6,5	14,5	2,9	6,4
1000 à 1100	1050	2	16,5	0,9	7,3
900 à 1000	950	11,5	28	5,1	12,4
800 à 900	850	25	53	11,1	23,6
700 à 800	750	67,5	120,5	30	53,6
600 à 700	650	29	149,5	12,9	66,4
500 à 600	550	11,5	161	5,1	71,6
400 à 500	450	9	170	4	75,6
300 à 400	350	6,5	176,5	2,9	78,4
200 à 300	250	28	204,5	12,4	90,9
100 à 200	150	13,5	218	6	96,89
24 à 100	62	7	225	3,1	100

✚ Traçage de la courbe hypsométrique

**Figure III. 4** Courbe hypsométrique du bassin Versant.

De la courbe hypsométrique on peut conclure que la grande surface de notre bassin versant est située entre l'altitude [600 m ; 900 m].

➤ **Les altitudes caractéristiques :**

- Altitude médiane $H_{50\%}$: correspond à 50% de la surface du bassin. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière.
- $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ qui sont respectivement les altitudes correspondantes à 5% et 95% de la surface du bassin.

Tableau III. 2 Détermination de $H_{5\%}$, $H_{50\%}$ et $H_{95\%}$.

Altitudes	Valeur (m)
$H_{50\%}$	786.4
$H_{5\%}$	1200
$H_{95\%}$	160

• **L'altitude moyenne du bassin versant**

L'altitude moyenne est peu représentative de la réalité. Toutefois, elle est parfois utilisée dans l'évaluation de certains paramètres hydrométéorologiques ou dans la mise en œuvre de modèles hydrologiques.

Elle est Définie comme suit :

$$H_{\text{moy}} = \sum \frac{H_i S_i}{S} \dots \dots \dots \text{(III.4)}$$

Où :

- H_{moy} : altitude moyenne du bassin [m] ;
- S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km²] ;
- H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m] ;
- S : superficie totale du bassin versant [km²].

Tableau III. 3 Détermination de l'altitude moyenne.

Elévation	Hi moyen	Si (km ²)	Hi*Si
1400 à 1465	1432.5	6	8595
1300 à 1400	1350	1	1350
1200 à 1300	1250	1	1250
1100 à 1200	1150	6,5	7475
1000 à 1100	1050	2	2100
900 à 1000	950	11,5	10925
800 à 900	850	25	21250
700 à 800	750	67,5	50625
600 à 700	650	29	18850
500 à 600	550	11,5	6325
400 à 500	450	9	4050
300 à 400	350	6,5	2275
200 à 300	250	28	7000
100 à 200	150	13,5	2025
24 à 100	62	7	434
total		225	144529

A.N :

$$H_{\text{moy}} = 642,35 \text{ m.}$$

Les résultats des altitudes sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III. 4 Tableau récapitulatif des résultats de différentes altitudes.

Altitudes	Valeur (m)
H _{50%}	786.4
H _{5%}	1200
H _{95%}	160
H _{moy}	642.35
H _{max}	1465
H _{min}	24

➤ **Les indices de pente :**

L'objectif de ces indices est de décrire les pentes d'un bassin versant, ce qui facilite les comparaisons et les classifications. Les indices de pente sont calculés à partir des données de répartition hypsométrique dans le bassin.

- **L'indice de pente globale I_{pg}**

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

Avec :

L : longueur du rectangle équivalent L=29.6 km

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

$$I_{pg} = 35,13 \text{ m/km}$$

$$I_{pg} = \mathbf{3.513 \%}$$

Le bassin relief est d'une pente très forte selon la classification suivante :

Tableau III. 5 Classification du relief (Touaibia, 2004)

Relief		I _{pg}
1	Très faible	I _{pg} < 0.002
2	Faible	0.002 < I _{pg} < 0.005
3	Assez faible	0.005 < I _{pg} < 0.01
4	Modéré	0.01 < I _{pg} < 0.02
5	Assez modéré	0.02 < I _{pg} < 0.05
6	Fort	0.05 < I _{pg} < 0.1
7	Très fort	0.1 < I _{pg}

- L'indice de pente de roche I_p

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \dots\dots\dots(III.6)$$

Avec :

L : Longueur de rectangle équivalent (Km)

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

Tableau III. 6 Détermination de la pente Roche IP.

Elévation	Denivelé (m)	Surface partielle (km ²)	Suface partielle (%)	Si*Di	(√Si * Di) (%)
1400 à 1465	65	6	2,6667	173,3333	0,1317
1300 à 1400	100	1	0,4444	44,4444	0,0667
1200 à 1300	100	1	0,4444	44,4444	0,0667
1100 à 1200	100	6,5	2,8889	288,8889	0,1700
1000 à 1100	100	2	0,8889	88,8889	0,0943
900 à 1000	100	11,5	5,1111	511,1111	0,2261
800 à 900	100	25	11,1111	1111,1111	0,3333
700 à 800	100	67,5	30,0000	3000,0000	0,5477
600 à 700	100	29	12,8889	1288,8889	0,3590
500 à 600	100	11,5	5,1111	511,1111	0,2261
400 à 500	100	9	4,0000	400,0000	0,2000
300 à 400	100	6,5	2,8889	288,8889	0,1700
200 à 300	100	28	12,4444	1244,4444	0,3528
100 à 200	100	13,5	6,0000	600,0000	0,2449
24 à 100	67	7	3,1111	208,4444	0,1444
			100,0000		3,3335

AN :

$$I_p = \frac{3.335}{\sqrt{29.6}} = 0.612 \%$$

I_p = 0.612 %

- **L'indice de pente moyenne I_{pm}**

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

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots (III.7)$$

Avec :

Hmax : l'altitude maximum (m).

Hmin : l'altitude minimum (m).

L : longueur du rectangle équivalent (km).

AN:

I_{pm}=48.68 m/km

I_{pm}=4.86 %

• **Dénivelé spécifique**

Elle est utilisée pour évaluer les pentes des bassins de différentes superficies, selon la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M, et cela s'applique à l'ensemble du bassin, indépendamment de sa taille.

Elle est donnée par la formule :

$$D_s = D \sqrt{\frac{l}{L}} \dots \dots \dots (III.8)$$

Avec :

- D : dénivelée entre H5% et H95% (m).
- L : longueur du rectangle équivalent (km).
- l : largeur du rectangle équivalent (km).

Ds=526,98 m

Tableau III.7 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief) Touaibia, 2003

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

Le relief de du bassin versant est donc très fort (500< 526,95)

• **Pente moyenne du bassin versant**

Ce paramètre fournit une indication précise du temps nécessaire pour l'écoulement direct, c'est-à-dire le temps de concentration (tc). Il a un impact direct sur le débit maximal observé lors d'une pluie. Sa valeur est déterminée par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H(0,5l_1+l_2+\dots+0,5l_n)}{s} \dots \dots \dots (III.9)$$

Avec :

- li : longueur totale de courbes de niveau (km).

Δh : Dénivelée (m)

S : surface du bassin versant (km²).

En utilisant le logiciel ArcGIS pour la détermination des longueurs de courbes de niveau, les résultats sont illustrés dans le tableau (III. 8)

Tableau III. 8 Longueurs des courbes de niveaux.

Courbes de niveaux	Les longueurs (Km)
100	21,24
200	31.57
300	43.91
400	60.68
500	79.59
600	98.29
700	95.79
800	78.36
900	61.11
1000	37.08
1100	26.03
1200	17.68
1300	8.46
1400	6.48

AN:

$$I_m = 289.96 \text{ m/Km}$$

$$I_m = 28.99 \%$$

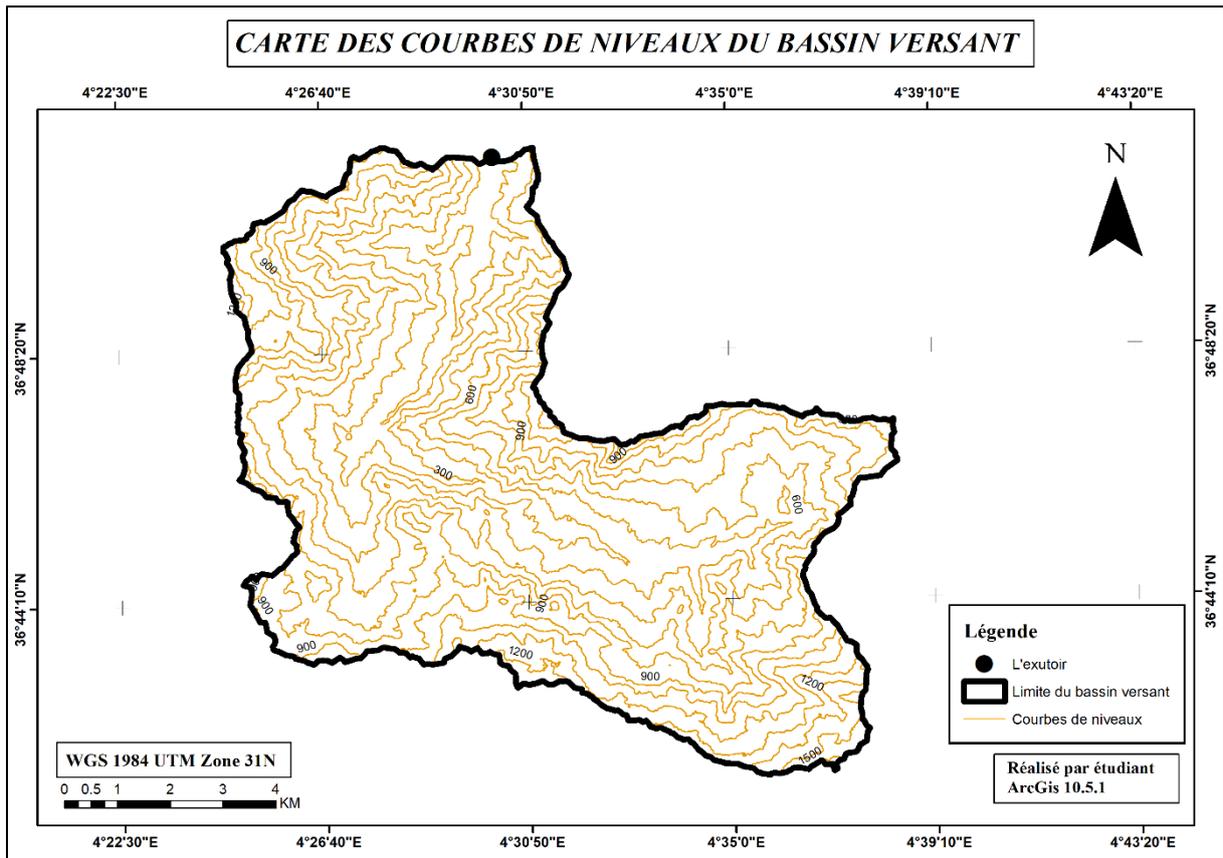


Figure III. 5 Carte des courbes de niveaux du bassin versant.

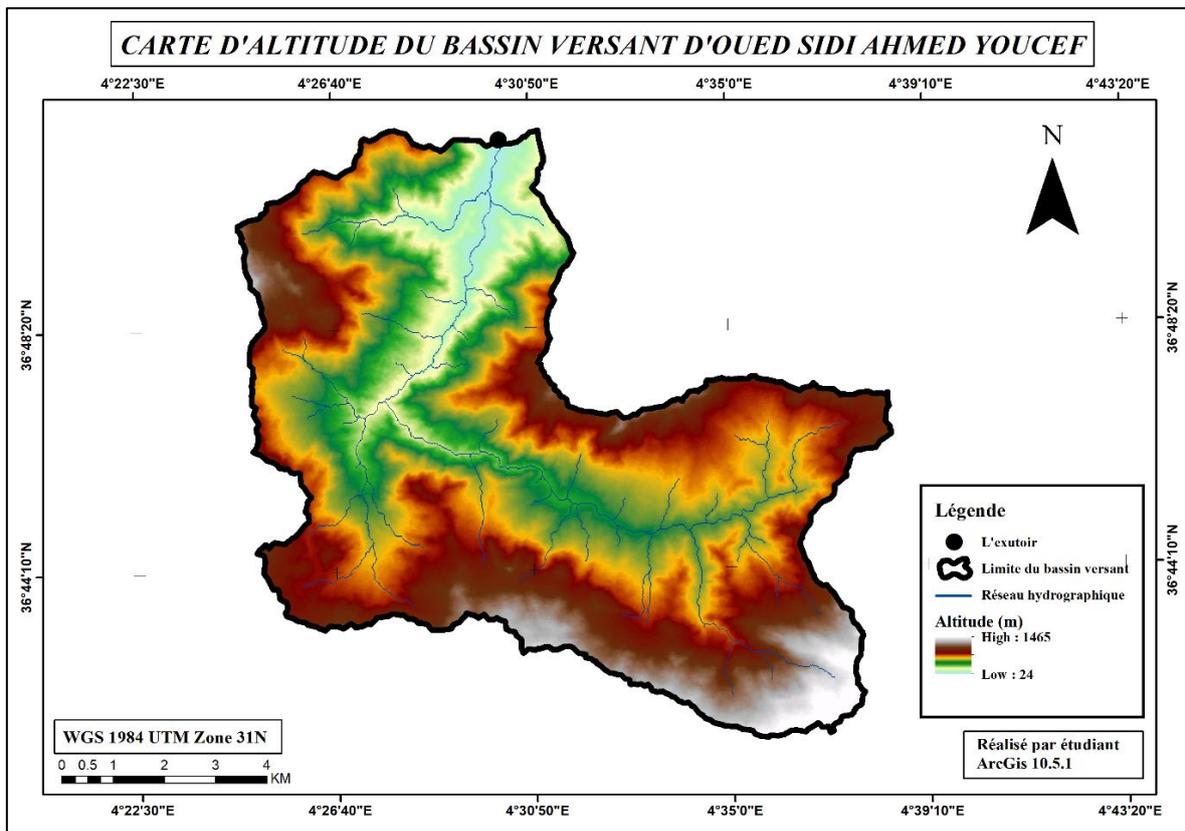


Figure III. 6 Carte des altitudes de niveaux du bassin versant.

III.2. Etude du réseau hydrographique

III.2.1 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

Un réseau hydrographique consiste en l'ensemble des cours d'eau linéaires hiérarchisés qui s'écoulent vers un point d'exutoire. Il peut être de nature naturelle ou artificielle, et peut être permanent ou temporaire. La région drainée par ce réseau est appelée un bassin hydrographique, délimité par des lignes de partage des eaux. Pour différencier un réseau hydrographique d'un autre, plusieurs paramètres sont pris en compte :

- **Hiérarchisation du réseau :**

La classification de Schumm Strahler (1957) nous offre la possibilité d'attribuer un système de numérotation hiérarchique à chaque segment du cours d'eau en fonction de son niveau d'importance, de telle manière que :

- Tout cours d'eau dépourvu d'affluent est d'ordre 1
- À la jonction de deux cours d'eau de même rang n , le cours d'eau résultant prend un ordre supérieur, soit $n + 1$.
- Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau d'ordre différent prend l'ordre du plus élevé des deux

Un bassin versant à l'ordre du plus élevé de ses cours d'eau, soit l'ordre du cours d'eau principal à l'exutoire

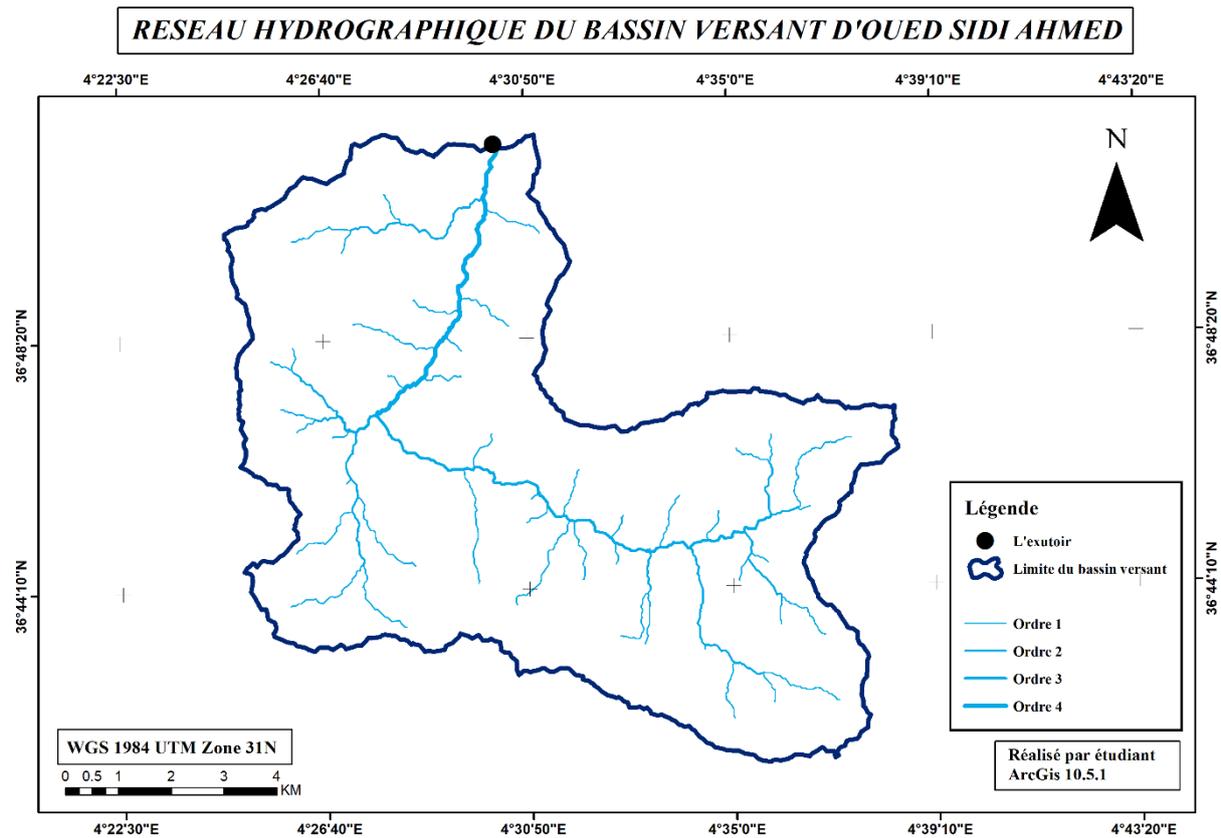


Figure III. 7 Réseau hydrographique du bassin versant.

III.2.2 Paramètres hydrographiques

- **Densité hydrographique :**

La densité hydrographique indique le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$F = \frac{\sum Ni}{S} \dots \dots \dots (III.10)$$

Avec :

$\sum Ni$: La somme des cours d'eau.

S : La surface du bassin versant (km²).

$$F = \frac{137}{225}$$

$$F = 0,61 \text{ Km}^{-2}.$$

- **Densité de drainage :**

Elle est définie comme étant la longueur totale de tous les talwegs d'ordre i à n "Li", du bassin versant, rapportée à la surface totale " S " du bassin, plus sa valeur est élevée plus le réseau

hydrographique relativement dense et ayant une réponse rapide à un quelconque événement pluvieux, Elle est donnée par l'expression suivante et exprimée en [Km/Km²] :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots \dots \dots (III.11)$$

Avec

- Li : la somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i [km] ;
- S : surface du bassin versant [km²].

$$\sum_{i=1}^n L_i = 124.22 \text{ km}$$

$$D_d = 0,49 \text{ km/km}^2$$

- **Longueur moyenne des versants :**

$$L_v = \frac{L}{2D_d} \dots \dots \dots (III.12)$$

Avec :

- Dd : densité de drainage en Km/Km².
- L : longueur de rectangle équivalent en Km.

AN :

$$L_v = 33.67 \text{ Km}$$

- **Temps de concentration :**

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

L'estimation du temps de concentration est obtenue grâce à des formules empiriques suivantes :

1. **Formule de Giandotti :**

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots \dots \dots (III.13)$$

Avec :

- S : Surface du bassin versant en (km²)
- L : Longueur du cours d'eau principal en (km)
- Hmoy : Altitude moyenne en (m)
- Hmin : Altitude minimale en (m)

$$T_c = 5,50 \text{ h}$$

2. Formule de California :

$$T_c = \left(\frac{0,87 \times L^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0,386} \dots\dots\dots(III.14)$$

Avec :

- Lcp : Longueur du cours d'eau principal en (km)
- Hmax : Altitude maximale du bassin versant en (m)
- Hmin : Altitude minimale du bassin versant en (m)

$$T_c = 3,27 \text{ h}$$

3. La formule de Kirplich

$$T_c = 0.01947 \times L^{0,77} \times I^{-0.385} \dots\dots\dots(III.15)$$

Avec :

- Tc : le temps de concentration (min).
- L : la longueur du Talweg (m).
- I : la pente moyenne du talweg principal (m/m).

$$T_c = 2,96 \text{ h}$$

Tableau III. 9 Récapitulatif des valeurs du temps de concentration.

Formule utilisée	Tc : temps de concentration trouvé (heures)
Formule de Giandotti	5,50
Formule de California	3,27
Formule de Kirplich	2,96

Conclusion :

Suite à ces résultats il a été décidé d'adopter définitivement la valeur moyenne de **4,36** heures comme temps de concentration pour le bassin versant de Sidi Khelifa.

• **Vitesse Moyenne De Ruissellement**

Ce paramètre désigne la vitesse de l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain. Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots(III.16)$$

Avec :

- L : longueur du talweg principale.
- Tc : temps de concentration en heure.

AN :

$$V_r = 7,57 \text{ km/h}$$

Tableau III. 10 récapitulatif des résultats des caractéristiques hydrographiques du bassin

Paramètre	Symbole	Unité	Valeur
Superficie	S	Km ²	225
Périmètre	P	Km	73
Longueur de cours d'eau principale (talweg)	L	Km	33
Altitude maximale	H _{max}	m	1465
Altitude moyenne	H _{moy}	m	642.35
Altitude minimale	H _{min}	m	24
Altitude médiane	H _{50%}	m	786.4
Altitude H_{5%}	H _{5%}	m	1200
Altitude H_{95%}	H _{95%}	m	160
Langueur du rectangle équivalent	L _r	Km	29.6
Largeur du rectangle équivalent	l _r	Km	7.6
Indice de compacité	K _c	/	1.4
Coefficient	K _p	/	4.84
Indice de pente global	I _{pg}	m/km	35.13
Indice de pente moyenne	I _{pm}	m/km	48.68
Indice de pente roche		%	0.612
Pente moyenne du BV	I _m	%	28,99
Densité hydrographique	F	Km ⁻²	0,61
Dénivelé spécifique	D _s	m	526,98
Densité de drainage	D _d	Km/k m ²	0,49
Temps de concentration	T _c	h	4,36
Vitesse de ruissellement	V _r	Km/h	7,57

III.3 Caractéristiques climatologiques

Le comportement hydrologique des cours d'eau est fortement influencé par les conditions climatiques du bassin. Les éléments déterminants du climat comprennent la répartition temporelle et spatiale des précipitations, le niveau d'humidité, la température, ainsi que le vent, qui impacte l'évaporation et la transpiration.

III.3.1 La températures

La température joue un rôle essentiel dans l'influence du bilan hydrique et dans la quantité d'eau transférée en surface vers l'atmosphère (évapotranspiration). Le tableau ci-dessus présente les moyennes mensuelles, les valeurs minimales et maximales de la température pour la période de 1975 à 2006.

Tableau III. 11 Répartition mensuelle des températures moy, max et min.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	M.I
Tc° min	16.8	13.1	9.2	7.3	5.6	6.4	6.7	8.7	11.4	15.4	18.4	18.7	11.48
Tc° max	28.8	24.8	30.2	17.6	16.5	17.1	18.6	20	22.6	26.9	30.6	30.7	22.87
Tc° moy	22.8	18.95	14.7	16.1	10.05	11.75	12.65	14.3	17	21.15	24.5	24.7	17.17

Source : [ONM] (OFFICE NATIONAL DE METEOROLOGIE).

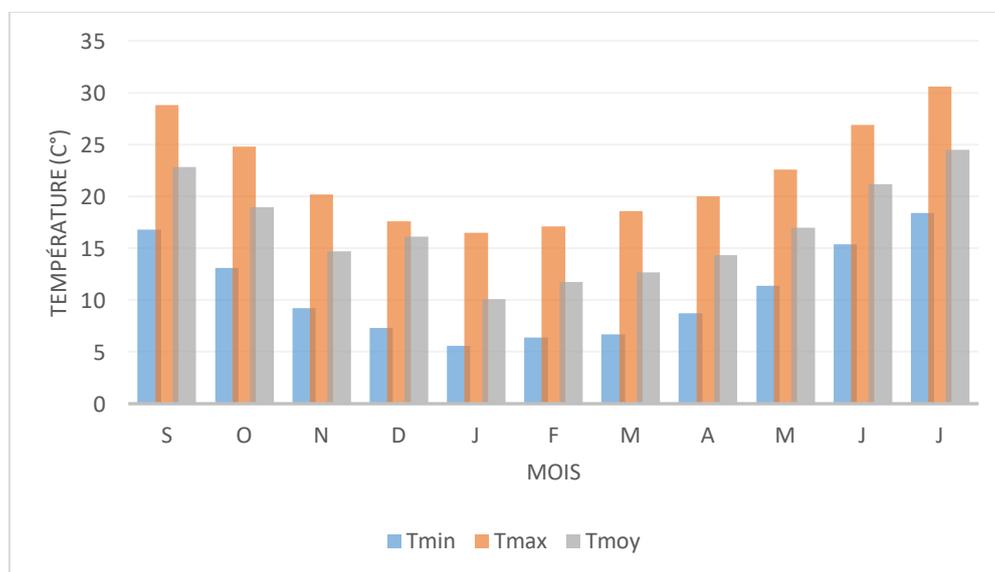


Figure III. 8 Histogramme de répartition mensuelle de température.

Interprétation :

Le climat de la commune d'Azzefoun et de la région en général est de type méditerranéen avec des températures fortes en Eté et faibles en Hiver, La température moyenne annuelle

durant les 10 à 15 dernières années se situe autour de 18 C° ; elle atteint les 30 C° en été (juillet — août), et 4 à 5 C° en hiver (surtout les mois de janvier et février).

III.3.2 Vitesse du vent

La région d'Azzefoun est caractérisée par une vitesse de vent maximale qui atteint le 4.53km/het une vitesse minimale qui atteint 2,61 Km/h. La vitesse du vent est donnée par le tableau ci- dessous :

Tableau III. 12 Vitesses moyenne du vent –Région de Azzefoun

Mois	Janv	Fév	M	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
V (km/h)	2,61	2,62	3,22	3,29	2,7	2,71	4,53	3,27	4,7	2,89	4,55	2,78	2,61
V (m/s)	0,73	0,73	0,89	0,91	0,75	0,75	1,26	0,91	1,3	0,80	1,26	0,77	0,73

Source : [ONM] (OFFICE NATIONAL DE METEOROLOGIE).

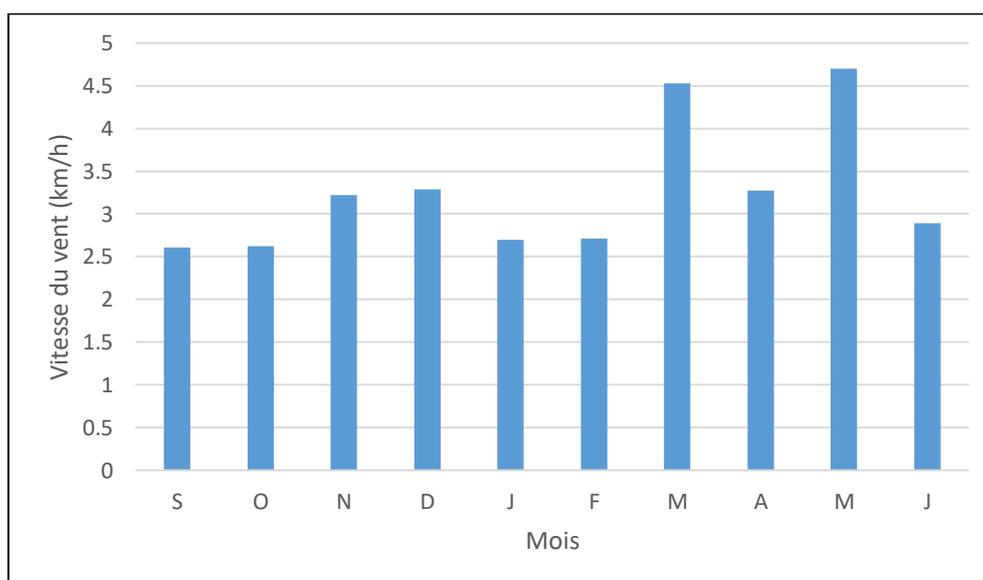


Figure III. 9 Histogramme de répartition mensuelle de vitesse du vent.

III.3.3 Humidité relative

À mesure qu'une masse d'air s'élève en altitude, elle subit un refroidissement. Ce refroidissement entraîne une augmentation de son humidité relative, favorisant ainsi la formation de gouttelettes d'eau qui, en se condensant, généreront des précipitations. Les valeurs de l'humidité relative de l'air sont fournies dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 13 Humidités relatives moyennes mensuelles.

Moi	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	M.I
H_{min} %	46,4	49,4	49,8	52,5	51,2	52,3	46,7	50,6	49,7	40,8	44,1	44,6	48,18
H_{max} %	91,8	92,8	93,7	92,8	93,4	94	94	94	93,7	93	91,2	91,7	93,01
H_{moy} %	69,1	46,4	71,75	72,65	92,3	73,15	70,35	72,3	71,7	66,9	67,65	68,15	70,6

Source : [ONM] (OFFICE NATIONAL DE METEOROLOGIE).

Interprétation

D’après les données de la repartitions mensuelle de l’humidité relative de l’air on peut conclue que la région d’Azzefoun a un climat humide qui atteint environ 70%.

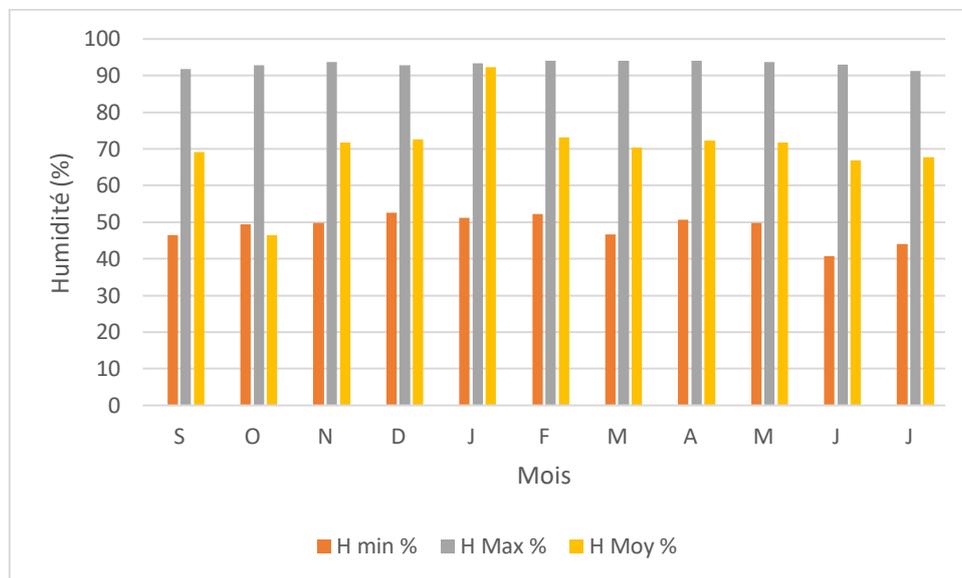


Figure III. 10 Histogramme de répartition mensuelle d’humidité relative.

III.3.4 Evaporation

Le taux d’évaporation est très élevé dans les mois de juin, juillet, aout, il atteint 270mm. Pour les mois d’hiver, on constate que le taux d’évaporation est faible, il atteint 2mm, avec un moyen de perte par évaporation qui atteint 1500mm/An.

Tableau III. 14 Répartition mensuelle de l’évaporation.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Années
E_v mm	180	90	60	45	30	45	75	105	135	210	270	255	1500
E_v%	12	6	4	3	2	3	5	7	9	14	18	17	100

Source : [ONM] (OFFICE NATIONAL DE METEOROLOGIE).

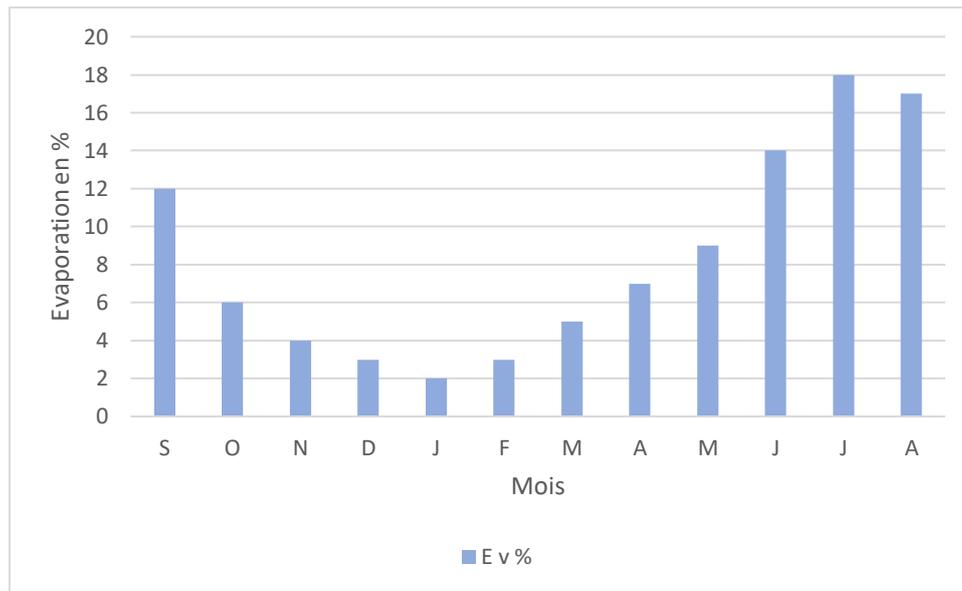


Figure III. 11 Histogramme de répartition mensuelle de l'évaporation.

III.4 Etude des précipitations

Les précipitations englobent toutes les eaux météoriques qui se déversent sur la surface terrestre, qu'elles soient liquides (bruine, pluie, averses) ou solides (neige, grésil, grêle). Elles sont déclenchées par des variations de température ou de pression. Ces précipitations représentent la seule "entrée" significative dans les principaux systèmes hydrologiques continentaux, tels que les bassins versants.

Le réseau pluviométrique de l'ANRH aux environs du bassin versant de Sidi Khelifa comporte plusieurs stations, Aucun poste n'est localisé à l'intérieur du bassin versant.

➤ Stations et données disponibles

Dans le bassin versant de Sidi Khelifa, il n'existe aucune station pluviométrique. Pour le calcul des précipitations, on a utilisé les données pluviométriques disponibles dans la région qui ont été sélectionnées à partir du réseau d'observation de l'Agence National des Ressources Hydrauliques (ANRH).

Tableau III. 15 Données disponibles des stations situées à proximité de la zone d'étude.

Station	Code	Source	Coordonnée			Année de service	N (ans)
			X	Y	Z		
TAGMA PEPINIERE	020909	A.N.R.H	660.25	382.95	950	1971-2018	48
YAKOURENE	020902	A.N.R.H	655.2	382.15	820	1971-2018	48

Tableau III. 16 Répartition des pluies moyennes mensuelles

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	jan	fév.	Mars	Avar	Mais	Juin	Juil.	Août	Total
P_m (mm)	49,30	91,34	149,71	191,92	167,28	154,59	146,17	120,90	78,44	15,32	5,87	10,54	1181,38
Pluie (%)	4,17	7,73	12,67	16,25	14,16	13,09	12,37	10,23	6,64	1,30	0,50	0,89	100

Source : ANRH

La répartition mensuelle des précipitations est présentée dans la figure ci-dessous :

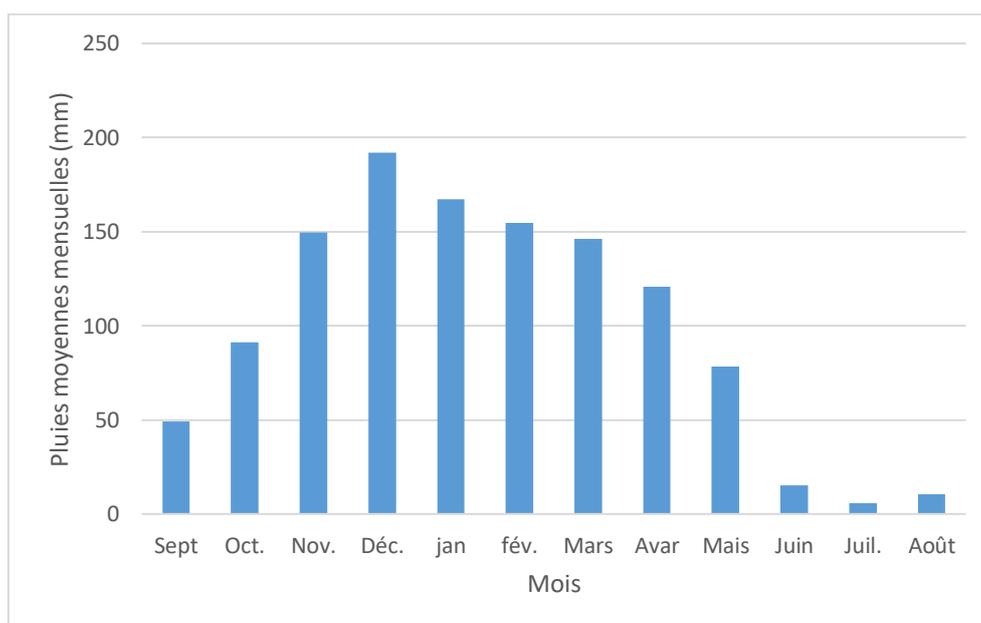


Figure III. 12 Histogramme de répartition mensuelle des précipitations.

Interprétation :

Le pourcentage de précipitations varie d'un mois à l'autre, nous enregistrons :

- Les plus fortes précipitations en décembre avec 16,25% des précipitations annuelles.
- Juillet est le mois le plus sec avec 0,50% des précipitations annuelles.
- Pluie moyenne annuelle égale à 1181.38 mm.

III.4.1 Estimation des pluies journalières maximales

Les précipitations maximales journalières d'une fréquence rare sont des événements pluvieux susceptibles de causer des crues générant d'importants débits, nécessitant une protection adéquate des ouvrages. Pour notre étude, nous suivons les étapes suivantes :

1. Classer la série des précipitations par ordre croissant.
2. Calculer la fréquence expérimentale.
3. Calculer les caractéristiques empiriques de la série de données.
4. Ajuster graphiquement la loi choisie.
5. Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

L'analyse fréquentielle des précipitations journalières maximales vise à estimer les valeurs limites atteintes pendant une période de retour donnée. Cela nous amène à rechercher la loi d'ajustement la mieux adaptée à la distribution des précipitations.

a. Précipitations maximales journalières

La série des valeurs maximales journalières de précipitations enregistrées à la station pluviométrique 020909 (TAGMA PEPINIÈRE) a été retenue comme étant la plus indicative des niveaux maximums quotidiens susceptibles de se produire dans la zone d'étude.

Tableau III. 17 Pluies maximales journalières prise de la station 020909.

Année	Pluie max jour (mm)	Année	Pluie max jour (mm)	Année	Pluie max jour (mm)
1971	57	1985	90	1999	108
1972	98	1986	146	2000	56
1973	109	1987	56	2001	85
1974	182	1988	55	2002	111
1975	66	1989	47	2003	95
1976	106	1990	76	2004	103
1977	53	1991	56	2005	47
1978	87	1992	65	2006	82
1979	43	1993	67	2007	169
1980	115	1994	60.8	2008	103
1981	76.8	1995	56	2009	103
1982	114	1996	105	2010	54
1983	49	1997	107	2011	163
1984	88	1998	129	2012	79

Source ANRH

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

Tableau III. 18 Caractéristique de la série des pluies maximales journalières

Caractéristiques	Formule	Valeurs
Moyenne des Pmaxj en (mm)	$X = \frac{\sum_{i=1}^{n=42} X_i}{n}$	88.8
Ecart type « $\bar{\sigma}_x$ » ; Pourn > 30 ans	$\sigma_x = \frac{\sum_{i=1}^{n=42} (X_i - nX)^2}{n - 1}$	34.5
Coefficient de variation« Cv »	$Cv = \frac{\sigma}{Xc}$	0.388

L'exposant climatique pour notre région (b=0.42) est donné par l'ARNH d'Alger.

b. Choix de la loi d'ajustement

Comme plusieurs approches sont utilisées pour ajuster les données pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation est influencée par plusieurs facteurs, dont la loi de probabilité, la taille de l'échantillon et certaines caractéristiques spécifiques de celui-ci. De nombreuses études comparatives, qu'elles soient empiriques ou théoriques, ont été conduites pour déterminer dans quelles situations une méthode d'estimation est la plus performante en fonction d'une loi donnée.

Les lois d'ajustement sélectionnées incluent la loi de log-normale (courbe de GALTON) et la loi de GUMBEL (courbe de HENRY). L'ajustement des données relatives aux pluies maximales journalières sera réalisé à l'aide du logiciel "HYFRAN", disponible au centre de calcul de l'École Nationale Supérieure d'Hydraulique de Blida.

• **Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel**

Un modèle fréquemment employé pour décrire la statistique des valeurs extrêmes est basé sur le maximum annuel d'une variable, considéré comme le plus élevé parmi 365 valeurs journalières. L'expression de la fonction de répartition de la loi de Gumbel, notée F(x), est la suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-a}{b}}} \dots\dots\dots(III.17)$$

Avec la variable réduite suivante :

$$u = \frac{x-a}{b} \dots\dots\dots(III.18)$$

Les paramètres α et b de la loi sont représentés par α et b . Le paramètre b est associé à la dispersion. Il est démontré que α représente le mode, c'est-à-dire la valeur la plus probable. Les paramètres peuvent être estimés à l'aide de la méthode des moments. L'ajustement de la série à la loi de GUMBEL a été effectué à l'aide du logiciel HYFRAN, et les résultats sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 19 Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour en (mm)	Ecarttype	Intervalle de confiance
10000	0,9999	321	40,7	401 – 241
2000	0,9995	278	33,7	344 – 211
1000	0,9990	259	30,8	319 – 199
200	0,9950	216	23,8	262 – 169
100	0,9900	197	20,9	238 – 156
50	0,9800	178	17,9	213 - 143
20	0,9500	154	14,0	181 – 126

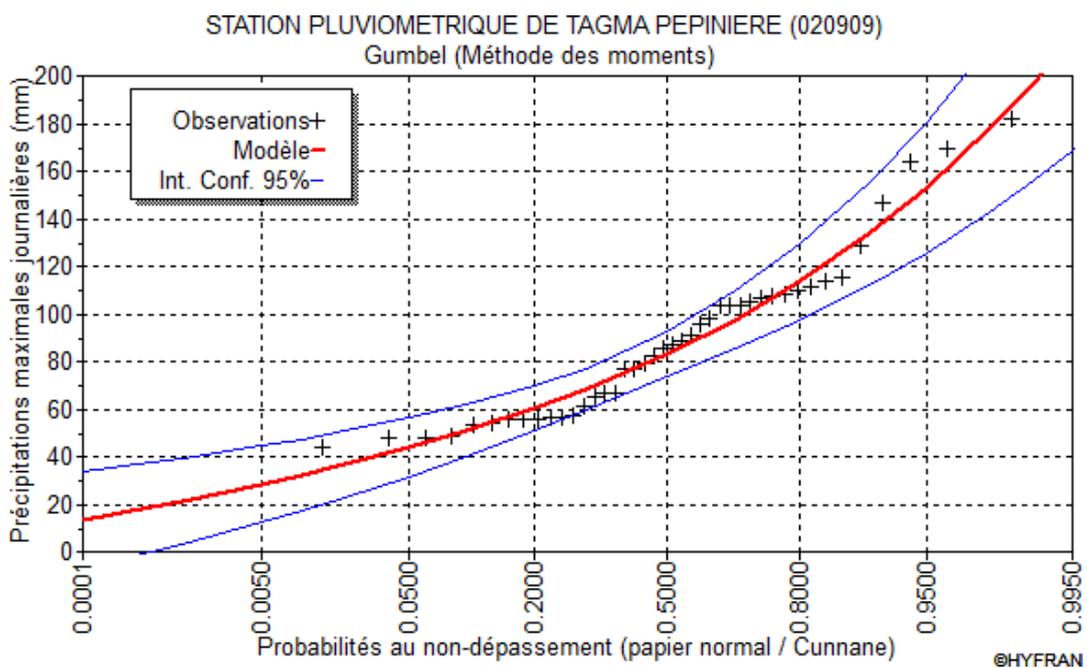


Figure III. 13 Représentation graphique de la loi de Gumbel

Tableau III. 20 Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	43.8
Maximum	Aucun	182
Moyenne	88.8	88.8
Ecart-type	34.5	34.5
Médiane	83.2	86.1
Coefficient de variation (Cv)	0.388	0.388
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.909
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	3.19

• **Ajustement de la série pluviométrique à la loi de log-normal (GALTON)**

La loi de Galton est dérivée de la loi normale mais devient asymétrique suite à une transformation de variable. Sa fonction de répartition est formulée comme suit :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\left(\frac{1}{2}\right)u^2} \dots\dots\dots(III.19)$$

Avec : la variable réduite :

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}}$$

L'équation de la variable réduite présente sous forme de :

$$\ln x = \overline{\ln x} + u\sigma_{\ln x}$$

C'est l'équation d'une droite sur un papier Gauss-logarithmique en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

Procédé de l'ajustement :

1. Classement des valeurs par ordre croissant.
2. Calcul de la fréquence expérimentale.
3. Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale (la moyenne et l'écart type)
4. Calcul des caractéristiques empiriques de la série transformée en logarithmique :
5. Report des valeurs sur papier Gausse-logarithmique.
6. Détermination de la droite de Galton $\ln xp\% = \overline{\ln x} + u\sigma_{\ln x}$.

Avec :

xp% précipitation probable à P%.

lnx : est la moyenne arithmétique du log des précipitations observées .

La variance calculée pour les précipitations observées sous l'échelle logarithmique sa formule s'écrit comme suit :

$$\delta \text{ Lnx} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{i=n} [\text{Ln}(X_i) - \overline{\text{Ln}(X)}]^2} \quad \text{Si } n < 30.$$

$$\delta \text{ Lnx} = \sqrt{\frac{1}{1-n} \sum_{i=1}^{i=n} [\text{Ln}(X_i) - \overline{\text{Ln}(X)}]^2} \quad \text{Si } n \geq 30.$$

Le logiciel HYFRAN a également réalisé l'ajustement de la série à la loi de Log-Normal, et les résultats obtenus sont synthétisés dans le tableau (III.21).

Tableau III. 21 Résultat de l'ajustement à la loi de Log-normal

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour en (mm)	Ecarttype	Intervalle de confiance
10000	0,9999	366	55,3	444 – 227
2000	0,9995	286	42,4	369 – 202
1000	0,9990	265	37,3	338 – 192
200	0,9950	218	26,6	270 – 166
100	0,9900	199	22,4	243 – 155
50	0,9800	179	18,5	216 - 143
20	0,9500	154	13,8	181 – 127
10	0,9000	134	10,6	155 - 113
5	0,8000	144	7,70	129 – 98,6

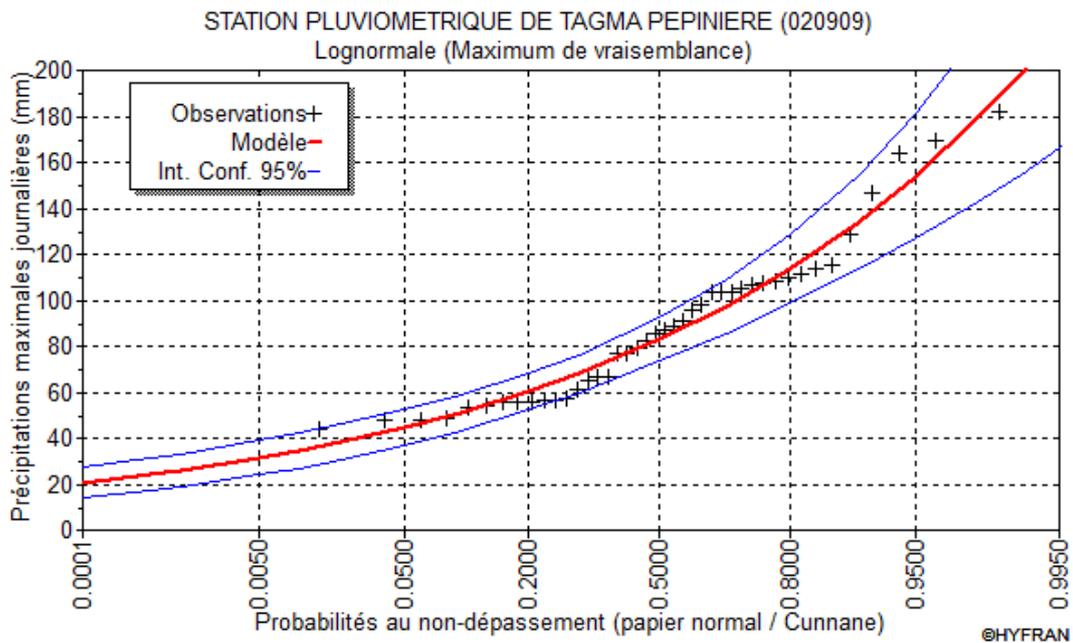


Figure III. 14 Représentation graphique de la loi Log-normal

Tableau III. 22 Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	43.8
Maximum	Aucun	182
Moyenne	88.9	88.8
Ecart-type	34.7	34.5
Médiane	82.9	86.1
Coefficient de variation (Cv)	0.39	0.38
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.23	0.909
Coefficient d'aplatissement (Ck)	5.80	3.19

Conclusion :

Les deux schémas indiquent que la pluie maximale journalière suit la loi log-normale (courbe de Galton), car tous les points se situent à l'intérieur de l'intervalle de confiance et sont plus proches de la droite de Galton. Il est également important de noter que le test d'adéquation du « Khi carre » effectué par "HYFRAN" a également confirmé la signification des deux lois.

III.4.2 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

La conversion des précipitations maximales journalières en précipitations de courte durée est réalisée à l'aide de l'équation élaborée par K. Body (ANRH 1984).

$$P_{cr} = P_{j,max} \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots(III.20)$$

Avec :

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

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

T: Temps en heures.

b : Exposant climatique (donnée) $b = 0,42$

$$I_0 = \left(\frac{P_{max}}{24}\right) \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots(III.21)$$

I_0 : Pluie de courte durée (mm/h)

Tableau III. 23 Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

Période	10000	1000	100	50	20	10	5
Fréquence (%)	0,01	0,1	1	2	5	10	20
$P_{max,j}$ (%)	336	265	199	197	179	134	114

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau III. 24 Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences

T (h)	Fréquence							
	0,01 %		0,1%		1%		2 %	
	Pct (mm)	I0 (mm/h)	Pct (mm)	I0 (mm/h)	Pct (mm)	I0 (mm/h)	Pct (m m)	I0 (mm/h)
0,5	66,10	132,21	52,13	104,27	39,15	78,30	35,22	70,43
1	88,44	88,44	69,75	69,75	52,38	52,38	47,12	47,12
2	118,33	59,16	93,32	46,66	70,08	35,04	63,04	31,52
3	140,29	46,76	110,65	36,88	83,09	27,70	74,74	24,91
4	158,31	39,58	124,86	31,21	93,76	23,44	84,34	21,08
4,36	164,14	37,65	129,46	29,69	97,21	22,30	96,24	22,07
5	173,87	34,77	137,13	27,43	102,97	20,59	92,63	18,53
6	187,70	31,28	148,04	24,67	111,17	18,53	100,00	16,67
7	200,26	28,61	157,94	22,56	118,61	16,94	106,69	15,24
8	211,81	26,48	167,05	20,88	125,45	15,68	112,84	14,10
9	222,55	24,73	175,53	19,50	131,81	14,65	118,56	13,17
10	232,62	23,26	183,47	18,35	137,77	13,78	123,93	12,39
11	242,12	22,01	190,96	17,36	143,40	13,04	128,99	11,73
12	251,13	20,93	198,07	16,51	148,74	12,39	133,79	11,15
13	259,72	19,98	204,84	15,76	153,82	11,83	138,36	10,64
14	267,93	19,14	211,32	15,09	158,69	11,33	142,74	10,20
15	275,81	18,39	217,53	14,50	163,35	10,89	146,93	9,80
16	283,39	17,71	223,51	13,97	167,84	10,49	150,97	9,44
17	290,70	17,10	229,27	13,49	172,17	10,13	154,86	9,11
18	297,76	16,54	234,84	13,05	176,35	9,80	158,63	8,81
19	304,60	16,03	240,23	12,64	180,40	9,49	162,27	8,54
20	311,23	15,56	245,47	12,27	184,33	9,22	165,80	8,29
21	317,67	15,13	250,55	11,93	188,15	8,96	169,24	8,06
22	323,94	14,72	255,49	11,61	191,86	8,72	172,58	7,84
23	330,05	14,35	260,31	11,32	195,47	8,50	175,83	7,64
24	336,00	14,00	265,00	11,04	199,00	8,29	179,00	7,46

Tableau III. 25 Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences (suite et fin)

T (h)	Fréquence					
	5%		10%		20%	
	Pct (mm)	I0 (mm/h)	Pct t (mm)	I0 (mm/h)	Pct t (mm)	I0 (mm/h)
0,5	30,30	60,59	26,36	52,72	22,43	44,86
1	40,54	40,54	35,27	35,27	30,01	30,01
2	54,23	27,12	47,19	23,59	40,15	20,07
3	64,30	21,43	55,95	18,65	47,60	15,87
4	72,56	18,14	63,14	15,78	53,71	13,43
4,36	87,44	20,06	65,46	15,01	55,69	12,77
5	79,69	15,94	69,34	13,87	58,99	11,80
6	86,03	14,34	74,86	12,48	63,69	10,61
7	91,79	13,11	79,87	11,41	67,94	9,71
8	97,08	12,14	84,47	10,56	71,86	8,98
9	102,00	11,33	88,76	9,86	75,51	8,39
10	106,62	10,66	92,77	9,28	78,93	7,89
11	110,97	10,09	96,56	8,78	82,15	7,47
12	115,10	9,59	100,15	8,35	85,21	7,10
13	119,04	9,16	103,58	7,97	88,12	6,78
14	122,80	8,77	106,85	7,63	90,91	6,49
15	126,41	8,43	110,00	7,33	93,58	6,24
16	129,89	8,12	113,02	7,06	96,15	6,01
17	133,24	7,84	115,93	6,82	98,63	5,80
18	136,47	7,58	118,75	6,60	101,03	5,61
19	139,61	7,35	121,48	6,39	103,35	5,44
20	142,65	7,13	124,12	6,21	105,60	5,28
21	145,60	6,93	126,69	6,03	107,78	5,13
22	148,47	6,75	129,19	5,87	109,91	5,00
23	151,27	6,58	131,63	5,72	111,98	4,87
24	154,00	6,42	134,00	5,58	114,00	4,75

III.4.3 Etudes des apports

L'évaluation des apports liquides d'un cours d'eau repose généralement sur les données mesurées par les stations hydrométriques situées dans le bassin. Dans le cas présent, la station hydrométrique d'Azzefoun, fournie par l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH), n'a pas fonctionné de manière continue. En conséquence, des formules empiriques ont été employées, produisant toutefois des résultats similaires à ceux obtenus à partir des mesures hydrométriques.

III.4.3.1 Apports moyens annuels A_0

➤ Formules Empiriques

Les paramètres utilisés dans ces formules sont :

P_{moy} : pluie moyenne annuel = 1181 mm

S : superficie du bassin versant = 225 km²

L_e : lame d'eau ruisselée (mm)

A_0 : apport moyenne annuel (hm³)

$$A_0 = S * L_e * 10^3$$

1. Formule De TURC

$$L_e = P_{\text{moy}} - D \dots \dots \dots (III.22)$$

$$D = \frac{P_l}{\sqrt{0,9 + \left(\frac{P_{\text{moy}}}{l}\right)^2}} \dots \dots \dots (III.23)$$

Telle que $l = 300 + 25T + 0,05T^3$;

T : (température moyenne annuelle = 17°C)

2. Formule De l'ANRH

$$A = 0,915 * P_{\text{moy}}^{2,624} * S^{0,842} \dots \dots \dots (III.24)$$

Avec :

P_{moy} : pluie moyenne sur le bassin versant (m)

S : superficie du bassin versant (km)

3. Formule de MEDINGER

$$L_e = 1.024(P_{\text{moy}} - 0.26)^2 \dots \dots \dots (III.26)$$

$$A_0 = L_e * S \dots \dots \dots (III.27)$$

Où :

Le : lame d'eau écoulée (mm).

P_{moy}: précipitation moyenne (m).

S : la superficie en Km² du bassin versant.

4. Formule De CHAUMONT

Cette relation donne le coefficient de ruissellement par la relation suivante :

$$C_e = 0,6 \times (1 - 10^{-0,36P_{moy}^2}) \dots\dots\dots(III.28)$$

Avec :

P_m : précipitation moyenne annuelle (mm).

La lame d'eau écoulée est donnée par la relation :

$$L_e = P_{moy} * C_e \dots\dots\dots(III.29)$$

5. Formule De DERRI (II)

$$A_o = 0.513P_{moy}^{(-2,683)} \cdot D_d \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots(III.30)$$

Avec :

D_d : Densité de drainage

D_d=0,49(Km/Km²).

Tableau III. 26 Récapitulatif des résultats des apports.

Formules	Lame d'eau (mm)	Résultats (apport Hm ³)
TURC	415	93,49
Formule de l'ANRH	601	135,37
CHAUMONT	485	109,26
DERRI (II)	640	143,98
MEDINGER	868	195,43
Moyenne	603	135,5

D'après les résultats trouvés en considère que :

- La lame d'eau de notre bassin versant est 603 mm ;
- L'apport annuel : 135,5 Mm³ ;

On conclue que l'apport de bassin versant est très important d'où un barrage sera très utile dans cette région.

III.4.3.2 Caractéristiques de l'écoulement

1. Module de l'écoulement

Il est donné par :

$$Q = \frac{A_0}{T} \dots \dots \dots (III.31)$$

Avec :

A₀ : Apport moyenne ;

T : Temps d'une année en seconde ;

$$Q = 4,29 \text{ m}^3/\text{s}$$

2. Module de l'écoulement relatif (spécifique)

$$q = \frac{Q}{S} \dots \dots \dots (III.32)$$

Avec :

Q : Débit de l'écoulement (m³/s) ;

S : Surface du bassin versant (km²) ;

$$q = 19,06 \text{ l / (s.km}^2)$$

3. Coefficient de variance

Pour ce coefficient, on utilise les différentes formules empiriques, voir le tableau ci-dessous :

Avec :

q : Module de l'écoulement relatif (19,06 l/(s.km²)) ;

k : Coefficient de réduction (K = 0,025 ÷ 1) on prend k=0,55 ;

M : Apport annuel moyen en (l/(km².s)) ;

Les résultats de calcul sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau III. 27 Récapitulatif des résultats des coefficients de variance pour chaque formule.

Formule	Equation	Résultats
SOKOLOVSKI	$C_v = 0,78 - 0,29 \log(q) - 0,063 \log(S + 1)$	0,26
ANTONOV	$C_v = \frac{0,7}{(S + 1000)^{0,097}}$	0,35
KRISTY MENHEL	$C_v = \frac{0,83}{S^{0,06} + q^{0,27}}$	0,23
PADOUN	$C_v = \frac{0,93 \times K}{q^{0,23}}$	0,25

Le coefficient de variation est pris en prenant la moyenne des coefficients des trois formules plus proches, car celle de ANTONOV nous donne un Cv loin de la moyenne alors notre Coefficient de Variation est :

$$C_v=0,24$$

III.4.3.3 Les apports fréquentsiels

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

$$A_{(p)} = \frac{A_0}{\sqrt{(C_v^2+1)}} \times e^{\mu\sqrt{\ln(C_v+1)}} \dots\dots\dots(III.33)$$

Avec :

A% : Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss.

A0 : Apport moyen annuel (Hm).

Cv : Coefficient de variation.

Les calculs des apports fréquentsiels 80 % nous a donnez la valeur suivante :

$$A(80\%) = 194.5 \text{ Mm}^3$$

Les résultats des apports fréquentsiels sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III. 28 Récapitulatif des résultats des apports fréquentsiels.

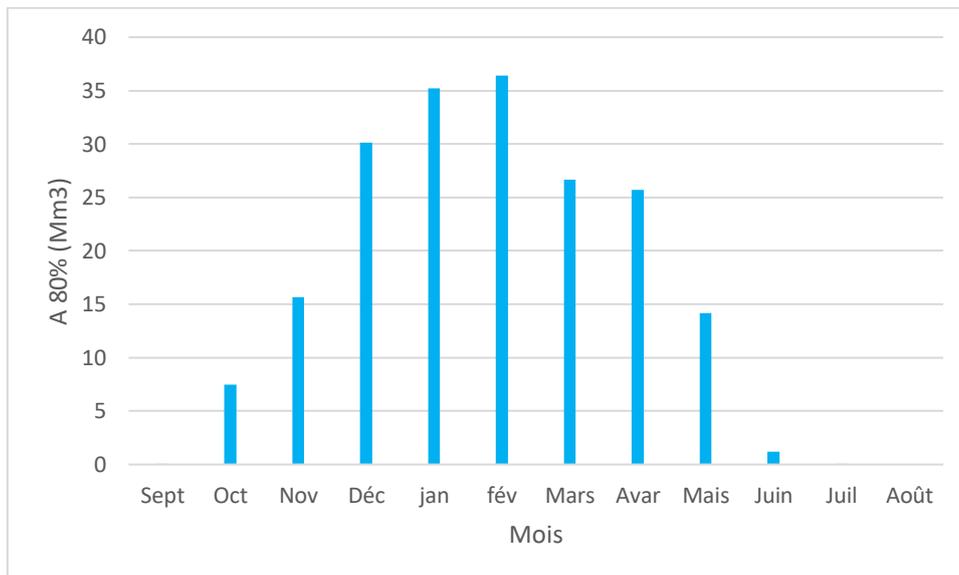
Période de retour (ans)	5	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	80	10	5	2	1	1
U	0,84	1,28	1,64	2,05	2,33	3,08
A_{f(p)}%(Mm³)	194,5	238,5	281,9	340,9	388,2	549,7

III.4.3.4 Répartition de l'apport annuel estimé à une probabilité de 80%

La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80 % suit la même répartition mensuelle des précipitations, on a donc :

Tableau III. 29 Répartition mensuelle de l'apport annuel de fréquence 80%.

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	jan	fév	Mars	Avar	Mais	Juin	Juil	Août	Total
A(80%)%	0.01	3.85	8.06	15.5	18.1	18.72	13.72	14.00	7.29	0.62	0.01	0.0	100
Apport A (80%) (Mm3)	0,02	7,49	15,67	30,15	35,20	36,41	26,68	25,68	14,18	1,20	0,02	0,00	194,5

**Figure III.15** Répartition mensuelle des apports de fréquence 80%.

III.5 Etude des crues

Les crues sont des phénomènes hydrologiques caractérisés par des débits significativement élevés et variables. L'objectif de leur analyse est de déterminer les hydrogrammes des crues fréquentielles au niveau du bassin versant et d'établir les débits maximums probables correspondants. L'estimation des crues revêt une importance capitale pour garantir la sécurité des infrastructures à construire. Les paramètres essentiels permettant de caractériser une crue sont les suivants :

- Le débit maximum (débit de pointe).
- Le volume.
- Le temps.

III.5.1 Evaluation des débits maximums des crues

Il existe plusieurs méthodes pour la recherche du débit maximum de crue :

- Les formules empiriques
- Les lois statistiques

➤ Les formules empiriques

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 caractéristiques géographique et climatique du bassin versant

$$Q_{max,p\%} = 2 \times K \times \log(1 + 20aP) \times \frac{S}{\sqrt{L}} \times \sqrt{1 + 4\log T - \log S} \dots \dots \dots (III.34)$$

Avec :

K : constante dépendant des caractéristiques du bassin varie entre 1-3, on prend (K=2,5)

P : Précipitation moyenne annuelle en m

a: coefficient régional qui varie de 20 à 30, pour la grande Kabylie égal à 25.

S : Surface du bassin versant en Km²

L : Longueur du talweg principale en Km

T : Période de retour

b. Formule De Sokolovsky

$$Q_{max,p\%} = \frac{0,28 \times S \times \alpha \times (P_{tc} - H_0)}{T_c} \times f \dots \dots \dots (III.35)$$

Avec :

S : superficie du bass versant.

P_{tc}: pluies de courte durée.

T_c : temps de concentration.

H₀ : la perte d'eau initiale. Au nord d'Algérie H=7mm

α : coefficient de ruissellement du bassin versant (0.6 < α < 0.8)

f : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue f = 1.2.

S : superficie du bass versant.

P_{tc}: pluies de courte durée.

Tableau III. 30 Valeur de α en fonction de la fréquence

Fréquence (%)	10	2	1	0,5	0,1
α	0,61	0,62	0,63	0,64	0,65

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

Tel que : pour un bassin boisé avec un sol peut perméable $2 \leq \gamma \leq 2,5$

On prend : $\gamma = 2$

D'où :

$$f = 1,2$$

c. Formule de Turraza

Elle est donnée par :

$$Q_{max,p\%} = \frac{C \times I_{tc} \times S}{3,6} \dots \dots \dots (III.36)$$

Avec :

S : Superficie du bassin versant (Km²).

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

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

Tableau III. 31 Valeur de C en fonction de la fréquence

Fréquence (%)	20	10	5	2	1	0,1
C	0,5	0,55	0,60	0,65	0,7	0,8

d. Formule de Giandotti

Elle est donnée par :

$$Q_{max,p\%} = \frac{170 \times S \times (H_{moy} - H_{min})^{1/2}}{4 \times S^{1/2} + 1,5L} \times P_{tc} \dots \dots \dots (III.37)$$

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.

Tableau III. 32 Débits maximaux de crue pour différentes formules.

Formule		Mallet – Gauthier	Sokolovsky	Giandotti	Turraza
f (%)	T (ans)	$Q_{max, p\%}$ (m3/s)	$Q_{max, p\%}$ (m3/s)	$Q_{max, p\%}$ (m3/s)	$Q_{max, p\%}$ (m3/s)
10	10	457,97	618,33	568.60	515,96
5	20	574,09	850,81	759.53	752,25
2	50	682,47	959,37	835.97	896,59
1	100	754,18	985,44	844.39	975,63
0,1	1000	954,48	1380,20	1124.45	1484,5

Résultat Vu les résultats obtenus on a opté pour ceux de la méthode de TURAZA car il nous semble que leurs résultats sont moyens.

III.5.2 Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue représente une caractéristique intrinsèque de la crue, fournissant des informations cruciales telles que :

- Le volume total de la crue.
- La durée totale de la crue.
- Le débit maximal atteint pendant la crue (débit de crue).

Pour élaborer l'hydrogramme de crue, la méthode de Sokolovski est appliquée, impliquant la division de l'hydrogramme en deux parties asymétriques. La première partie est calculée en fonction du temps de montée, tandis que la seconde est déterminée à partir du temps de décrue.

a. **Pour la montée :**

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \dots\dots\dots(III.38)$$

b. **Pour la décrue :**

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots(III.39)$$

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 $n=2$.

Pour les crues d’averses, c’est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :

- $t_m = t_c$, avec t_c est le temps de concentration du bassin versant (heures).

• $t_d = \delta \cdot t_m = 2.5 t_m$.

Où

δ : coefficient de forme de l'hydro-gramme de crue.

On prend $\delta = 2,5$

$$t_d = 2,5 \cdot 4,36 = 10,9 \text{ heures}$$

Les résultats de calculs sont mentionnés dans l'annexe.

Les hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour sont donnés dans la figure suivante :

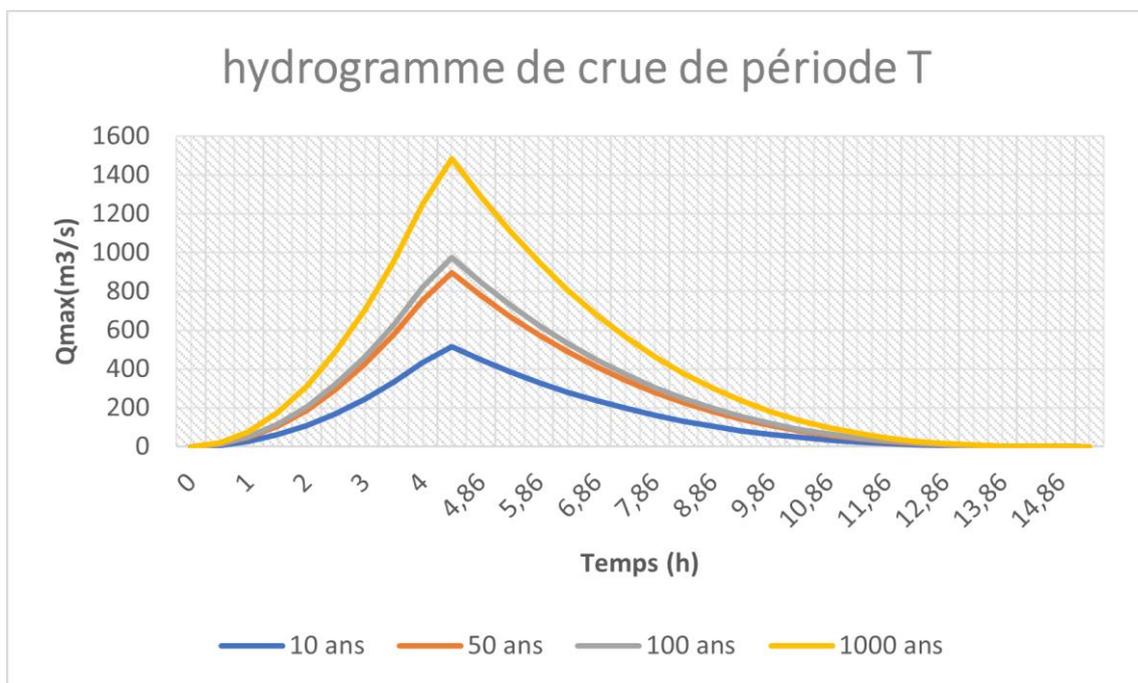


Figure III. 16 Hydrogramme des crues probables en fonction du temps (SOKOLOVSKY)

III.5.2 Choix de la crue de projet

La crue de conception correspond à l'écoulement maximal que la structure doit être en mesure d'évacuer pour une probabilité donnée. Le choix de cette crue pour le projet dépend principalement de l'importance de l'ouvrage à construire, des conséquences potentielles en aval, ainsi que des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Il est important de rappeler qu'une légère submersion d'un barrage en terre peut entraîner sa rupture totale, contrairement aux barrages en béton pour lesquels des réparations peuvent être

effectuées après le passage d'une crue exceptionnelle. Il est également à noter que pour déterminer la crue de projet, deux approches sont disponibles :

- L'approche déterministe qui est basée sur l'observation et l'historique.
- L'approche probabiliste qui est basée sur la statique.
- La précision entre le débit et la fréquence dépend essentiellement de la qualité et la quantité des données.
- La précision.
- La bonne estimation.

En d'autres termes, il convient de trouver un équilibre optimal entre les considérations économiques liées à la construction et les risques de crues en aval. Ainsi, pour effectuer cette évaluation, nous nous référons aux directives émises par le Comité Australien des Grands Barrages.

Tableau III. 33 Crue de projet recommandée

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

Dans notre situation, le risque de pertes en vies humaines est faible, mais le risque de dommages est important en cas de rupture du barrage. Par conséquent, cela signifie que, nous retenons une période de retour de 1000 ans. Ainsi, pour un débit de $Q = 1484,50 \text{ m}^3/\text{s}$.

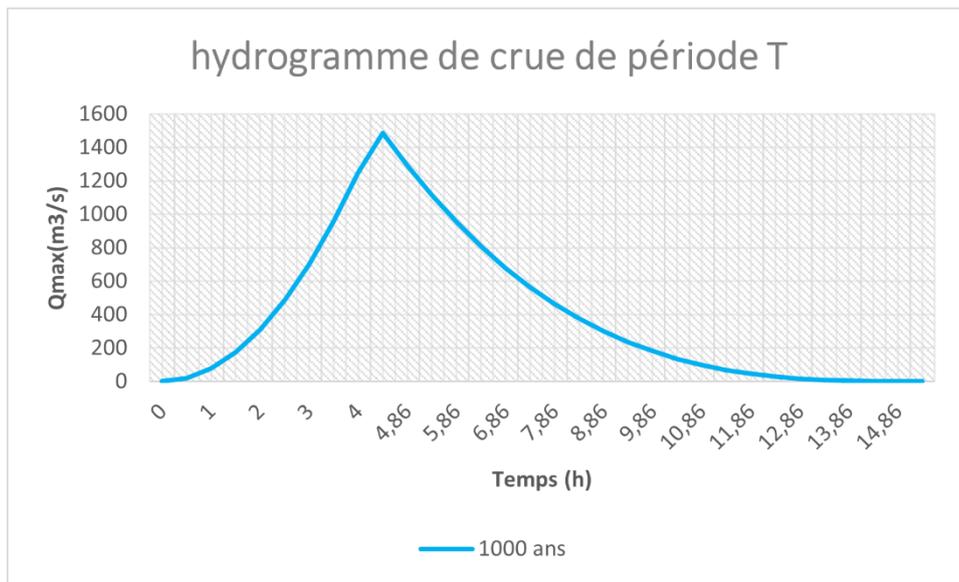


Figure III.17 Hydrogramme de la crue de projet à une période de retour 1000 ans

III.5.3 Choix de la crue de chantier

Une crue constitue une phase du régime d'un cours d'eau, caractérisée par des débits et des niveaux d'eau élevés, généralement causés par la fonte des neiges ou des précipitations abondantes.

Le dimensionnement d'une structure de dérivation implique le choix du niveau de protection contre les crues accordées au projet, une décision influencée par le niveau de risque acceptable. En cas de dépassement de ce seuil, des dommages sont probablement inévitables, en particulier pendant la phase de construction, entraînant des répercussions majeures sur les coûts, la durée de réalisation et la durée de vie de l'aménagement. Estimer incorrectement le débit maximal peut conduire à la destruction de la structure de dérivation, tandis qu'une surestimation entraînerait des coûts de construction excessifs. La fréquence du débit maximal attribuée à chaque structure dépend de son importance et du niveau de sécurité requis. La protection contre les crues est généralement assurée par un batardeau, la structure de dérivation étant dimensionnée uniquement pour une fraction du débit de pointe de la crue.

Bien que les barrages en remblais soient souvent conçus pour résister à des crues atteignant cinquante voire cent ans de période de retour, en Algérie, les ouvrages de dérivation sont fréquemment dimensionnés pour des crues avec une période de retour de 10 à 50 ans.

Lorsqu'un batardeau est intégré dans la digue, une légère surélévation peut être appliquée, car il devient un ouvrage permanent. En revanche, s'il est indépendant de la digue, la solution la plus économique doit être recherchée, car le batardeau est temporaire. Ainsi, en tenant compte de toutes ces considérations, le choix d'une crue avec une période de retour de 50 ans semble être le plus approprié pour la conception des ouvrages de dérivation et des prises d'eau.

$$Q = 896,59 \text{ m}^3/\text{s}$$

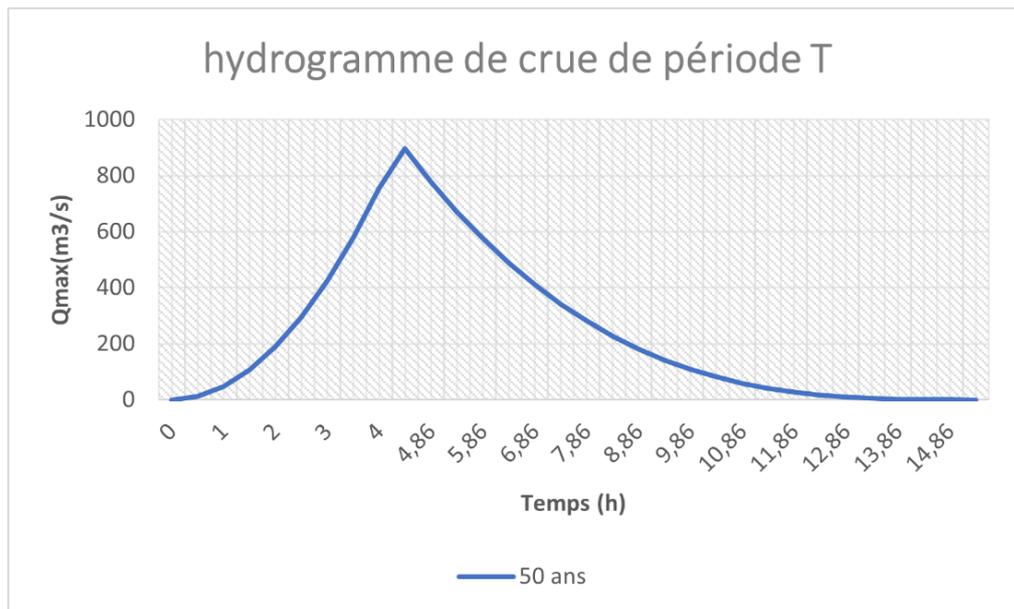


Figure III.18 Hydrogramme de la crue du chantier.

III.5 Apports solides et estimation du volume mort

L'évaluation de l'envasement, ou de la tranche morte, est cruciale pour dimensionner l'ouvrage de manière optimale et assurer son fonctionnement harmonieux. Cela permet également d'estimer avec précision sa durée de vie et de définir de manière rationnelle les modalités de gestion et d'exploitation.

La phase suivante de l'érosion concerne le transport des sédiments dans le cours d'eau. La dynamique de ces matériaux, arrachés du sol et transportés par l'écoulement, dépend principalement de la vitesse d'écoulement et de la granulométrie.

L'énergie nécessaire pour ce transport est fournie par la perte de charge subie par l'eau. Cette vitesse de déplacement varie tout au long du profil du cours d'eau, de l'amont à l'aval.

L'écoulement de l'eau met en jeu deux mécanismes principaux : le charriage et la suspension, qui représentent les principales formes de transport de matériaux solides. La capacité de charriage est influencée par la taille des particules et fluctue dans le temps et dans l'espace en fonction du débit liquide.

La répartition entre le charriage et la suspension est largement conditionnée par la taille des matériaux par rapport à la vitesse de l'eau et à l'agitation de l'écoulement.

À tout point d'un affluent, le débit solide est déterminé par les caractéristiques hydrologiques du bassin versant.

En l'absence de mesures directes du transport solide, il est nécessaire de recourir à des méthodes empiriques.

III.5.1 Estimation du transport solide

A) Formule de Fournier

Le transport solide est calculé par la formule suivante :

$$E_s = \frac{1}{36} \times \left(\frac{P_m^2}{P_a} \right)^{2,65} \times \left(\frac{h}{S} \right)^{0,46} \dots\dots\dots(III.40)$$

Avec :

Es : Taux d'abrasion en (t/Km² /an).

Pm : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux.

Pa: Pluie moyenne annuelle.

h= 45%(Hmax - Hmin) [m].

S: Surface du bassin versant.

AN:

h= 648,45 m , Pm=191,92 mm , Pa=1181.38 mm

D'où :

$$E_s = 411,01 \text{ t/Km}^2/\text{an}$$

B) Formule de Tixeront (1960)

Cette formule tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit :

$$T_s = \alpha \cdot L_e^{0,15} \dots\dots\dots(III.41)$$

Avec :

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

L_e : La lame écoulee en (mm).

Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, $\alpha = 350$ (pour les bassins de moyenne à faible perméabilité). Voir tableau III.33

AN :

$$T_s = 350. 603^{0.15} \Rightarrow T_s = \mathbf{914.356 t/km^2/an.}$$

Tableau III. 34 Différentes valeurs de « α »

Variation de perméabilité	α
Elevée	8,5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

C) Formule de Gravelovic :

Cette formule dépend de plusieurs paramètres et elle est très recommandée en Algérie.

$$T_s = 3,141664 \times Pa \times \left[\left(\frac{T_a}{10} \right)^{0,5} + 0,1 \right] \times Z^{3/2} \times \frac{P \cdot 0,5 \times H_{moy}}{(L+10) \times 0,2} \dots \dots \dots (III.42)$$

Avec :

T_s : Taux de transport solide en $t/km^2/an$.

Pa : Pluie moyenne annuelle en mm, ($Pa = 1181,38$ mm).

T_a : Température moyenne du Bassin versant, $T_a = 17,18^\circ C$.

Z : d'érodibilité (elle varie entre 1.5 pour une érosion élevée, et 0.2 pour une faible érosion), dans notre cas $Z = 0.50$.

P : Périmètre du bassin versant en Km, ($P = 73$ km).

L : longueur du thalweg principale en km, ($L = 33$ km).

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant en m, ($H_{moy} = 642,35$ m).

AN :

$$T_s = \mathbf{1181.357 t/km^2/an.}$$

Tableau III. 35 Récapitulation de l'apport solide.

Formules	L'apport solide (t/km ² /an)
Fournier	411,01
Tixeront	914.356
Gravilovic	1181.357
Moyenne	835,574

Conclusion

Selon ces résultats, il est observé que le résultat obtenu par la formule de Tixeront se rapproche de la moyenne des trois résultats. De cela, on peut conclure que l'apport solide est estimé à :

$$T_s = 914.356 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

III.5.2 Estimation du débit solide

Le débit solide est calculé par la formule suivante :

$$Q_s = T_s \times S \dots \dots \dots (III.43)$$

Avec :

Q_s : débit solide en tn/an.

T_s : transport solide en tn/km²/an.

S : Surface du bassin versant en Km² ; S = 225 km²

AN :

$$Q_s = 914.356 \times 225 = 205730,1 \text{ tn/an}$$

III.5.3 Calcul du volume mort

Le fond de la retenue est occupé par un volume de sédiments, résultant du transport solide et de l'érosion, provoquant ainsi l'envasement des barrages à long terme. C'est à cette profondeur (Niveau du Volume Mort) que l'évacuateur de fond est positionné pour éliminer les dépôts de vase.

Le volume mort est calculé par les formules empiriques :

➤ **Méthode liée à l'érosion spécifique :**

Le volume mort est donné par la formule suivante :

$$Vm = \frac{S \times T \times m \times Es}{\tau} \dots \dots \dots (III.44)$$

Avec :

Es : Erosion spécifique en t/km²/an, (T_s = 914.356 t/km²/an).

T : Temps de fonctionnement du barrage en an, (T = 50 ans).

τ : Poids spécifique des sédiments ($\tau=1.4 \text{ t/m}^3$).

S : Surface du bassin versant, ($S = 225 \text{ Km}^2$).

m : pourcentage d'alluvions restant dans la cuvette, $m = 1$.

AN :

$$V_m = 7327503,571 \text{ m}^3$$

➤ **Formule de TIXERONT :**

Le volume mort est estimé par :

$$Vm = (1,05 \div 1,10) \times \frac{Qs \times T}{\tau} \dots\dots\dots(III.45)$$

Avec :

Qs : Le débit solide en t/an , ($Qs = 205730,1 \text{ t/an}$)

T : Temps de fonctionnement du barrage en an, ($T = 50 \text{ ans}$)

τ : Poids spécifique des sédiments ($\tau=1.4 \text{ t/m}^3$)

AN :

$$V_m = 7714878,75 \text{ m}^3$$

Tableau III. 36 Récapitulation de calcul du volume mort.

Formules	Volume mort m^3
Méthode liée à l'érosion spécifique	7327503,571
Formule de TIXERONT	7714878,75

Résultat et commentaire :

La station d'Azeffoun ne dispose que de 11 années d'observation (1976 à 87), avec un taux moyen de 560 ($\text{t/km}^2/\text{an}$). Cette période d'observation est considérée comme courte, et n'est pas suffisante pour évaluer le volume de transport solide (en suspension) car elle ne permet pas d'analyser l'évolution du cours d'eau et son comportement. De plus les chiffres donnés semblent faibles par rapport à la configuration de la région.

L'étude hydrologique a eu recours à des méthodes empiriques comme la formule de TIXERONT et la formule de FOURNIER. D'après les résultats trouvés, on opte pour une valeur du volume mort égale à **7714878,75 m^3** pour un délai de service du barrage de 50ans.

III.6 Etude de la régularisation de la retenue

L'étude de la régularisation vise à définir les dimensions optimales des ouvrages et à gérer de manière rationnelle la capacité de la retenue. L'objectif principal est de répondre aux besoins en irrigation tout en minimisant les risques de défaillance potentiels :

Les données fondamentales nécessaires pour cette étude se divisent en trois catégories :

1. La courbe hauteur-capacité de la retenue, obtenue à partir de l'analyse des relevés topographiques de la zone d'implantation.
2. Les résultats des études hydrologiques, incluant notamment les distributions mensuelles des apports ($A_{80\%} \text{ Hm}^3$), de l'évaporation et, le cas échéant, d'autres pertes.
3. Les besoins en eau des utilisateurs potentiels, exprimés à l'échelle mensuelle ($U_{80\%} \text{ Hm}^3$).

III.6.1 Courbes caractéristiques de la retenue

Les caractéristiques (hauteur-surface-volume) de la retenue sont déterminées à partir du traitement des levés topographiques, de l'étude hydrologique du site, ainsi que des besoins en eau pour l'AEP et l'irrigation, ce qui permet d'obtenir les paramètres nécessaires pour le calcul de la régularisation.

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

$$\Delta V = \frac{(S_i + S_{i+1})}{2} (H_{i+1} - H_i) \dots\dots\dots(\text{III.46})$$

Avec :

H_i et H_{i+1} : sont les cotes des courbes de niveau consécutives.

S_i et S_{i+1} : les superficies correspondantes.

S : Surface et volume en fonction de l'altitude.

Les caractéristiques topographiques et volumétriques de la retenue sont données dans le tableau suivant :

Tableau III. 37 Caractéristiques topographiques et volumétriques de la retenue.

Hauteurs (m)	Cote NGA (m)	Δh (m)	Surface (Km ²)	V _i (Mm ³)	Volume (Mm ³)
0	24	0	-	0	0
2	27	2	0,06	0,06	0,06
4	29	2	0,10	0,16	0,22
6	31	2	0,22	0,41	0,57
8	33	2	0,28	0,66	1,07
10	35	2	0,45	1,08	1,74
12	37	2	0,53	1,64	2,72
14	39	2	0,61	2,22	3,86
16	41	2	0,90	3,26	5,48
18	43	2	0,98	4,09	7,35
20	45	2	1,15	5,34	9,43
22	47	2	1,24	6,49	11,83
24	49	2	1,34	7,92	14,41
26	51	2	1,48	9,33	17,25
28	53	2	1,57	10,97	20,3
30	55	2	1,70	12,59	23,56
32	57	2	1,79	14,47	27,06
34	59	2	1,88	16,26	30,73
36	61	2	2,00	18,35	34,61
38	63	2	2,10	20,36	38,71
40	65	2	2,22	22,66	43,02
42	67	2	2,32	24,89	47,55
44	69	2	2,42	27,99	52,88
46	70	2	2,48	26,74	54,73

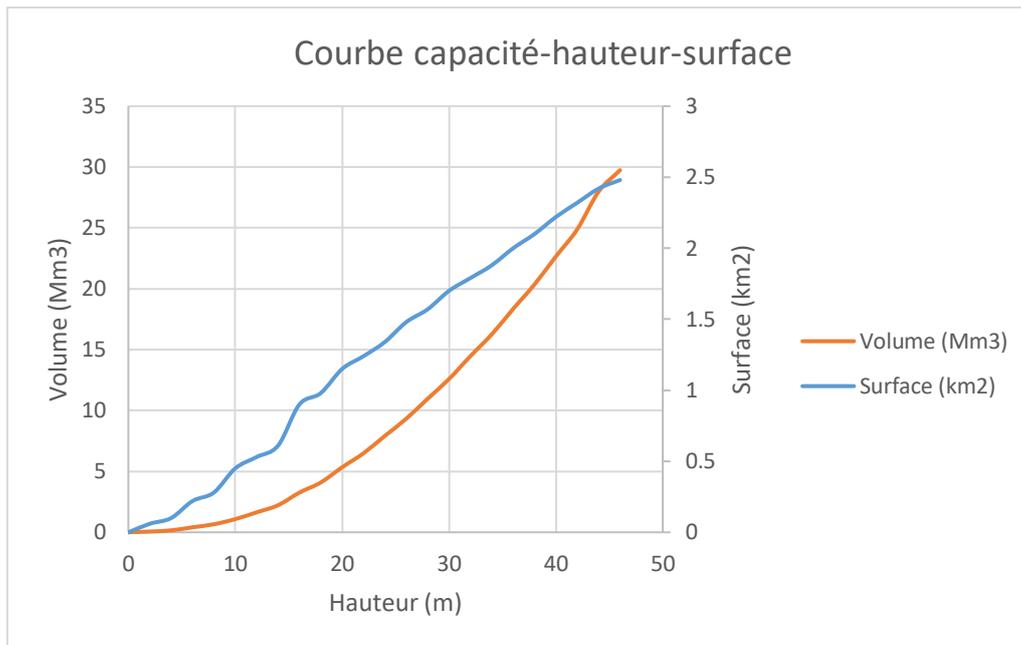


Figure III. 19 Courbe capacité-surface-hauteur.

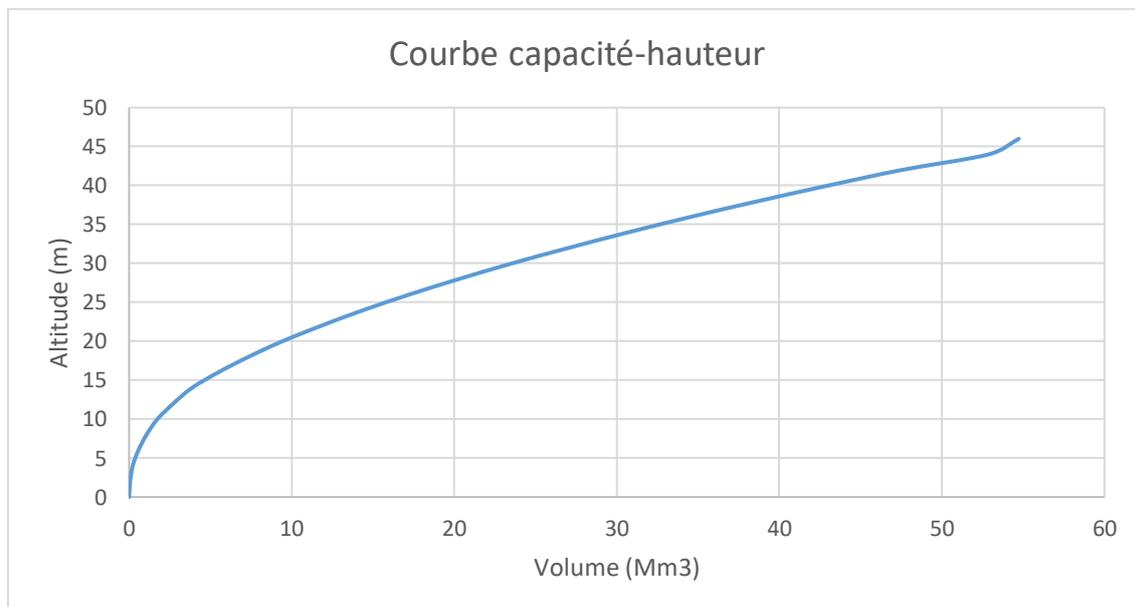


Figure III. 20 Courbe capacité –hauteur.

III.6.2 Répartition mensuelle des besoins en eau

Les besoins en irrigation et en approvisionnement en eau potable sont influencés par divers facteurs tels que le climat, la nature du sol, les types de cultures, les rotations culturales, les systèmes d'irrigation, la population et les équipements. L'évaluation de la demande en eau est effectuée sur une base mensuelle.

La répartition mensuelle de la consommation des eaux potables et d'irrigation est donnée par :

Tableau III. 38 La répartition mensuelle des besoins en eau AEP+Irrigation.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
AEP	4,55	3,28	2,4	2,4	2,4	2,4	2,46	3,3	3,7	4,2	4,5	5
IRR	3,64	1	0	0	0	0	0,42	1,2	3	3,4	4	4
Total	8,19	4,28	2,4	2,4	2,4	2,4	2,88	4,5	6,7	7,6	8,5	9

III.6.3 Calcul du volume normal

Le volume utilisable dans le barrage, correspondant au niveau normal de la retenue (NNR), représente la quantité d'eau effectivement exploitable. Il est calculé en additionnant le volume utile, le volume mort et les pertes (infiltration + évaporation). Le volume normal du barrage peut être exprimé par la relation suivante :

$$V_{NNR} = V_m + V_u + \text{pertes.(III.47)}$$

Afin de déterminer le du volume utile du barrage, nous avons besoin de :

- ✓ L'apport annuel A80%.
- ✓ La consommation totale.
- ✓ Le volume mort du barrage.
- ✓ Le calcul de la régularisation qui est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau".

➤ La méthode du bilan d'eau

Cette approche repose sur la superposition des hydrogrammes d'écoulement et de consommation sur un même graphique. Les deux méthodes de régularisation employées pour calculer le volume de la réserve utile sont les suivantes :

- **La régularisation saisonnière**

Le cas lorsque les apports sont supérieurs à la demande. Cette méthode est constituée de deux phases :

1. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.
2. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.

- **La régularisation interannuelle**

Le cas lorsque les apports sont inférieurs à la consommation, dont les eaux des saisons humides sont stockées pour être distribuer lors des saisons sèches.

➤ Les étapes de calcul :

1. Détermination de la période de bonne hydraulité.
2. Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
3. Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "Vd".
4. Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile Vu.
5. Détermination du volume à évacuer « S ».

Remarque :

La détermination du type de fonctionnement se devise en deux consignes d'exploitation qui sont :

a. Première consigne d'exploitation :

Cette méthode implique de remplir le barrage jusqu'au niveau normal de la retenue (NNR) pendant les périodes de crues, puis de restituer l'excédent d'eau. Le débordement de l'excès d'eau est géré par l'évacuateur de surface. On établit un niveau de remplissage initial et on détermine le niveau de remplissage final pour chaque mois, en prenant en considération à la fois le NNR et le niveau du volume mort (NVM) qu'il ne faut pas dépasser.

b. Deuxième consigne d'exploitation :

Cette consigne consiste à faire des évacuations à vide par l'évacuateur de fond.

III.6.3.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Détermination du volume utile du barrage

Tableau III. 39 Détermination du volume utile du barrage.

Mois	A _{80%} [Mm ³]	U _{80%} [Mm ³]	A-U [Mm ³]	V [Mm ³]
O	7,49	4,28	3,21	V _s = 163,64
N	15,67	2,4	13,27	
D	30,15	2,4	27,75	
J	35,20	2,4	32,8	
F	36,41	2,4	34,01	
M	26,68	2,88	23,94	
A	25,68	4,5	21,18	
M	14,18	6,7	7,48	
J	1,20	7,6	-6,4	V _d = 32,05
J	0,02	8,5	-8,48	
A	0,00	9	-9	
S	0,02	8,19	-8,17	

Total	194,5			
--------------	--------------	--	--	--

$$V_s = 163,64 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 32,05 \text{ Mm}^3.$$

Donc : le barrage fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$ alors on prend $V_u = V_d$.

$$V_u = V_d = 32,05 \text{ Mm}^3.$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m \dots\dots\dots(\text{III.48})$$

AN :

$$V_{\text{NNR}} = V_m + V_u = 7,71 + 32,05 = 39,76 \text{ Mm}^3.$$

$$\mathbf{V_{\text{NNR}} = 39,76 \text{ Mm}^3.}$$

Avec :

V_{rf} : volume de remplissage final ;

V_{ri} : volume de remplissage initial ;

A : apport annuel de $P = 80\%$. ($A_{80\%}$)

U : consommation de $P = 80\%$ ($U_{20\%}$)

$$V_{rf} = V_{ri} + (A - U) \dots\dots\dots(\text{III.49})$$

Tableau III. 40 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³)

Mois	A(80%)	U20%	A-U	1 ere consigne			2eme consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Oct	7,49	4,28	3,21	10,92	7,71		4,50	7,71	3,21
					10,92		-5,56	7,71	13,27
Nov	15,67	2,40	13,27	24,19	24,19		-20,04	7,71	27,75
Dec	30,15	2,40	27,75	51,94	39,76	12,18	-25,09	7,71	3,28
Jan	35,20	2,40	32,8	72,56	39,76	32,8	-26,3	7,71	34,01
Fev	36,41	2,40	34,01	73,77	39,76	34,01	-	7,71	20,55
Mars	26,68	2,88	23,94	63,70	39,76	23,94	11,10	11,10	
Avril	25,68	4,50	21,18	60,94	39,76	21,18	32,28	32,28	
Mai	14,18	6,70	7,48	47,24	39,76	7,48	39,76	39,76	
Juin	1,20	7,60	-6,40	33,36	33,36		33,36	33,36	
Juil	0,02	8,50	-8,48	24,88	24,88		24,88	24,8	8
Aout	0,00	9,00	-9,00	15,88	15,88		15,88	15,88	
Sept	0,02	8,19	-8,17	7,71	7,71		7,71	7,71	
						131,59			131,59

III.6.3.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Deux catégories de pertes définissent le barrage :

- Pertes dues à l'évaporation.
- Pertes causées par l'infiltration.

Pertes par évaporation :

$$V_{ep} = S_{moy} \times E_s \dots \dots \dots (III.50)$$

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}).

$$V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \dots \dots \dots (III.51)$$

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

➤ **Pertes par infiltration :**

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf, mens} = \delta \times V_{moy} / 100 \dots \dots \dots (III.52)$$

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.41).

Tableau III. 41 Valeurs du coefficient δ .

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

Pour notre sol, qui est faible de perméabilité en opte pour un $\delta = 0,5$.

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

Tableau III. 42 Détermination du volume utile du barrage.

Mois	A _{80%} [Mm ³]	U _{80%} [Mm ³]	Les pertes [Mm ³]	A-(U+P) [Mm ³]	V [Mm ³]
O	7,49	4,28	0,219	3,075	
N	15,67	2,4	0,324	13,094	
D	30,15	2,4	0,417	27,458	
J	35,2	2,4	0,430	32,416	160,14
F	36,41	2,4	0,445	33,544	
M	26,68	2,88	0,488	23,282	
A	25,68	4,5	0,523	20,614	
M	14,18	6,7	0,509	6,877	
J	1,2	7,6	0,500	-7,086	
J	0,02	8,5	0,530	-9,162	
A	0	9	0,340	-9,513	-33,64
S	0,02	8,19	0,220	-8,434	
Total	192,7	61,25	5,284		

Du tableau suivant, il ressort :

$$V_s = 160,14 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 33,64 \text{ Mm}^3.$$

Donc : le barrage fonctionne à un seul temps

$$V_s > V_d \text{ alors on prend } V_u' = V_d$$

$$V_u' = V_d = 33,64 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u' + V_m \dots \dots \dots (III.53)$$

AN :

$$V_{NNR} = V_m + V_u' = 7,71 + 33,64 = 41,35 \text{ Mm}^3.$$

$$\mathbf{V_{NNR} = 41,35 \text{ Mm}^3}$$

Avec :

V_{rf} : volume de remplissage final.

V_{ri} : volume de remplissage initial.

A : apport annuel de $P = 80\%$. (A80%)

U : consommation de P = 80% (besoins en eau d'irrigation). (U20%)

P : pertes totales (pertes évaporations + pertes infiltration).

$$Vrf = Vri + A - (U+P) \dots\dots\dots(III.54)$$

Tableau III. 43 Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm3)

Mois	A(80%)	U20%	Pert Mm3	A- (U+P)	1 ere consigne			2eme consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Oct	7,49	4,28	0,219	2,991		7,71			7,71	
					10,701	10,701		4,719	7,71	2,991
Nov	15,67	2,4	0,324	12,946	23,647	23,647		-5,236	7,71	12,946
Dec	30,15	2,4	0,417	27,333	50,98	41,9	9,08	-19,623	7,71	27,333
Jan	35,2	2,4	0,43	32,37	74,27	41,9	32,37	-24,66	7,71	32,37
Fev	36,41	2,4	0,445	33,565	75,465	41,9	33,565	-25,855	7,71	33,565
Mars	26,68	2,88	0,488	23,312	65,212	41,9	23,312	-9,04	7,71	16,75
Avril	25,68	4,5	0,523	20,657	62,557	41,9	20,657	13,722	13,722	
Mai	14,18	6,7	0,509	6,971	48,871	41,9	6,971	34,379	34,379	
Jui	1,2	7,6	0,5	-6,9	35	35		41,35	41,35	
Juil	0,02	8,5	0,53	-9,01	25,99	25,99		34,45	34,45	
Aout	0	9	0,34	-9,34	16,65	16,65		25,44	25,44	
Sept	0,02	8,19	0,22	-8,39	8,26	8,26		16,1	16,1	
							125,955	7,71	7,71	125,955

L'erreur relative est donnée par :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u \dots \dots \dots (III.55)$$

$$E = (33.64 - 32.05) / 32.05 = 4.96 \%$$

$$4,96 \% < 5\%$$

La condition est vérifiée.

Les résultats des volumes sont récapitulés dans le tableau suivant.

Tableau III. 44 Récapitulatif des résultats de calcul.

Désignation	Résultats
Volume mort V_m	7.71487875 Mm ³
Volume utile V_u	33,64 Mm ³
Volume totale V_{NNR}	41,35 Mm ³
Cote V_u	56.9 m NGA
Cote de NNR	60.65 m NGA

III.7 Laminage des crues

L'étude du laminage de crue nous conduira à établir un dimensionnement optimal de l'évacuateur de crue. En effet, la réduction des dimensions de cet évacuateur permettra d'optimiser les coûts du barrage sans compromettre la sécurité globale de l'aménagement. Cette action a pour effet de réduire le débit de crue maximale en répartissant le volume de la crue dans le temps.

Principe de laminage des crues :

Le débit traversant l'évacuateur de crue, noté Q_e , est inférieur à celui de la pointe de la crue à l'entrée de la retenue, Q_c . L'effet de laminage de crue dépend de la forme de l'hydrogramme d'entrée et de sortie de la crue, ainsi que de la configuration de la partie supérieure du barrage. Le processus de laminage de crue implique le calcul de Q_e max à partir de Q_c max à chaque intervalle de temps :

$$\text{Volume stocké} = \text{Volume entrant} - \text{Volume sortant}$$

L'étude de laminage de crue repose sur le principe de l'équation de continuité pour résoudre le bilan massique des flux entrants et sortants et du volume de stockage. L'équation de continuité est donnée par :

$$\frac{ds}{dt} = I(t) - O(t) \dots \dots \dots (III.56)$$

Avec :

I : débit entrant QE (Inflow).

O : débit sortant Qs (Outflow).

S : stockage dans le réservoir.

Comme S varie avec le temps, on suppose que ces variations se font dans un temps très court t et t + Δt pendant lequel l'équation (III.56) s'écrit comme suit :

$$\frac{S_2 - S_1}{\Delta t} = \frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \dots\dots\dots(III.57)$$

Où les indices 1 et 2 font référence aux valeurs des variables aux instants t et t + Δt respectivement.

En utilisant l'équation :

$$\frac{S_2 - S_1}{\Delta t} = \frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \dots\dots\dots(III.58)$$

$$\rightarrow S_2 - S_1 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right) \Delta t \dots\dots\dots(III.59)$$

La résolution de cette équation consiste à déterminer O1 et O2, tel que I1 et I2 sont connus.

Donc l'équation (III.59) sera simplifiée comme suit :

$$2(S_2 - S_1) = (I_1 + I_2 - O_1 - O_2) \Delta t \dots\dots\dots(III.60)$$

Après une simple séparation des paramètres inconnu qui ont donnée à gauche et les paramètres connus donnée à la droite de l'équation suivante, on obtient :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \dots\dots\dots(III.61)$$

Il existe plusieurs procédés permettant le calcul du laminage des crues. Parmi ces méthodes

Nous allons utiliser la méthode de Muskingum.

III.7.1 Laminage de crue par la méthode de Muskingum

➤ **Le procédé de calcul de laminage**

1- La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique :

$$f(O) = 2S \Delta t + O \dots\dots\dots(III.62)$$

- On fixe la valeur de la largeur b
- On fait varier la valeur de H entre l'intervalle suivant [Hmin, Hmax], tel que :
 Hmin correspond à t0 : débit de sorti initial.
 Hmax : correspond au débit maximal.

- Déterminer la surface (A) pour chaque valeur de (H) d'après la courbe « surface hauteur ».
- Calcul du volume stocké (S), donné par la formule suivante : $S = A \times H$
- Calcul du débit sortant (O), donné par la formule suivante :

$$Q_s = m \times b \times \sqrt{(2g)} \times H^{3/2} \dots\dots\dots(III.63)$$

- Calcul de l'équation : $2 \frac{S}{\Delta t} + O$

2- La deuxième étape consiste à tracer l'hydrogramme de sortie :

- On calcul la somme $I_1 + I_2$ tel que :

I_1 : correspond au débit entrant à l'instant t1

I_2 : correspond au débit entrant à l'instant t2

- On calcul : $2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2$ d'après l'équation suivante :

$$I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \dots\dots\dots(III.64)$$

- On détermine débit sortant (O) par la courbe caractéristique :

$$f(O) = 2 \frac{S}{\Delta t} + O \dots\dots\dots(III.65)$$

Les résultats de calcul pour le laminage de la crue de projet par la méthode de Muskingum sont :

A l'instant t_0 : débit sorti est $Q_s = 0 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow H_{\min} = 0\text{m}$

La valeur maximale du débit entré est $Q_e = 1484,5 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow$

$$H_{\max} = \left(\frac{1484,5}{0,49 \times \sqrt{(2 \times 9,81) \times b}} \right)^{3/2} \dots\dots\dots(III.66)$$

La modélisation de la relation capacité-hauteur peut être exprimée par l'équation :

$$H(m) = -0,0117 \times V^2 + 1,3211V + 6,1244 \dots\dots\dots(III.67)$$

La relation entre la surface et la hauteur peut être représentée par l'équation linéaire :

$$H(m) = 17,25 \times S + 1,5669 \dots\dots\dots(III.68)$$

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le table

Tableau III. 45 Détermination de la courbe caractéristique du barrage pour b=60m.

H (m)	CÔTE(NGA)	A (Km ²)	Q (m ³ /S)	S (m3)	2S/Δt+Q
0	60,65	2,07	0	0	0
0,5	61,15	2,10	46,0397225	1047826	1210,291
1	62,15	2,15	130,22	2153623	2523,135
1,5	63,65	2,24	239,229416	3360870	3973,529
2	65,65	2,36	368,31778	4713043	5605,033
2,5	68,15	2,50	514,739746	6253623	7463,21
3	71,15	2,68	676,642968	8026087	9594,517
3,5	74,65	2,88	852,667594	10073913	12045,9
4	78,65	3,11	1041,76	12440580	14864,63
4,5	83,15	3,37	1243,07251	15169565	18098,14
5	88,15	3,66	1455,90386	18304348	21794,07
5,5	93,65	3,98	1679,66134	21888406	26000,11
6	99,65	4,33	1913,83533	25965217	30764,08
6,5	106,15	4,70	2157,98154	30578261	36133,83
7	113,15	5,11	2411,70815	35771014	42157,28
7,5	120,65	5,54	2674,66618	41586957	48882,4
8	128,65	6,01	2946,54224	48069565	56357,17
8,5	137,15	6,50	3227,05286	55262319	64629,63
9	146,15	7,02	3515,94	63208696	73747,82
9,5	155,65	7,57	3812,96746	71952174	83759,83
10	165,65	8,15	4117,91797	81536232	94713,73
10,5	176,15	8,76	4430,59078	92004348	106657,6
11	187,15	9,40	4750,79968	1,03E+08	119639,7

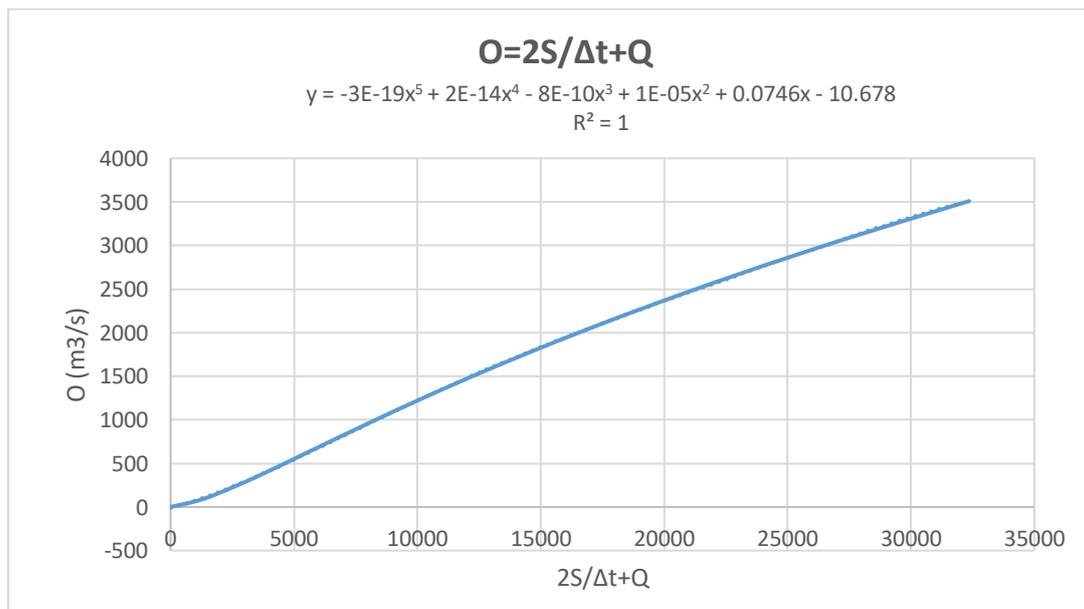


Figure III. 21 Courbe caractéristique du barrage pour b=60 m.

Le calcul de l'hydro-gramme laminé pour les différentes largeurs b est donné dans l'annexe 05.

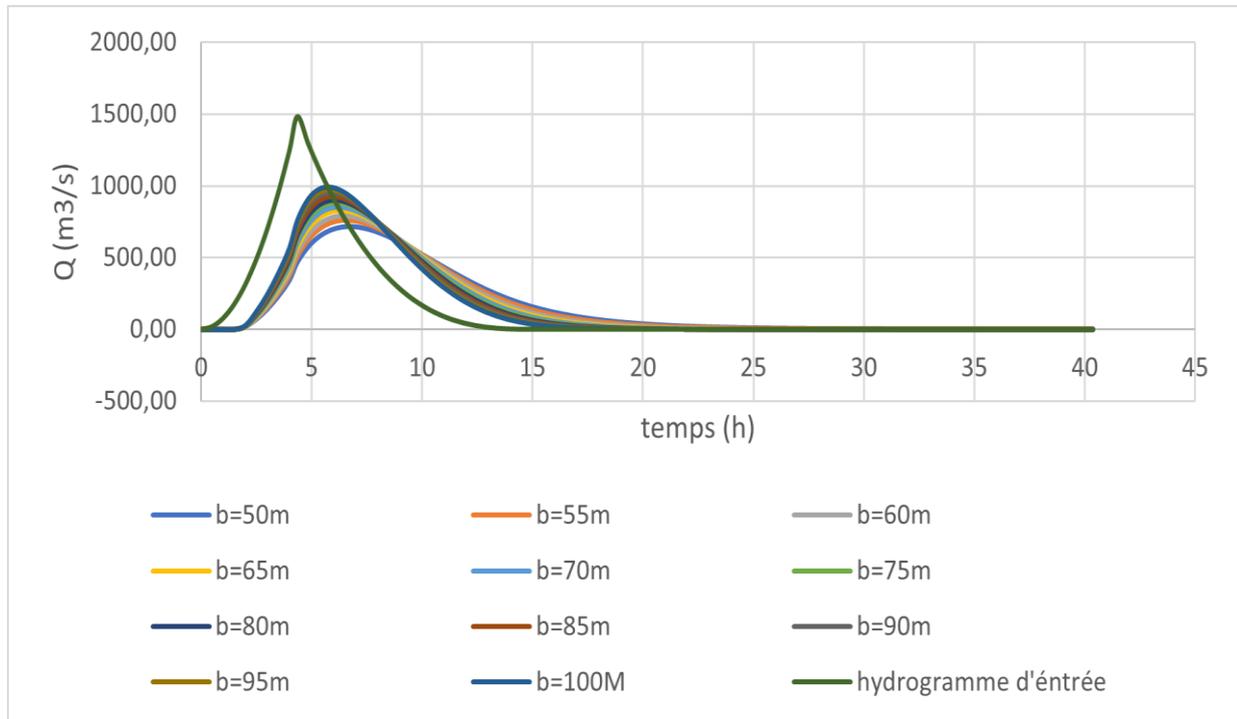


Figure III. 22 Hydro-gramme de débit entrant et des débits sortants.

Tableau III. 46 Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum

b (m)	H (m)	NPH E (m)	Q (m ³ /s)	Vf_{orcé} (Mm ³)
50	3,52	64,17	716,80	17,70
55	3,43	64,08	757,78	17,45
60	3,32	63,97	788,83	17,15
65	3,24	63,89	824,50	16,93
70	3,15	63,8	848,93	16,68
75	3,07	63,72	876,20	16,47
80	2,99	63,64	899,21	16,25
85	2,93	63,58	926,30	16,09
90	2,87	63,52	950,40	15,92
95	2,81	63,46	972,31	15,76
100	2,75	63,4	991,54	15,60

III.8 Etude d'optimisation

Il s'agit d'une étude technico-économique visant à estimer le coût approximatif de l'ouvrage pour différentes valeurs, dans le but d'évaluer les dimensions optimales en termes de largeur et de hauteur.

III.8.1 Revanche

Il s'agit de la zone située entre la crête du barrage et le niveau des eaux les plus élevées. Sa taille dépend de la hauteur des vagues (H), de la vitesse du vent (U) et de la vitesse de propagation des vagues (V) dans la retenue. La revanche minimale peut être calculée à l'aide de la relation suivante :

➤ Calcul de la revanche

Le calcul de la revanche s'appuie sur l'utilisation de plusieurs formules.

a. Formule de Stevenson Gaillard

$$R = 0.75 \times H + \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (III.69)$$

$$H = 0.75 + 0.34 \times \sqrt{F} - 0.26 \sqrt[4]{F} \dots \dots \dots (III.70)$$

Avec :

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

F : largeur du plan d'eau exposée fréquemment au vent et direction du barrage dite le Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre (F = 3 km).

A.N:

$$H = 0,996$$

$$V = 1.5 + 2 \times H = 1.5 + 2 \times 0.996 = 3,49 \text{ m/s}$$

Donc:

$$\mathbf{R = 1,37 \text{ m}}$$

b. Formule de Mallet et Pacquant

$$H = 0.5 + 0.33 \times \sqrt{F} \dots \dots \dots (III.71)$$

$$H = 0,5 + 0,33 \sqrt{3} = 1,07 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 0.66 \times H = 1,5 + 2 \times 1,07 = 3,64 \text{ m/s}$$

Donc:

$$\mathbf{R = 1,48 \text{ m}}$$

c. Formule Simplifié

$$R = 1 + 0,3\sqrt{F} \dots\dots\dots(III.72)$$

$$\mathbf{R=1,51m}$$

Conclusion : On sélectionne la valeur la plus proche de la moyenne. Donc : **R=1,37m**

III.8.2 Tassement

Le tassement est calculé grâce aux formules suivantes :

$$T = 0.015 H_b \dots\dots\dots(III.73)$$

$$T = 0.001 H_b^{3/2} \dots\dots\dots(III.74)$$

Avec :

T=Tassement de la crête du barrage.

H_b=Hauteur du barrage.

Les tassements sont estimés à 0,79 m.

III.8.3 Largeur en crête

La crête du barrage a pour fonction de faciliter la circulation une fois que l'ouvrage est achevé. Elle joue un rôle essentiel dans les dernières étapes de la construction, en utilisant des équipements de compactage. De plus, le niveau de la crête détermine la hauteur maximale que le barrage doit atteindre à terme.

La largeur de la crête est influencée par divers facteurs, dont les risques sismiques et la longueur minimale du chemin d'infiltration nécessaire pour garantir un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein. On peut estimer la largeur de la crête en utilisant les formules suivantes :

- Formule T. KNAPPEN $b = 1,65H_b^{0,5} \dots\dots\dots(III.75)$
- Formule E.F.PREECE $b = 1,1H_b^{0,5} + 1 \dots\dots\dots(III.76)$
- Formule SIMPLIFIEE $b = 3,6H_b^{1/3} - 3 \dots\dots\dots(III.77)$
- Formule pratique $b = 5/3 \sqrt{Hb} \dots\dots\dots(III.78)$

Les résultats de calcul basés sur les différentes relations sont synthétisés ci-dessous :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \dots\dots\dots(III.79)$$

Avec :

NNR : niveau normal de barrage ;

C_f : cote du fond, C_f=24m ;

hd : hauteur déversée ;

R : Revanches en (m) ;

t : tassement de la crête du barrage (m), t=0.75m

Tableau III. 47 Variation de la hauteur du barrage

b	H_d	NPHE	Q	V_{forcé}	R	T	Cote de la crête	H_b
(m)	(m)	(m)	(m ³ /s)	(Mm ³)	(m)	(m)	(m)	(m)
50	3,52	64,17	716,8	17,7	1,37	0,75	66,29	42,29
55	3,43	64,08	757,78	17,45	1,37	0,75	66,2	42,2
60	3,32	63,97	788,83	17,15	1,37	0,75	66,09	42,09
65	3,24	63,89	824,5	16,93	1,37	0,75	66,01	42,01
70	3,15	63,8	848,93	16,68	1,37	0,75	65,92	41,92
75	3,07	63,72	876,2	16,47	1,37	0,75	65,84	41,84
80	2,99	63,64	899,21	16,25	1,37	0,75	65,76	41,76
85	2,93	63,58	926,3	16,09	1,37	0,75	65,7	41,7
90	2,87	63,52	950,4	15,92	1,37	0,75	65,64	41,64
95	2,81	63,46	972,31	15,76	1,37	0,75	65,58	41,58
100	2,75	63,4	991,54	15,6	1,37	0,75	65,52	41,52

Tableau III. 48 Résultats des largeurs en crête obtenues par les formules précédentes

Formules utilisées	La largeur en crête b(m)										
	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100
KNAPEEN	10,73	10,72	10,70	10,69	10,68	10,67	10,66	10,65	10,65	10,64	10,63
E .F.PREECE	8,15	8,15	8,14	8,13	8,12	8,12	8,11	8,10	8,10	8,09	8,09
Simplifiée	9,54	9,53	9,52	9,51	9,51	9,50	9,49	9,48	9,48	9,47	9,47
En pratique	10,84	10,84	10,84	10,84	10,84	10,84	10,84	10,84	10,84	10,84	10,84

On opte pour une largeur optimale :

$$L_{cr}=10m$$

III.8.4 Calcul des coûts

III.8.4.1 Estimation du coût de la digue

En se basant sur le profil longitudinal de l'axe du barrage, on calcule les volumes de la digue correspondant aux diverses largeurs de déversement en utilisant les formules suivantes :

$$V_b = \sum V_i \dots \dots \dots (III.80)$$

Avec :

Vi : le volume de barrage à la cote i.

$$V_i = \frac{S_i+S_{i+1}}{2} \cdot L_i \dots \dots \dots (III.81)$$

L_i : distance entre deux coupes voisines.

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

$$S_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L_i \dots \dots \dots (III.82)$$

B_i : largeur de base, donnée par :

$$B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b \dots \dots \dots (III.83)$$

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

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

$$H_i = NNR - C_f + R + H_d + t \dots \dots \dots (III.84)$$

Les volumes et de la digue pour les différentes largeurs, et pour ($m_1=3, m_2=3$) sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau III. 49 Coût de la digue

B (m)	Hb (m)	Vb (Mm³)	Coût (10⁶ DA)
50	42,29	1530869	612,35
55	42,2	1506426	602,57
60	42,09	1488895	595,56
65	42,01	1471193	588,48
70	41,92	1452923	581,17
75	41,84	1437169	574,87
80	41,76	1420469	568,19
85	41,7	1403919	561,57
90	41,64	1387669	555,07
95	41,58	1373381	549,35
100	41,52	1359397	543,76

Le coût par mètre cube du remblai est estimé à 400 DA selon les données du bureau d'études.

III.8.4.2 Coût de l'évacuateur de crues

➤ Coût du déversoir

Le déversoir sera édifié en béton armé, et le profil de Creager a été sélectionné, car il convient mieux à l'écoulement. La forme de la section transversale du déversoir est déterminée en modélisant le profil pour la charge de déversement à l'aide de l'équation de profil spécifiée :

$$\frac{Y}{H} = 0.47 \times \left(\frac{X}{H}\right)^{1.80} \dots\dots\dots(III.85)$$

Avec :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{dév} = S \times L \dots\dots\dots(III.86)$$

Avec :

S : Section transversale (m²).

L : Largeur déversant (m).

Tableau III. 50 Coordonnées pour construire le profil du déversoir d’après Creager-Ofitsérove

Coordonnées pour construire le profil du déversoir d’après Creager-Ofitsérove à H=1m			Profil du déversoir d’après Creager Ofitsérove à H=3.52m			
X/H	Surface Intérieure (Profil du déversoir)	Surface Extérieure	H0(m)	X/H	Y/H	Y'/H
0	0,126	-0,831	2.82	0,000	0,290	-1,911
0,1	0,036	-0,803		0,230	0,083	-1,847
0,2	0,007	-0,772		0,460	0,016	-1,776
0,3	0	-0,74		0,690	0,000	-1,702
0,4	0,007	-0,702		0,920	0,016	-1,615
0,6	0,06	-0,62		1,380	0,138	-1,426
0,8	0,147	-0,511		1,840	0,338	-1,175
1	0,256	-0,38		2,300	0,589	-0,874
1,2	0,393	-0,219		2,760	0,904	-0,504
1,4	0,565	-0,03		3,220	1,300	-0,069
1,7	0,873	0,305		3,910	2,008	0,702
2	1,235	0,693		4,600	2,841	1,594
2,5	1,96	1,5		5,750	4,508	3,450
3	2,824	2,5		6,900	6,495	5,750
3,5	3,818	3,66		8,050	8,781	8,418

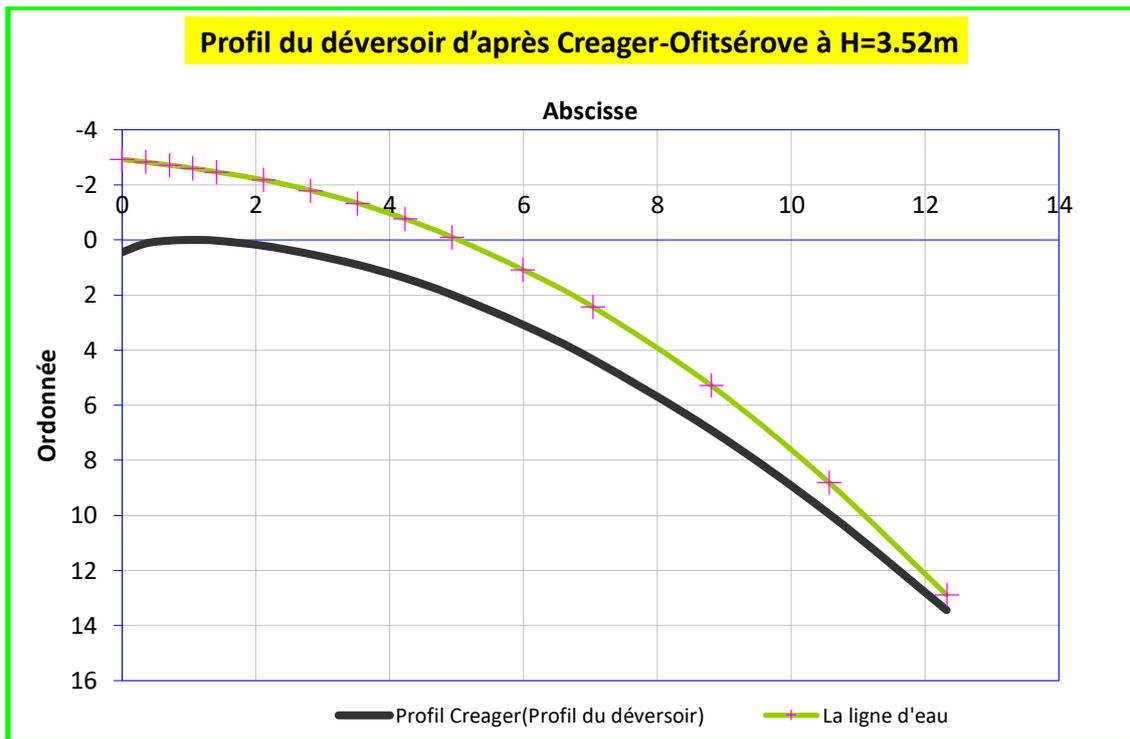


Figure III. 23 le profil du déversoir pour B=50m et H=3.52m.

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

Les coûts associés au déversoir pour différentes largeurs sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 51 Résultats de calcul du coût du déversoir pour différentes largeurs déversâtes.

B(m)	Hd(m)	S(m ²)	V(m ³)	Coût du déversoir DA
50	3,52	2,985	149,25	5223750
55	3,43	2,801	154,055	5391925
60	3,32	2,769	166,14	5814900
65	3,24	2,668	173,42	6069700
70	3,15	2,594	181,58	6355300
75	3,07	2,487	186,525	6528375
80	2,99	2,286	182,88	6400800
85	2,93	2,264	192,44	6735400
90	2,87	2,21	198,9	6961500
95	2,81	2,115	200,925	7032375
100	2,75	1,948	194,8	6818000

➤ Coût du coursier

Nous choisissons une section rectangulaire pour le coursier afin d'assurer des conditions d'écoulement optimales.

La longueur estimée du coursier d'après le plan topographique est d'environ 160 mètres. Le volume de béton nécessaire pour le coursier est calculé par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{béton}} \dots \dots \dots \text{(III.87)}$$

La surface du radier est donnée par :

$$S_{\text{mur}} = b_{\text{ext,coursier}} \times e \dots \dots \dots \text{(III.88)}$$

$$b_{\text{coursier}} = (Q_{e,\text{max}})^{0.4} \dots \dots \dots \text{(III.89)}$$

$$b_{\text{ext,coursier}} = b_{\text{coursier}} + 1.6 \dots \dots \dots \text{(III.90)}$$

La surface du mur est donnée par :

$$H_{\text{mur}} = H_d + 0.8 \dots \dots \dots \text{(III.91)}$$

$$S_{\text{mur}} = 2H_{\text{mur}} \times e \dots \dots \dots \text{(III.92)}$$

La surface du béton est donnée par :

$$S_{\text{béton}} = S_{\text{mur}} + S_{\text{radier}} \dots \dots \dots \text{(III.93)}$$

Avec :

L'épaisseur du radier est comprise entre [0.5 – 1]m

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant sachant que le prix estimé du mètre cube de béton à 35000 DA.

Tableau III. 52 Cout du coursier

B(m)	Hd(m)	Qdéversant (m³/s)	L(m)	Sradier(m²)	Smur(m²)	Sbéton(m²)	Vbéton (m3)	Coût du coursir (DA)
50	3,52	716,8	13,873	10,831	6,048	16,879	2700,616	94 521 559
55	3,43	757,78	14,185	11,049	5,922	16,971	2715,396	95 038 853
60	3,32	788,83	14,414	11,210	5,768	16,978	2716,481	95 076 831
65	3,24	824,5	14,672	11,390	5,656	17,046	2727,375	95 458 111
70	3,15	848,93	14,844	11,511	5,53	17,041	2726,520	95 428 186
75	3,07	876,2	15,033	11,643	5,418	17,061	2729,759	95 541 569
80	2,99	899,21	15,190	11,753	5,306	17,059	2729,388	95 528 573
85	2,93	926,3	15,371	11,880	5,222	17,102	2736,266	95 769 318
90	2,87	950,4	15,530	11,991	5,138	17,129	2740,604	95 921 155
95	2,81	972,31	15,672	12,090	5,054	17,144	2743,094	96 008 283
100	2,75	991,54	15,795	12,177	4,97	17,147	2743,458	96 021 037

III.8.4.3 Coût Total du barrage

Le coût total du barrage est donné dans le tableau suivant :

Tableau III. 53 Coût total du barrage

B(m)	Hauteur de barrage(m)	Coût de la digue (DA)	Coût du déversoir (DA)	Coût du coursier (DA)	Coût de l'évacuateur de crue(DA)	Coût total(DA)
50	42,29	543758800	5223750	94 521 559	99 745 309	712 092 909
55	42,2	549352400	5391925	95 038 853	100 430 778	703 001 178
60	42,09	555067600	5814900	95 076 831	100 891 731	696 449 731
65	42,01	561567600	6069700	95 458 111	101 527 811	690 005 011
70	41,92	568187600	6355300	95 428 186	101 783 486	682 952 686
75	41,84	574867600	6528375	95 541 569	102 069 944	676 937 544
80	41,76	581169200	6400800	95 528 573	101 929 373	670 116 973
85	41,7	588477200	6735400	95 769 318	102 504 718	664 072 318
90	41,64	595558000	6961500	95 921 155	102 882 655	657 950 255
95	41,58	602570400	7032375	96 008 283	103 040 658	652 393 058
100	41,52	61234400	6818000	96 021 037	102 839 037	646 597 837

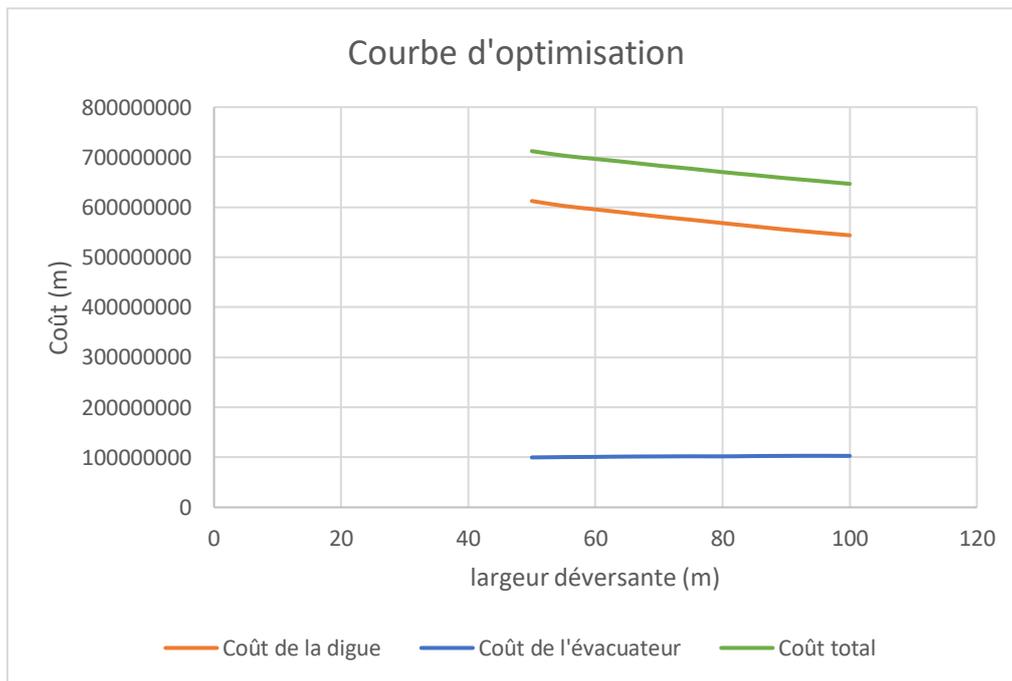


Figure III. 23 Courbe d'optimisation.

D'après l'étude d'optimisation on a trouvé les résultats suivants :

Largeur déversante	Lame déversante	Débit déversant
80 m	2.99 m	899.21 m ³ /s

Les résultats de l'étude hydrologique, de la régularisation, du laminage des crues et de l'étude d'optimisation sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 54 Récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage.

Dénominations	Unités	Valeur
Volume mort	Mm ³	7.71
Volume utile	Mm ³	33.64
Volume NNR	Mm ³	41.35
Cote du fond	m NGA	24
Cote NPHE	m NGA	60.65
Cote en crête	m NGA	67
Revanche	m	1.37
Largeur en crête	m	10
Débit évacué	m ³ /s	899.21
Largeur du déversoir	m	80
Charge déversée	m	2,99
Hauteur du barrage	m	41.76

Conclusion

Le travail réalisé dans ce chapitre nous a permis d'analyser de manière approfondie tous les paramètres hydrologiques nécessaires à la conception de la digue. Nous avons également recueilli les données essentielles pour le dimensionnement de la retenue, telles que le débit de projet équivalent à $1484.5 \text{ m}^3/\text{s}$ et la cote NNR fixée à 56.9 m NGA . De plus, nous avons déterminé la largeur optimale du déversoir, établie à 2.4 m , avec une charge déversante H_d de 2.99 m et un débit déversant d'environ $899.21 \text{ m}^3/\text{s}$. Ces résultats sont cruciaux pour dimensionner les divers ouvrages annexes nécessaires à la protection de la digue.

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE

Introduction

L'objectif de ce chapitre est d'analyser les diverses alternatives de la digue en tenant compte des multiples données et des conditions essentielles découlant des diverses investigations géotechniques, des résultats hydrologiques et des études géologiques. L'objectif est donc de mener une étude technico-économique sur plusieurs options de conception de la digue du barrage afin de sélectionner celle qui répond le mieux aux conditions requises. Ensuite, les différents paramètres de la variante choisie seront calculés.

IV.1. Le choix du site du barrage :

Avant d'entamer toute opération de construction, il est essentiel de déterminer l'orientation de l'axe du barrage. Cette décision est prise en fonction de diverses considérations telles que l'aspect économique, la sécurité et la facilité d'exécution de l'ouvrage, tout en tenant compte de la topographie, de la géologie et de l'hydrologie du barrage. En d'autres termes, le choix de l'axe doit satisfaire les critères suivants :

- Il doit suivre la trajectoire du cours d'eau ainsi que les apports du bassin versant.
- Il doit prendre en considération l'emplacement des ouvrages annexes du projet.
- L'axe sélectionné doit permettre d'obtenir la longueur la plus courte possible.

IV.2. Le choix du type du barrage

Tout barrage est inévitablement lié à son environnement. Ainsi, pour choisir le type d'ouvrage le mieux adapté, plusieurs critères sont pris en considération.

IV.2.1 La topographie du site

La configuration du site implique d'abord de s'assurer que l'axe sélectionné permet le remplissage du barrage en fonction des apports du bassin versant. Ensuite, il convient de vérifier la faisabilité de l'implantation du barrage et de ses ouvrages annexes.

IV.2.2 La morphologie de la vallée

La morphologie de la vallée revêt une importance cruciale dans le choix du site et du type de barrage le plus approprié. De manière évidente, un emplacement idéal et bénéfique se trouve dans une vallée étroite qui s'élargit en amont. Les vallées larges sont plus propices à

l'installation d'un barrage en remblai, tandis qu'un site étroit conviendrait davantage à un barrage-poids. Pour ce qui est d'un site encore plus restreint, une structure en voûte peut être envisagée, à condition que les fondations le permettent.

IV.2.3 Les conditions géologiques et géotechniques

Les caractéristiques comme la nature, la résistance, la pente, la fracturation et la perméabilité des formations géologiques présentes dans le bassin versant sont des éléments déterminants pour le choix du site et du type de barrage à implanter.

IV.2.4 Les matériaux de construction

La disponibilité de matériaux utilisables sur le site ou à proximité pour la construction d'un barrage exerce souvent une influence déterminante, voire prépondérante, sur le choix du type de barrage. Il est généralement recommandé de privilégier l'utilisation des matériaux disponibles sur place comme première option. Ces matériaux doivent être situés aussi près que possible des zones d'extraction.

IV.2.5 Critère socio-économique

L'étude technico-économique est prise en considération on distingue trois critères liés à cette dernière

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

En tenant compte de ces critères, il est possible de sélectionner la variante qui correspond au site et au type de barrage à construire. Dans ce cas, le choix se porte sur un barrage en terre, car toutes les conditions requises ont été vérifiées.

IV.3. Les variantes à choisir

La topographie ainsi que les conditions géotechniques et géologiques du site ouvrent la possibilité d'envisager la construction d'un barrage en utilisant des matériaux locaux.

Les variantes choisies :

1. Barrage en terre homogène.
2. Barrage zoné à noyau argileux.

a. Barrage en terre homogène :

Un barrage en terre homogène représente le type de barrage le plus rudimentaire et ancien. Il implique la construction d'une structure en terre à travers le lit de la rivière, avec des pentes suffisamment douces pour garantir la stabilité. Il utilise une terre relativement imperméable et bien compactée, typiquement de l'argile, assurant à la fois l'étanchéité et la solidité. La conception de ces ouvrages dépend largement de la qualité du matériau de remblai disponible sur le site ou à proximité immédiate. L'utilisation de zones d'emprunt éloignées augmenterait significativement les coûts du barrage en raison des frais de transport.

L'ajout d'un drain vertical au centre de la digue représente une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration.

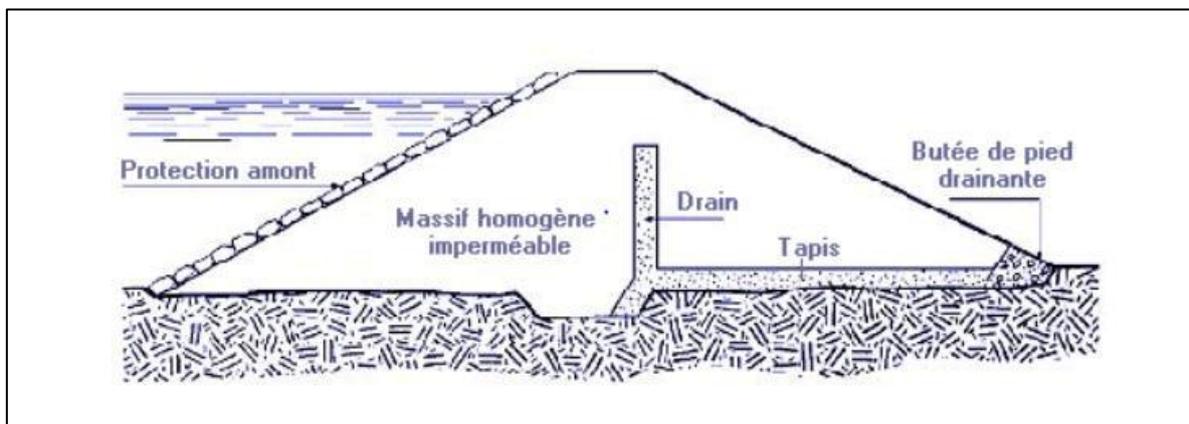


Figure IV. 1 Coupe transversale d'une digue homogène.

b. Barrage zoné a noyau en argile :

Cette méthode permet de réaliser des économies substantielles sur les volumes utilisés. Elle se compose d'un noyau central en argile encadré par des zones perméables, ce qui garantit à la fois la stabilité et l'étanchéité grâce à l'utilisation de matériaux différents. Elle est souvent privilégiée lorsque la disponibilité de matériaux sur place est hétérogène, ou lorsque leurs caractéristiques géotechniques ne permettent pas de construire une digue homogène. Bien qu'elle soit moins sujette aux altérations externes, elle présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuite. Cette approche est adoptée lorsque les matériaux nécessaires à la construction d'une digue homogène sont insuffisants.

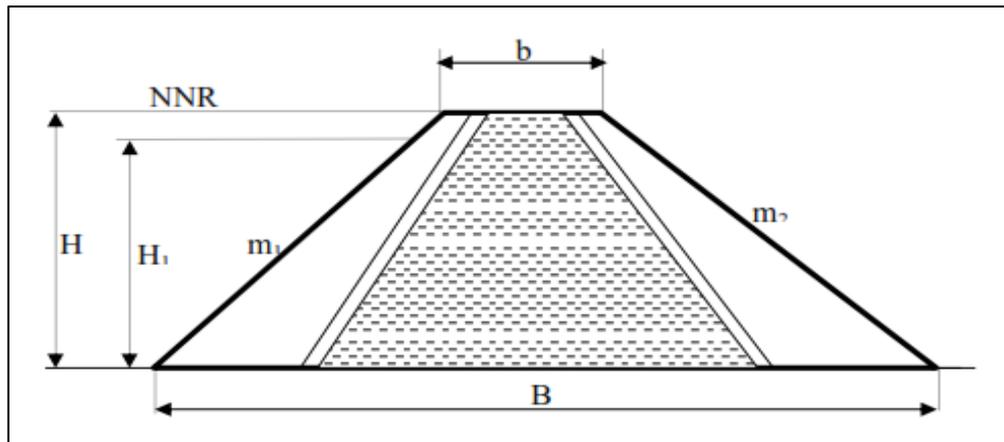


Figure IV. 2 Coupe transversale d'une digue zonée à noyau argileux.

IV.3.1 Définition du profil général du barrage

On aura à calculer la hauteur du barrage et la largeur en crête après avoir déterminé la longueur en crête.

- **La longueur en crête :**

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale : $L_{\text{crête}}=330\text{m}$

- **La hauteur du barrage :**

$$H_b = \text{NPHE} - C_f + R + t + a \dots \dots \dots (\text{IV.1})$$

Où :

NPHE : niveau de plus hautes eaux ;

C_f : cote du fond ;

R : Revanche en (m) ;

T : tassement en (m) ;

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

Avec :

$$\text{NPHE} = 64 \text{ m. NGA} ; C_f = 24 \text{ m} ; R = 1,37 ; t = 0,75 \text{ m} ; a = 0,5 \text{ m}$$

$$H_b = 42,62 \text{ m} \approx 43 \text{ m}$$

- **Largeur en crête :**

On opte pour une largeur de crête égale à : $b_{\text{cr}} = 10 \text{ m}$.

- **La pente des talus :**

Il est essentiel de mettre en place une protection partielle des talus amont et aval pour contrer l'action mécanique des eaux extérieures. La pente des talus doit garantir leur stabilité du point de vue statistique. Ainsi, les paramètres de pente sont déterminés en fonction des exigences de stabilité mécanique du barrage et de ses fondations. Les valeurs spécifiques sont répertoriées dans le tableau ci-dessous, sous réserve de vérification par le calcul de stabilité.

Tableau IV. 1 Valeurs indicatives des pentes des talus.

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

IV.3.2 Digue à terre homogène

IV.3.2.1 Pentes des talus

D'après le tableau (III.1), on obtient :

Parement amont $m1 = 3$

Parement aval $m2 = 3$

a. Protection du talus amont :

Dans le but de contrecarrer les effets hydrodynamiques des vagues, de prévenir l'érosion induite par le ruissellement des eaux de pluie, et de lutter contre le phénomène de renard en tête provoqué par les écoulements d'eau saturée sur le barrage, une protection spécifique est mise en place sur le talus amont. Cette dernière prend la forme d'une couche de rip-rap, dont l'épaisseur est déterminée selon les méthodes suivantes :

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

Il est recommandé d'utiliser une formule empirique pour déterminer l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement destinée à la protection du talus amont.

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

Avec :

e : l'épaisseur de l'enrochement en m;

V : Vitesse des vagues en m/s ; $V=3,49$ m/s ;

C : Coefficient dépend du fruit du talus et du poids spécifique γ_p de l'enrochement utilisé.

Il est donné par le Tableau (IV.2)

Tableau IV. 2 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
1/3	0.031	0.028	0.026
1/3	0.036	0.032	0.030
1/3	0.047	0.041	0.038

D'après ce tableau, on opte pour une digue homogène une valeur de $\gamma_p = 2.5$ t/m^3 et $m_1 = 3$, nous trouvons $C = 0.028$ et une épaisseur d'enrochement $e \approx 0.34m = 0.4m$.

- **US ARMY corps of Engineers**

Les ingénieurs de l'US ARMY se basent sur un tableau construit à partir d'abaques, qui permet de déterminer l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs de roche en fonction de la hauteur de la vague.

Tableau IV. 3 Epaisseur de l'enrochement et D_{50} des pierres.

Hauteur de la vague (m)	Épaisseur de la couche (m)	D_{50} minimal (m)
0,0 ÷ 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

Dans notre cas, la hauteur des vagues est ; $h_v = 1,02$ m, du tableau on aura une épaisseur de la couche de l'enrochement de ; $e = 0,45$ m et un diamètre de la roche; $D_{50min} = 0,30m$.

En se basant sur ces résultats, on choisit une épaisseur de la couche de rip-rap de $e=0.45\text{m}$, un diamètre moyen de $d_{\text{moy}}=0.45\text{m}$.

Nous choisissons d'incorporer une couche de géotextile pour assurer la séparation des deux matériaux (argile et rip-rap). Cette décision est motivée par les multiples fonctions qu'elle remplit : filtration, séparation, drainage et renforcement. En outre, elle présente les avantages suivants :

- Elle agit comme une barrière protectrice contre la traction.
- Son utilisation est simple, économique et fiable.
- Elle possède la souplesse nécessaire pour résister aux contraintes lors de la pose des enrochements.

• **Détermination de l'épaisseur de géotextile :**

À partir des fiches techniques de chaque gamme, nous pouvons sélectionner celui qui sera utilisé pour assurer la séparation entre la couche de rip-rap et le remblai argileux. Dans ce but, nous optons pour un géotextile en polypropylène de 100 grammes par mètre carré. Voici ensuite quelques-unes des caractéristiques de ce géotextile retenu :

- Idéal pour séparer deux couches de matériaux.
- Fibres 100 % synthétiques non tissées aiguilletées : bonne perméabilité, bonne tenue.

Le conditionnement de ce type de géotextile est $1\text{ m} \times 25\text{ m}$ d'épaisseur 20 mm.

b. Protection du talus aval :

Pour assurer sa protection, on opte pour le même revêtement choisi pour la surface amont.

Ainsi, un géotextile en polypropylène de 100 g/m^2 est mis en place pour séparer la couche de rip-rap du remblai argileux. Ce type de géotextile est conditionné en rouleaux de $1\text{ m} \times 25\text{ m}$, avec une épaisseur de 20 mm.

IV.3.2.2 Système de drainage

Ces dispositifs visent principalement à renforcer la stabilité de la structure en régulant le débit de fuite, tout en prévenant tout risque de phénomène de renard (érosion interne régressive) et de sous-pression en aval. Pour ce type de barrage, il est recommandé d'installer un drain vertical équipé d'un tapis drainant.

1. Dimensionnement de drain vertical :

Un système de drainage vertical est mis en place sous forme de bandes d'enrochements ou de graviers, encadrées de part et d'autre par des filtres de transition. Ce dispositif permet de

diriger l'eau d'infiltration vers l'aval du barrage, soit par l'intermédiaire d'un réseau de tuyaux parallèles, soit par un drain équipé d'un tapis filtrant. La largeur minimale de ce drainage est de 1.00 mètre, et son emplacement optimal se situe en aval de l'axe du barrage. De plus, sa hauteur doit dépasser la cote normale de la retenue (NNR).

2. Dimensionnement du drain tapis :

Le dimensionnement du drain tapis est projeté pour une épaisseur minimale égale à 0.8m construit avec une ou plusieurs filtres. En tenant compte de la mise en place et du nivellement des filtres avec des engins, l'épaisseur de chaque couche ne doit pas être inférieure à 0,8 mètre.

La longueur

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

Avec :

L_b : Longueur transversale de la retenue, $L_b = 237,13$ m.

AN :

$$L_d = 79.04 \text{ m} \approx 80\text{m}$$

3. Dimensionnement du filtre inversé :

Le drain tapis est composé d'un filtre inversé (de diamètre le plus petite au plus grands) afin d'éviter le passage de la ligne de saturation à la face aval.

Premièrement on doit vérifier si la condition de Terzagui n'est pas vérifiée, ce qui va nous donner raison à concevoir le filtre-inversé :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \dots \dots \dots (IV.4)$$

Avec :

D_{15} : Diamètre de filtre ;

d_{15} : Diamètre du sol à protéger ;

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,45}{0,08} = 5,62 > 4$$

Cette dernière n'est pas strictement inférieure à 4, ce qui fait que maintenant on peut passer au dimensionnement des couches de filtre inversé.

Le diamètre des 15% des grains les plus fins de l'argile étant égal à 0.002 mm. Dans ce cas-là qu'elle sera la composition des différents couche de filtre suivant ces conditions faites par P.Sterns, puis de K.Terzaghi et G.E. Bertram :

- Une couche de filtre supérieure en contact avec le massif, qui devra ne pas laisser les grains les plus fins.
- La deuxième condition impose que la première couche ait 15 % des grains les plus fins avec un diamètre inférieur à $0.002 \times 9 = 0.018$ mm.
- La seconde couche du filtre sera constitué d'éléments dont 15 % des grains seront d'un diamètre inférieur à $0.018 \times 9 = 0.162$ mm.

La troisième couche du filtre sera constituée d'éléments dont 15 % des grains seront d'un diamètre inférieur à $0.162 \times 9 = 1.458$ mm.

Tableau IV. 4 La répartition des couches du filtre.

Couche	Diamètre supérieur des 15% des grains les plus fins (mm)
Massif	0.002
Sable fin	0.018
Sable grossier	0.162
Gravier	1.458

On a choisi comme épaisseur respectivement pour sable fin, sable grossier et gravier : 30, 45, 100 cm.

IV.3.3 Digue zoné à noyau d'argile :

IV.3.3.1 Pentés des talus :

D'après le tableau (IV.1), on obtient :

Parement amont $m_1 = 3$;

Parement aval $m_2 = 3$;

a. Protection du talus amont :

Le revêtement de talus est protégé par une couche de rip-rap dont l'épaisseur est calculée par les méthodes suivantes :

Tennessee Valley Authority (T.V.A)

Il est recommandé d'utiliser une formule empirique pour déterminer l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement destinée à la protection du talus amont.

$$e = C.V^2 \dots \dots \dots (IV.5)$$

Avec :

e : l'épaisseur de l'enrochement en m;

V : Vitesse des vagues en m/s , $V=3,49$ m/s ;

C : Coefficient dépend du fruit du talus et du poids spécifique γ_p de l'enrochement utilisé. Il est donné par le Tableau (IV.2).

Tableau IV. 2 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
1/3	0.031	0.028	0.026
1/3	0.036	0.032	0.030
1/3	0.047	0.041	0.038

Selon ce tableau, en choisissant une digue homogène avec une valeur de $\gamma_p = 2.5$ t/m³ et $m_1 = 3$, nous obtenons $C = 0.028$ et une épaisseur d'enrochement $e \approx 0.34m = 0.4m$.

US ARMY corps of Engineers

Les ingénieurs de l'US ARMY se basent sur un tableau construit à partir d'abaques, qui permet de déterminer l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs de roche en fonction de la hauteur de la vague.

Tableau IV. 3 Epaisseur de l'enrochement et D_{50} des pierres.

Hauteur de la vague (m)	Épaisseur de la couche (m)	D_{50} minimal (m)
0,0 ÷ 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

Dans notre cas, la hauteur des vagues est ; $h_v = 1,02$ m, du tableau on aura une épaisseur de la couche de l'enrochement de ; $e = 0,45$ m et un diamètre de la roche ; $D_{50\min} = 0,30m$.

En se basant sur ces résultats, on choisit une épaisseur de la couche de rip-rap de $e=0.45m$, un diamètre moyen de $d_{moy}=0.45m$.

On prévoit une zone de transition constituée d'un géotextile en polypropylène de 100 g/m² avec une épaisseur de 20 mm.

b. Protection du talus amont :

Nous mettons en place une couche de géotextile de séparation de 100 gr/m² d'une épaisseur de 20 mm, suivie d'une couche d'enrochement présentant les mêmes caractéristiques que la couche de protection amont, avec une épaisseur de 50 cm.

IV.3.3.2 Dimensionnement du noyau**a. La hauteur du noyau :**

La hauteur du noyau est calculée selon la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1 \dots \dots \dots (IV.6)$$

Avec :

H_n : hauteur du noyau en m ;

H_b : hauteur du barrage en m ;

AN :

$$H_n = 43 - 1 = 42 \text{ m}$$

b. La largeur en crête du noyau :

La largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante :

$$L_{cr} = \left(\frac{1}{17} \div \frac{1}{3}\right) H_b \dots \dots \dots (IV.7)$$

$$L_{cr} = \frac{1}{6} \times 43$$

$$L_{cr} = 7,16 \text{ m} \approx 7,5 \text{ m}$$

c. L'épaisseur du noyau :

Le gradient hydraulique pour le noyau est déterminé comme suivant

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \dots \dots \dots (IV.8)$$

$$\rightarrow b_{moy} \geq \frac{\Delta H}{I_{adm}} \dots \dots \dots (IV.9)$$

Avec :

ΔH : charge hydraulique dans le noyau. $\Delta H = H_1 - H_2$;

b_{moy} : largeur moyenne du noyau ; $b_{moy} \geq \Delta H \cdot I_{adm}$;

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval, $H_2 = 0 \text{ m}$;

H_1 : Hauteur d'eau à l'amont, $H_1 = 37 \text{ m}$;

I : gradient hydraulique ;

I_{adm} : gradient hydraulique admissible est donné en fonction de la nature du sol de fondation.

Tableau VI. 4 Classes de barrages selon sa hauteur et le type de fondation

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

D'après le tableau VI.5, la retenue de notre projet est de **Classe III**.

Tableau IV. 5 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, $I_{adm} = 1.8$.

AN :

$$b_{moy} \geq 20.55 \approx 21m$$

d. La largeur à la base du noyau :

$$L_b = 2 \times b_{moy} - L_{c,n} \dots \dots \dots (IV.10)$$

$$L_b = 34.5 m \approx 35m$$

e. Les pentes des talus :

$$L_b = 2mH_n + L_{c,n} \dots \dots \dots (IV.11)$$

$$m_1 = m_2 = \frac{L_b - L_{c,n}}{2H_n} \dots \dots \dots (IV.12)$$

Avec :

m : talus du noyau.

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

H_n : hauteur du noyau en m.

AN :

$$m_1 = m_2 = 0,327.$$

f. La cote en crête du noyau :

$$N_{\text{Côte noyau}} = N_{\text{Côte fond}} + H_n \dots \dots \dots (IV.13)$$

$$N_{\text{Côte noyau}} = 24 + 42 \text{ m}$$

$$N_{\text{Côte noyau}} = 66 \text{ m.}$$

• **Caractéristiques du noyau :**

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats des caractéristiques du noyau :

Tableau IV. 6 Caractéristiques du noyau.

Caractéristiques du noyau	
Largeur en crête (m)	7,5
Hauteur du noyau (m)	42
Largeur à la base du noyau (m)	35
Pente des talus	0,327

IV.3.3.3 Protection des talus du noyau

a. Parement amont du noyau :

Nous avons prévu l'emploi d'un géotextile de filtration pesant 100 gr/m² afin de protéger le noyau contre l'exfoliation. Ce géotextile est conditionné en rouleaux de 1m × 25m, avec une épaisseur de 20 mm.

b. Parement aval du noyau :

Nous utilisons un géotextile de drainage (de type Géotextile PP 180 gr/m²) pour acheminer les eaux d'infiltration le long du parement aval du noyau, jusqu'à l'extrémité du talus en aval du barrage, où elles seront collectées dans le prisme de drainage.

Ce type de géotextile est conditionné en rouleaux de 1m×20m, avec une épaisseur de 20 mm. La protection de la crête du noyau argileux est assurée par un géotextile d'une épaisseur de 20 mm.

IV.3.3.4 Calcul des drains

1. Dimensionnement du drain tapis :

Le drain tapis est dimensionné avec une épaisseur minimale égale à e = 0.80 mètre.

2. La longueur :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots \dots \dots (IV.14)$$

Avec

L_b : Longueur transversale du barrage, L_b = 268 m.

AN :

$$L_d = 89.33 \text{ m} \approx 90\text{m}$$

IV.3.3.4 Dimensionnement du prisme de drainage :

Les prismes sont les éléments principalement utilisés pour le drainage à l'aval du barrage, présentant les caractéristiques suivantes :

Tableau IV. 7 Caractéristiques de prisme de drainage.

Caractéristique	Valeurs (m)	
Hauteur du prisme	6	
Largeur en crête de prisme	2	
Largeur en base de prisme	9	
Fruit de talus	m1	m2
	1.75	2.2

IV.3.4 La clé d'étanchéité

La clé d'étanchéité est composée du même matériau que celui du noyau. Sa hauteur à partir du terrain naturel est de 5 mètres. La pente des talus de la clé d'étanchéité est de m=1.0.

IV.3.4.1 Ecran para fouille

Dans un souci de sécurité et pour prévenir les débits d'infiltration à long terme, nous envisageons la construction d'un écran para-fouille en paroi moulée, rempli de béton. Cette paroi aura une épaisseur de 1 mètre et doit s'étendre jusqu'à une profondeur de 5 mètres jusqu'au substratum.

IV. 4 Les bermes

Fréquemment, l'aménagement de bermes est envisagé pour optimiser la stabilisation des talus et atteindre d'autres objectifs, comme la facilité d'accès pour l'entretien des talus et l'amélioration de la stabilité. Les bermes, d'une largeur de 2 à 4 mètres, peuvent atteindre jusqu'à 6 mètres en cas de construction de route. Elles intègrent des rigoles latérales destinées à capter et évacuer les eaux de pluie.

➤ **Talus aval :**

Les bermes au talus aval ont pour fonction d'évacuer les eaux de ruissellement et facilitent la réalisation des contrôles. Nous avons suggéré trois bermes de 5 m de largeur pour différentes cotes : 30.5 m NGA, 40 m NGA, 50 m NGA.

➤ **Talus amont**

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont dans le but d'accroître la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposé trois bermes de largeur 5m dans les côtes 29 m NGA , 40 m NGA et 50 m NGA.

IV.5 Estimation du coût des différentes variantes

Le tableau ci-dessous présente les coûts des différentes variantes examinées :

Tableau IV. 8 Coûts des différentes variantes étudiées.

Variante	Matériaux	Quantité	Prix unitaire	Coût	Total
		(m ³)	(DA)	(DA)	(DA)
Digue Homogène	Recharges	2014975	500	1007487500	2439727500
	Rip-Rap	101175	4000	404700000	
	Filtres et Drains	458360	2200	1008392000	
	Géotextile	47870	400	19148000	
Digue Zoné	Recharges	1673380	500	836690000	2493034800
	Noyau	316900	600	190140000	
	Clé d'étanchéité	24690	600	14814000	
	Rip-Rap	101175	4000	404700000	
	Géotextile	95747	400	38298800	
	Filtres et Drains	458360	2200	1008392000	

Conclusion

En se basant sur le tableau IV.8, il est évident que la deuxième variante n'est pas envisageable, car la première option s'avère être la plus économique. Il convient de rappeler que cette option est la mieux adaptée à notre site, étant donné que la quantité de matériaux disponibles ne permet pas la construction d'un barrage homogène en argile. Après avoir pris en compte tous les aspects économiques et techniques, la décision est prise en faveur d'un barrage zoné avec un noyau en argile.

Chapitre V : Conception détaillée de la digue

Introduction

Suite à l'étude des variantes réalisée dans le chapitre précédent, nous avons choisi d'adopter la deuxième variante, à savoir le barrage zoné à noyau d'argile.

Dans ce chapitre actuel, nous allons examiner la conception et l'étude détaillée de la digue, en mettant particulièrement l'accent sur les infiltrations au niveau du corps de la digue ainsi que sur la stabilité des talus.

V.1 Définition du profil général du barrage

Le tableau ci-dessous récapitule le profil général de la digue :

Tableau V.1 Profil général de la digue.

Désignation	Valeurs (m)	
Revanche	1.37	
Hauteur de la digue	43	
Longueur en crête	330	
Largeur en crête	10	
Classification de l'ouvrage	III	
Pente des talus	m1	m2
	3	3

V.2 Protection de talus

Il est envisageable d'apporter une protection partielle aux talus amont et aval contre l'action mécanique des eaux extérieures. À cet effet, nous avons opté pour un revêtement en enrochements, dont les dimensions sont spécifiées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2 Caractéristiques du revêtement.

Epaisseur (m)	0.3
D50 (m)	0.45

V.2.1 Calcul des filtres

Nous choisissons d'utiliser des couches successives de matériaux perméables, avec une granulométrie croissante dans la direction de l'écoulement (concept de filtre inversé).

Lorsqu'un filtre est composé de plusieurs couches, chacune doit remplir la fonction de filtre par rapport à la couche précédente.

Les filtres jouent un rôle capital dans le bon fonctionnement d'un barrage en terre, en particulier en ce qui concerne la sécurité de la structure. Parmi leurs fonctions, on peut citer :

- Placés entre deux couches de granulométries distinctes, ils empêchent les particules fines de la première couche d'être emportées par les eaux d'infiltration à travers les matériaux de plus gros diamètre.
- Placés entre le corps de la digue et sa fondation, surtout lorsque celle-ci est argileuse, ces éléments jouent un rôle crucial en favorisant la consolidation. Leur capacité de drainage réduit les pressions internes et contribue ainsi à renforcer l'ouvrage.

Les filtres doivent rester efficaces en évitant le colmatage et la dégradation par entraînement de leurs propres grains. Ils doivent remplir leur rôle principal, qui est d'empêcher les particules fines du matériau de base d'être entraînées à travers les vides des couches perméables. Le choix du filtre doit satisfaire au critère de Terzaghi : "Les filtres, pour être efficaces, ne doivent pas se colmater ni se dégrader par entraînement de leurs propres grains."

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

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{15}(\text{sol})} > 4 \text{ Condition de perméabilité.}$$

$$\frac{D_{50}(\text{filtre})}{D_{50}(\text{sol})} < 25 \text{ Condition de Parallélisme des courbes granulométriques.}$$

$$\frac{D_{60}(\text{filtre})}{D_{10}(\text{sol})} \leq 20 \text{ Condition d'uniformité du filtre.}$$

Pour construire le fuseau granulométrique nous allons déterminer le D_{15} , D_{50} et D_{60} du filtre

Tableau V.3 Détermination de fuseau granulométrique du filtre.

Granulométrie matériaux de sol à protéger		Granulométrie de filtre	
Dimensions	Valeurs (mm)	Valeurs (mm)	Valeurs (mm)
d_{15}	0.0004	D_{15}	>0.0016
d_{50}	0.007	D_{50}	≤ 0.175
d_{85}	3	D_{85}	< 15

V.2.2 Détermination de fuseau granulométrique de filtre :

Les dimensions granulométriques du filtre se déterminent selon les critères suivants :

$$12 < \frac{F_{15}(\text{filtre})}{B_{15}(\text{sol})} < 40 \dots \dots \dots (\text{V.1})$$

$$12 < \frac{F_{50}(\text{filtre})}{B_{50}(\text{sol})} < 58 \dots \dots \dots (\text{V.2})$$

Avec :

F_{15%} : la dimension des grains du filtre qui, sur la courbe granulométrique, donne le point d'ordonnée 15%.

F_{50%} : la dimension des grains du filtre qui, sur la courbe granulométrique, donne le point d'ordonnée 50%.

B_{15%} : la dimension des grains du matériau de base (sol à protéger) qui, sur la courbe granulométrique, donne le point d'ordonnée 15%.

B_{50%} : la dimension des grains du matériau de base (sol à protéger) qui, sur la courbe granulométrique, donne le point d'ordonnée 15%.

D'après le tableau V.3, on a les dimensions de sol à protéger (Argile), donc on peut tirer le domaine de variation de fuseau granulométrique de filtre.

La première couche de filtre est entre le corps du barrage et la première couche de drain a des limites suivantes

Première plage de variation :

AN :

$$12 * B_{15} < F_{15} < 40 * B_{15}$$

$$0.0048 \text{mm} < F_{15} < 0.016 \text{mm}$$

Et

$$12 * B_{50} < F_{50} < 58 * B_{50}$$

$$0.084 \text{mm} < F_{50} < 0.406 \text{mm}$$

2ème fuseau :

$$12 < \frac{F'_{15}(\text{filtre})}{B'_{15}(\text{sol})} < 40 \dots \dots \dots (V.3)$$

$$12 < \frac{F'_{50}(\text{filtre})}{B'_{50}(\text{sol})} < 58 \dots \dots \dots (V.4)$$

Avec :

$F'_{15\%}$: la dimension des grains du filtre qui, sur la courbe granulométrique, donne le point d'ordonnée 15%.

$F'_{50\%}$: la dimension des grains du filtre qui, sur la courbe granulométrique, donne le point d'ordonnée 50%.

$B'_{15\%}$: la dimension des grains du matériau de base (sol à protéger) qui, sur la courbe granulométrique, donne le point d'ordonnée 15%.

$B'_{50\%}$: la dimension des grains du matériau de base (sol à protéger) qui, sur la courbe granulométrique, donne le point d'ordonnée 15%.

Deuxième plage de variation :

AN :

$$12 * B'_{15} < F'_{15} < 40 * B'_{15}$$

$$0.88 \text{mm} < F'_{15} < 0.296 \text{mm}$$

Et

$$12 * B'_{50} < F'_{50} < 58 * B'_{50}$$

$$2.94 < F'_{50} < 14.21$$

➤ **Vérification de la condition de l'absence de phénomène de renard :**

L'exigence fondamentale imposée aux sols des filtres, qu'ils doivent satisfaire pour éviter le phénomène du renard, est que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\mu_F} (1 + 0.05 \mu_F) \frac{n}{1-n} \dots \dots \dots (V.5)$$

Avec :

$$\mu_F : \text{Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre } \mu_F = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{25}{2} = 12.5 < 20$$

n : porosité en fonction d'unité, $n = n_0 - 0.1 \log(\mu_F)$ et $n_0 = 0.45$ pour les sols argileux

D'où : $n = 0.34$

$$D_5 = 0.08 \text{ mm}$$

$$D_{17} = 0.1 \text{ mm}$$

AN :

$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0.8 > 0.408$$

➤ **Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition) :**

Pour cela, il est suffisant de vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{D_{15(\text{filtre})}}{D_{85(\text{sol})}} \leq 5 \dots \dots \dots (V.6)$$

Avec :

d85 : Diamètre du sol à protéger correspondant à 85% , $d_{85} = 3 \text{ mm}$.

D15 : Diamètre du sol de drain correspondant à 15%, $D_{15} = 0.8 \text{ mm}$.

AN :

$$0.26 \leq 5$$

La condition de Terzaghi étant vérifiée, le filtre est adéquat, et il n'est pas nécessaire d'inclure une zone de transition.

En conclusion, on choisit les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres, qui sont les suivantes :

- Couches horizontales de sables fin : 0.3 m.
- Couche du sable gros 0.45m.
- Couche de gravier 1cm.

V.3 Etude des infiltrations

Les barrages, d'une importance significative, font face à l'une des forces naturelles les plus puissantes : l'eau. Dans le cas des barrages en terre, il est impératif de ne pas minimiser l'impact des infiltrations, car ces structures sont composées de matériaux bruts et poreux. Négliger ce facteur pourrait entraîner une détérioration de l'ouvrage.

L'objectif de cette section est de traiter les aspects suivants :

- La zone submergée du corps de la digue.
- Les pressions interstitielles.
- Le tracé de la ligne de saturation.

V.3.1 Le débit de fuite à travers le corps

V.3.1.1 La ligne de saturation

KOZENY a démontré que, dans le contexte d'un barrage en terre, la ligne de saturation peut être approximée, dans sa partie médiane, par une parabole dont l'axe est horizontal. Ce type de barrage est équipé d'un drain qui abaisse le niveau de la nappe phréatique. La parabole de KOZENY a pour foyer l'extrémité amont du drain, à laquelle se connecte la ligne de saturation. L'équation de cette parabole est exprimée par :

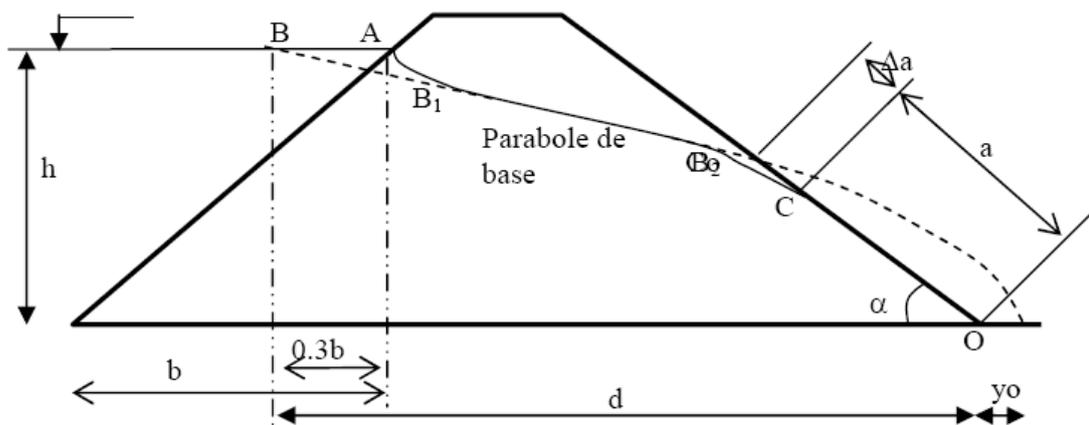
$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \dots\dots\dots(V.7)$$

Où :

$$y_0 = \sqrt{He^2 + d^2} - d^2 \dots\dots\dots(V.8)$$

- d: La largeur en base du barrage diminuée de $0.7b'$;
- b: La projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

La ligne de saturation est déterminée pour une hauteur d'eau correspondante au NNR.



Source : photocopié Mr. M.K. MIHOUBI, Calcul d'infiltration

Figure V.1 Tracé de la ligne de saturation cas d'un barrage homogène

Au NNR: $H_e = 36.65$ m.

$$b = m_n \cdot H_e$$

$$b = 11.98 \text{ m};$$

Largeur à la base du noyau :

$$L_b = 35 \text{ m};$$

$$d = L_b - 0,7 \cdot b$$

$$d = 26.61 \text{ m.}$$

Donc :

$$y_0 = 18.68 \text{ m.}$$

Les coordonnées de la courbe de saturation sont obtenues à partir de l'équation suivante :

$$y^2 = 37.72x + 355.70$$

À partir de cette équation, on peut calculer les coordonnées de la parabole, qui sont répertoriées dans le tableau suivant :

Tableau V.4 Coordonnées de la parabole de KOZENY

X	Y	X	Y
0	18,86	16	30,97
2	20,76	18	32,17
4	22,51	20	33,32
6	24,13	22	34,43
8	25,64	24	35,51
10	27,07	26	36,56
12	28,43	37,57	37,57
14	29,73	38,57	38,57

Le point C₀ de la parabole avec la face aval du noyau traduit en coordonnées polaire ;

L'origine étant au foyer O par la relation :

$$\rho = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} \dots \dots \dots (V.9)$$

Où :

ρ : rayon polaire ;

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

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

$$\Delta a = C_0C \dots \dots \dots (V.10)$$

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

$$\rho = a + \Delta a \dots \dots \dots (V.11)$$

$$\theta = \alpha \dots \dots \dots (V.12)$$

Nous aurons alors : $a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha}$

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

On a : $\alpha = 72^\circ$

D'où d'après l'abaque : $\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0.28$

$$\rho = a + \Delta a = 27.03 ;$$

$$\Delta a = 0,28(a + \Delta a) = 7.56 ;$$

$$\Delta a = 7.56 \text{ m et } a = 19.47 \text{ m.}$$

V.3.1.2 Débit d'infiltration

➤ **A travers la digue**

Selon la loi de Darcy, le débit d'infiltration est donné par :

$$q = K.I.A \dots \dots \dots (V.13)$$

Avec :

q : débit d'infiltration (m²/s/ml).

I : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité. (K=0.2x 10⁻⁸ cm/s).

A : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est calculé par :

$$I = \frac{dy}{dx} \text{ et } A = y.I$$

Donc :

$$q = k.y. \frac{dy}{dx} \dots \dots \dots (V.15)$$

Avec :

$$y \frac{dy}{dx} = y_0 \dots \dots \dots (V.16)$$

D'où:

$$q = k \cdot y_0 \text{ m}^3/\text{s/ml} \dots \dots \dots (V.17)$$

$$y_0 = 18.68$$

AN:

$$q = 3.73 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

➤ **À travers la fondation**

Dans notre cas la fondation du barrage est pratiquement imperméable (fondation rocheuse avec une perméabilité presque nul $K_f = 1.07 \cdot 10^{-9} \text{ cm/s}$).

V.4 Etude de stabilité

Les approches de calcul pour évaluer la stabilité des barrages, examiner les déplacements, et analyser le risque de rupture de la pente sont destinées à établir la capacité d'une structure à résister aux contraintes de cisaillement le long des surfaces potentielles de glissement. Ces contraintes résultent des surcharges, des pressions exercées par l'eau (et éventuellement des forces sismiques), ainsi que des charges permanentes associées au poids du remblai et aux inclinaisons des talus.

La solution, représentée par le cercle de glissement le plus défavorable, est conditionnée par la position de son centre et la valeur de son rayon. On peut l'obtenir à l'aide de diverses méthodes, qu'elles soient analytiques, graphiques, ou une combinaison des deux. Parmi les approches les plus simples et fréquemment utilisées figure la méthode de FANDEEV.

L'élément crucial réside dans la détermination du coefficient de sécurité F dans les trois scénarios suivants :

1. **Fin de construction (talus aval et amont)** : les pressions interstitielles ne sont pas prises en considération car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées.

2. **Fonctionnement normale (talus aval)** : le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés (la ligne de saturation est donnée par l'écoulement à travers le corps du barrage en tenant compte des diverses perméabilités).

3. **Vidange rapide (talus amont)** : désigne une baisse brusque de la retenue ; la pression interstitielle induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont.

V.4.1 Méthode de FELLENIUS

La stabilité des talus peut être évaluée par diverses méthodes, mais la méthode grapho-analytique (méthode des tranches) de Fellenius, basée sur le calcul en rupture circulaire, est fréquemment utilisée.

L'étude de la stabilité d'un remblai peut être abordée de deux manières :

1. Par un calcul de vérification de la stabilité, avec des valeurs caractéristiques du remblai fixées et/ou déterminées à priori.
2. Par une série de calculs de dimensionnement, où l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus, etc.) jusqu'à atteindre le coefficient de sécurité souhaité.

De manière schématique, on distingue deux formes d'instabilité mécanique :

- Le glissement des talus : avec différents types tels que le glissement circulaire sur un talus (où le cercle de glissement peut parfois recouper la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres), le glissement en cascade, et le glissement en puits renard.
- L'instabilité mécanique en fondation, qui se manifeste lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la côte du plan d'eau amont.

La figure présente les forces exerce par une tranche du sol.

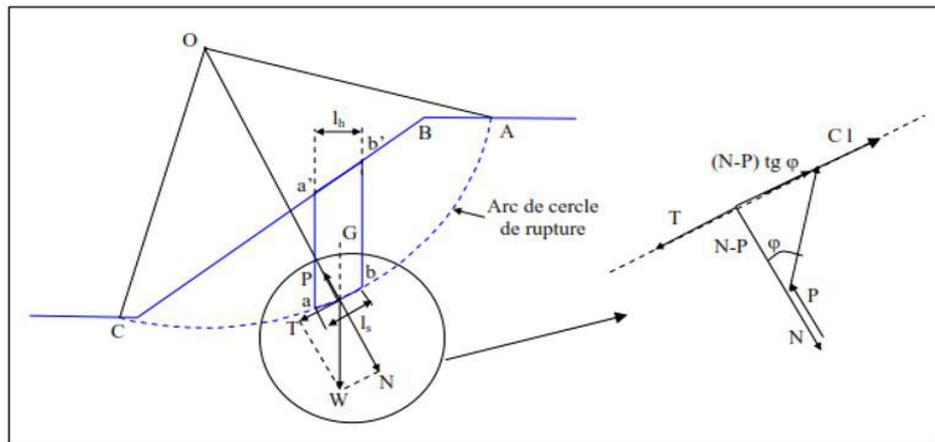


Figure V.2 Schéma détaillé de la méthode de Fellenius.

➤ **Conséquences de l'instabilité des talus :**

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe).
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau.
- Interception et remontée de la ligne de saturation, avec augmentation du débit de fuite (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (talus aval et talus amont).
- Fonctionnement normal (talus amont et talus aval).
- Lors d'une vidange rapide (talus amont).

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique implique la détermination du coefficient de stabilité "K". Ce coefficient est calculé en divisant le moment des efforts de stabilité par le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport au centre de glissement du terrain. La condition de stabilité est considérée comme satisfaisante si ce coefficient est supérieur ou égal au coefficient admissible.

k_{adm} est déterminé d'après le tableau ci-après :

Tableau V.5 Coefficient de stabilité admissible des talus.

	Classe de l'ouvrage
--	----------------------------

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

Notre barrage appartient à la classe II, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,15 - 1,20$
- avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05 - 1,10$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissibles afin de vérifier la stabilité de nos talus.

➤ **Ordre de calcul (Méthode des tranches) :**

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

$$R_1 = K_1 H_b \dots \dots \dots (V.18)$$

$$R_2 = K_2 H_b \dots \dots \dots (V.19)$$

Hb : Hauteur totale du barrage ($H_b=43m$).

- Tracer une droite oblique à partir du point A faisant un angle de 85° avec la droite qui lie les deux extrémités de talus.

(K_1-K_2) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau suivant :

Tableau V. 6 Les valeurs admissibles des coefficients de sécurité.

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

La pente de notre talus et les coefficients sont résumés au tableau :

Tableau V. 7 Récapitulation des résultats

Talus	Pente du talus	K1	K2	R1 (m)	R2 (m)
Amont	3	1,0	2,3	43	98,9
Aval	3	1,0	2,3	43	98,9

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons R1 et R2 avec les deux lignes (verticales, inclinées) définit la zone des cercles. Ensuite, on trace une courbe de rayon "R" qui doit rester dans la limite du talus aval, c'est-à-dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain adjacente au talus aval, en indiquant le centre de glissement "o".

On divise la zone délimitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0,1R$. On numérote toutes les parties à gauche avec des chiffres positifs et les parties à droite avec des chiffres négatifs, en commençant par la partie "zéro" située sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F_f ».
3. Forces de pressions interstitielles « U ».
4. Forces de Cohésion « F_c ».
5. L'effort du séisme « $T'n$ ».

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

Composante normale (forces stabilisatrices) :

$$N = G_i \cos \alpha \dots \dots \dots (V.20)$$

Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :

$$T = G_i \sin \alpha \dots \dots \dots (V.21)$$

Avec :

α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

V.4.2 Les forces agissant sur une tranche

1. Force de pesanteur (poids de la tranche) :

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

$$G_i = b \sum (\gamma_i h_i) \dots\dots\dots(V.22)$$

Avec :

G_i : poids propre de la tranche (tonne).

γ : poids volumique du massif correspondant (en dessous, au-dessus de la ligne de saturation et des fondations).

b : largeur d'une tranche ($b=R/10$).

h_i : la hauteur de la tranche (m).

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

$$\gamma_h = (1-n) * \gamma_s * (1+W) \dots\dots\dots(V.23)$$

Avec :

γ_h : poids volumique humide du sol (t/m³).

γ_s : poids volumique spécifique des grains solides (t/m³).

n : porosité du sol en fraction d'unité.

W : teneur en eau en fraction d'unité.

Le poids volumique du sol saturé est déterminé selon l'expression suivante :

$$\gamma_{sat} = 1 + (1-n) * (\gamma_s - \gamma_w) \dots\dots\dots(V.24)$$

Avec :

γ_{sat} : poids volumique saturé du sol (t/m³).

γ_s : poids volumique des grains solides (t/m³).

γ_w : poids volumique d'eau (t/m³).

n : porosité en fraction d'unité

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

$$\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \dots\dots\dots(V.25)$$

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

$$N_n = G_i \cos(\alpha) = b\gamma_i \Sigma h_i \cos(\alpha) \dots\dots\dots(V.26)$$

$$T_n = G_i \sin(\alpha) = b\gamma_i \Sigma h_i \sin(\alpha) \dots\dots\dots(V.27)$$

Avec :

N_n : composante normale stabilisatrice.

T_n : composante tangentielle déstabilisatrice au cercle de glissement.

Où :

$$\sin(\alpha) = \frac{\text{Numéro d'ordre de la section}}{\text{nombre totale des tranches}} \dots\dots\dots(V.28)$$

$$\cos(\alpha) = \sqrt{1 - \sin^2(\alpha)} \dots\dots\dots(V.29)$$

2. Force de pressions inertielles :

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

$$U_i = \gamma_w * h * dl \dots\dots\dots(V.30)$$

Avec :

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

3. Force de cohésion :

La force de cohésion est donnée par la formule suivante :

$$F_r = (N_n - U_i dl) \text{tg} \varphi = (G_i * \cos(\alpha) - U_i dl) \text{tg} \varphi \dots\dots\dots(V.31)$$

Avec :

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

4. Force sismique :

La force sismique est donnée par la formule suivant :

$$T'_n = a * G_i \dots\dots\dots(V.32)$$

Avec :

a : coefficient de séisme (0.20 tiré à partir de règlement para-séismique de l'Algérie).

Gi : poids de la tranche (tonne).

V.4.3 Classement des forces

➤ **Forces stabilisatrices :**

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

$$\sum M_{résistant}^t = \sum_{i=1}^n R \cdot [C_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos(\alpha) - U_i \cdot l_i) \cdot \tan \phi_i] \dots \dots \dots (V.33)$$

➤ **Forces déstabilisatrices :**

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

$$\sum M_{moteur}^t = \sum_{i=1}^n R \cdot W_i \cdot \sin(\alpha) = R \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin(\alpha) \dots \dots \dots (V.34)$$

V.4.4 Coefficient de sécurité admissible

Une fois que le coefficient de sécurité a été établi, il est essentiel de déterminer si l'ouvrage est stable. Pour cela, il est nécessaire de comparer le coefficient critique à un coefficient considéré comme admissible. Ce coefficient de sécurité est déterminé en fonction de l'expérience et peut varier en fonction des sollicitations normales ou exceptionnelles.

Tableau V.5 Valeurs des coefficients de stabilité admissibles.

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

Notre barrage appartient à la classe II, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,15 - 1,20$

- avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05 - 1,10$

V.4.5 Détermination de coefficient Fss et Fas pour les différents cas de sollicitations

➤ **Cas de Fin de construction (Retenue vide) :**

Sans séisme : $K_{SS} = \frac{\sum N_n tg\varphi + \sum Cdl}{\sum T_n} \dots\dots\dots(V.35)$

Avec séisme : $K_{as} = \frac{\sum N_n tg\varphi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots(V.36)$

➤ **Fonctionnement normal (talus aval) :**

Sans séisme : $K_{SS} = \frac{\sum (N_n - P) tg\varphi + \sum Cdl}{\sum T_n} \dots\dots\dots(V.37)$

Avec séisme : $K_{as} = \frac{\sum (N_n - P) tg\varphi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots(V.38)$

➤ **Vidange rapide (talus amont)**

Sans séisme : $K_{SS} = \frac{\sum N_n tg\varphi + \sum Cdl}{\sum T_n} \dots\dots\dots(V.39)$

Avec séisme : $K_{as} = \frac{\sum N_n tg\varphi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots(V.40)$

les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau V.9 :

Tableau V. 8 Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Cas de sollicitation		Coefficients de sécurité	
		Sans séisme ($K_{SS,adm} = 1,15 - 1,20$)	Avec séisme ($K_{as,adm} = 1,05 - 1,10$)
Fin de Construction	Talus aval R ₁ =104.96m R ₂ =105.57m R ₃ =113.48m R ₄ =121.27m R ₅ =128.71m R ₆ =155.30m	2.58 2.34 1.83 2.31 1.81 1.40	1.73 1.61 1.31 1.57 1.28 1.10
	Talus amont R ₁ =111.20m R ₂ =114.54m R ₃ =131.53m R ₄ =141.17m R ₅ =142.94m R ₆ =144.68m	2.14 2.30 2.05 1.80 1.39 1.83	1.47 1.56 1.43 1.28 1.10 1.31
Fonctionnement Normal	Talus aval R ₁ =100.90m R ₂ =105.66m R ₃ =110.94m R ₄ =121.84m R ₅ =126.73m R ₆ =147.00m	2.84 2.57 2.58 2.54 2.31 2.00	1.90 1.81 1.66 1.64 1.54 1.38
Vidange Rapide	Talus amont R ₁ =99.95m R ₂ =102.74m R ₃ =115.79m R ₄ =118.85m R ₅ =133.46m R ₆ =145.14m	2.36 2.68 2.05 2.35 1.81 1.86	1.59 1.82 1.44 1.57 1.25 1.41

Conclusion

En observant les résultats, il est évident que les coefficients de sécurité calculés pour diverses sollicitations dépassent systématiquement les coefficients de sécurité admissibles, qu'il s'agisse de situations avec ou sans séisme. Par conséquent, la stabilité des pentes de notre ouvrage est solidement établie.

Chapitre VI : Ouvrages Annexes

Introduction

La conception typique d'un barrage implique la construction d'une structure artificielle qui crée une retenue en interceptant un cours d'eau. Ainsi, il s'agit d'une infrastructure qui vise à gérer les eaux de surface, notamment les eaux de pluie.

Différents types de barrages sont érigés à travers le monde, tels que les barrages-poids, les barrages-voûtes, les barrages mixtes poids-voûte, et enfin les barrages en remblai. La planification de ces derniers nécessite la prévision d'ouvrages annexes adaptés à leur configuration spécifique, en prenant en compte des éléments tels que le type de barrage, sa fondation, les caractéristiques géographiques des rives de la vallée, la topographie du site, ainsi que bien d'autres paramètres.

Parmi les ouvrages complémentaires associés aux barrages, on trouve :

- L'évacuateur de crues (structure destinée à gérer les crues).
- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de vidange de fond.

Le dimensionnement de ces ouvrages requiert des études géologiques et hydrologiques essentielles pour acquérir une connaissance approfondie du terrain, déterminer les caractéristiques physiographiques et morphologiques du site, ainsi que pour évaluer le débit maximal en cas de crue.

VI.1 Ouvrage d'évacuation de crues

Les évacuateurs des crues sont conçus pour garantir le déversement sécurisé des crues exceptionnelles lorsque la retenue atteint sa capacité maximale, évitant ainsi tout risque de débordement sur la digue ou d'érosion potentiellement nuisible pour la structure.

VI.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue

Les principaux éléments à examiner lors de la sélection d'un évacuateur de crues comprennent

1. La fiabilité et la sécurité opérationnelle.
2. Les défis liés à la mise en œuvre.
3. Les caractéristiques topographiques du site.
4. Les conditions géologiques du site.
5. La simplicité d'entretien.
6. La flexibilité pour des ajustements éventuels.
7. Les implications financières liées à la construction de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories, selon les principes types :

- a. l'évacuateur à écoulement libre.
- b. L'évacuateur par puits noyé.

VI.1.2 Différents types d'évacuateurs de crues

Les évacuateurs de crue sont classés en deux types en fonction de leur mode de fonctionnement hydraulique :

- Les évacuateurs de surface
- Les évacuateurs en charge

➤ **Evacuateurs de surface :**

C'est le type le plus couramment utilisé et le plus fiable. Il se présente sous la forme d'un chenal ouvert creusé dans les berges du cours d'eau, situé à proximité d'une extrémité de la digue. Son emplacement est déterminé par les conditions topographiques et géologiques du site. En général, il est constitué de :

- Un canal d'amenée qui guide le courant vers le passage
- Un seuil qui détermine le débit d'écoulement
- Un chenal d'évacuation qui relie l'ouvrage au lit principal du cours d'eau. Le revêtement de ce chenal dépend de la nature des sols de fondation.

L'évacuateur de surface peut être positionné de deux manières :

- Déversoir latéral : latéralement à l'axe du barrage sur une rive.
- Déversoir frontal : parallèlement à l'axe du barrage.

➤ **Evacuateur en charge :**

Ce type d'ouvrage présente un écoulement en charge de type puits ou siphon. Le déversoir lui-même peut être circulaire ou semi-circulaire, où l'eau est évacuée par chute verticale dans la conduite d'entrée. Il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre, ainsi que par un dissipateur d'énergie en aval.

L'évacuateur en siphon se compose d'une simple conduite fonctionnant par aspiration, installée sur le corps du barrage ou intégrée dans la digue. Des grilles placées à l'entrée de l'évacuateur empêchent l'obstruction par les corps flottants.

VI.1.3. Choix de la variante

La construction de l'évacuateur de crue vise à prévenir les problèmes de submersion du barrage en terre lors d'une crue exceptionnelle ou de la rupture de la digue. Ainsi, la mise en place d'un évacuateur latéral à entonnement latéral s'adapte de manière optimale aux conditions topographiques du site. Ses ouvrages sont placés à la rive droite du site retenu car elle est mieux favorable que la rive gauche du point de vue hydraulique (pente, longueur et la topographie ...).

➤ **Constitution de l'ouvrage :**

L'évacuateur de crues est composé des éléments suivants :

- Canal d'amenée
- Un déversoir.
- Auge de réception (boite).
- Chenal d'écoulement.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Canal de fuite (canal de restitution).

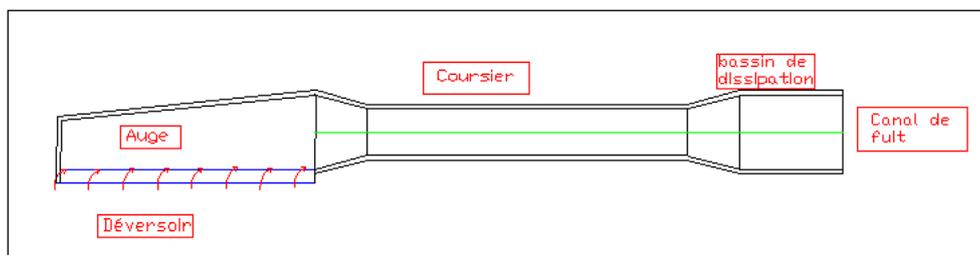


Figure VI.1 Description de l'évacuateur de crue latéral (Vue sur plan).

VI.1.4 Dimensionnement de l'évacuateur de crue

Pour effectuer le calcul hydraulique de l'évacuateur de crue, les données suivantes sont nécessaires :

Tableau VI.1 Donnée de calcul hydraulique l'évacuateur de crue

Paramètres	Valeurs
Débit maximum à évacuer	899,21 m ³ /s
Largeur déversante	80 m
Charge hydraulique au-dessus du déversoir	3m

VI.1.4.1 Le canal d'approche

Appelé canal d'aménée, l'objectif est de diriger les eaux d'évacuation vers le déversoir tout en assurant un écoulement fluvial sur le seuil de déversement. Le tronçon d'entrée dans le canal d'approche doit être convergent, donc on considère que la section est trapézoïdale. La vitesse d'approche (V_a) doit être calculée pour évaluer l'influence de l'écoulement sur le canal d'approche. Elle est déterminée par la formule suivante :

1. La vitesse d'approche

Elle est donnée par la formule :

$$V = \frac{Q}{S_{can}} \dots \dots \dots (VI.1)$$

Avec :

Q : Débit à évacuer (m³/s), **Q = 899.21 m³/s**

H: Charge d'eau (m), **H = h + P.**

S_{can} : Section du canal en (m²) ; **S = H x b**

P : Hauteur de pelle en (m), $0.4 < \frac{P}{h} < 1.6$ **P = 3 m**

h : Lame déversant en (m), **h = 3 m**

b : largeur du déversoir, **b = 80 m**

$$\mathbf{H = 6 m}$$

$$\mathbf{V = 1.87 m/s}$$

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est (4.4÷10) m/s, $V < V_{adm}$, donc pas de risque d'érosion

2. Hauteur du mur du canal d'approche

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante :

$$Re = 0.6 + 0.05V(H)^{1/3} \dots \dots \dots (VI.2)$$

$$Re = 0.77 m$$

La hauteur du mur est :

$$Hm = H + R \dots \dots \dots (VI.3)$$

Hm = 6.77 m nous prenons **Hm = 7 m**

3. Longueur du canal d'approche

Selon le plan topographique, la longueur du canal d'approche est de 84 mètres.

VI.1.4.2 Déversoir et canal latéral

Le concept fondamental implique la collecte des eaux du barrage. Sa dimension est calculée en tenant compte des contraintes de stabilité et du pic de débit du hydrogramme de crue. Nous optons pour un déversoir à profil Creager, qui présente l'avantage d'éviter toute suppression susceptible de déclencher la cavitation et l'érosion par la suite.

Les caractéristiques de l'écoulement dans un déversoir dépendent de sa géométrie. C'est pourquoi nous avons choisi un déversoir à paroi mince de profil Creager afin de prévenir tout risque de cavitation.

La figure ci-dessous illustre les dimensions du déversoir :

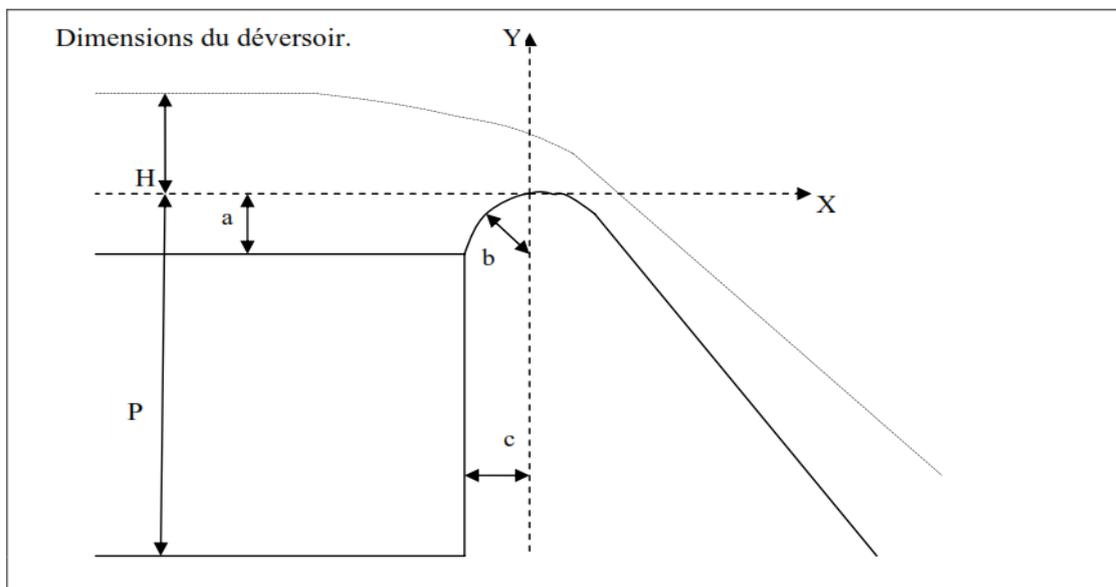


Figure VI.2 Dimensions caractéristiques et géométrie du déversoir.

Avec a, b et c sont déterminé comme suit :

$$a = 0.12 \times H = \mathbf{0.72 \text{ m}}$$

$$b = 0.4 \times H = \mathbf{2.4 \text{ m}}$$

$$c = 0.3 \times H = \mathbf{1.8 \text{ m}}$$

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante :

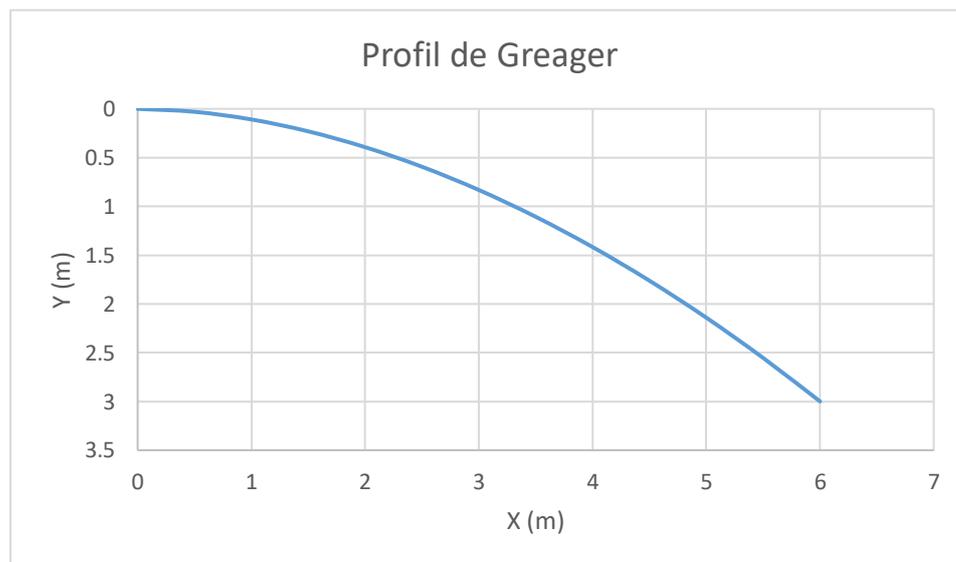
$$y = \frac{x^{1.85}}{2 \times H^{0.85}} \dots \dots \dots (\text{VI.4})$$

Avec :

H : la charge sur le déversoir

Tableau VI. 2 Coordonnées du profil de Greager

x(m)	y(m)
0	0
0,5	0,03024
1	0,10903
1,5	0,23084
2	0,39305
2,5	0,59392
3	0,83218
3,5	1,1068
4	1,41694
4,5	1,76191
5	2,1411
5,5	2,55395
6	3

**Figure VI.3** Schéma du profil du seuil déversant type Creager.

- **Calcul hydraulique**

Du point de vue hydraulique, les auge prismatiques sont préférables. Cependant, pour des raisons économiques, on a opté pour la conception d'une auge divergente orientée dans le sens de l'écoulement.

Etapas du calcul :

On considère une vitesse d'écoulement admissible $V = 6 \text{ m/s}$, un coefficient de rugosité de Manning $n = 0,014 \text{ s/m}^{(1/3)}$, et un coefficient de débit pour le seuil déversoir $m = 0,49$.

On prend $L = 80\text{m}$. Divisons cette longueur en 10 sections et trouvons les grandeurs de calcul nécessaires dont les valeurs sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 récapitulatif du canal latéral.

Section N°	X_i	Q_i	v	b_i	h_i	I	I_{moy}	Δh
1	10	112,72	2,5	22,5	2,00	0,02768	0,02768	0,22146
2	18	202,89	3	24,5	2,76	0,02168	0,02468	0,19747
3	24	270,52	3,5	26	2,97	0,02529	0,02348	0,18788
4	32	360,69	4	28	3,22	0,02783	0,02656	0,21248
5	40	450,87	4,5	30	3,34	0,03214	0,02999	0,23988
6	48	541,04	5	32	3,38	0,03785	0,03499	0,27995
7	56	631,21	5,5	34	3,38	0,04493	0,04139	0,33113
8	64	721,39	6	36	3,34	0,05344	0,04919	0,39349
9	72	811,56	6	38	3,56	0,04670	0,05007	0,40057
10	80	899,21	6	40	3,75	0,04179	0,04425	0,35398

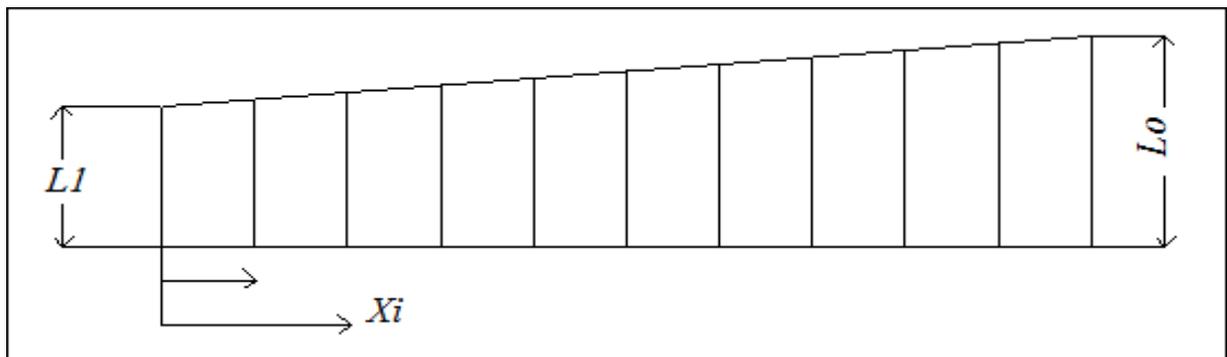


Figure VI.4 Tranches de calcul de la largeur déversante.

Dans le tableau VI.3 la distance de la section considérée comptée à partir de l'extrémité de l'auge de réception pour un écoulement libre par le déversoir. Le débit à travers la section considérée est calculé par la formule :

$$Q_x = m \cdot x \cdot \sqrt{2g} \cdot H^2 \dots \dots \dots (VI.5)$$

On fait varier la vitesse de l'écoulement ($v = 3$ jusqu'au 6 m/s) entre les sections et b_i entre 22 et 40m .

Avec

b_i : largeur de l'auge dans chaque section.

v : vitesse moyenne d'écoulement dans chaque section.

Le tirant d'eau moyen dans chaque section est égale a :

$$h=Q/bv.....(VI.6)$$

La pente de la ligne d'eau dans chaque section est calculée par la formule de Chezy

$$I = \frac{v}{C.R^2}.....(VI.7)$$

Où :

C : coefficient de Chézy $C=R^{1/6}/n$

R : rayon hydraulique dans la section considérée.

La pente moyenne est égale à la moyenne arithmétique des pentes des sections adjacentes :

$$I = \frac{I_n+I_{n-1}}{2}.....(VI.8)$$

La perte de charge entre deux sections adjacents est égale à :

$$\Delta h=l.i_{moy}.....(VI.9)$$

Où :

l : la distance en mètre entre les sections adjacentes considérées.

Considérons la côte de fond dans la première section c.-à-d. Au début de l'auge égale a la cote du seuil déversoir soit 60.65 m, la côte initiale de la ligne d'eau dans l'auge est : $332,65+H=63,65m$

Tableau VI.4 Récapitulatif des côtes de la ligne d'eau et d'auge.

Section N°	Côte ligne d'eau (m)	Côte de l'auge (m)
1	63,65	60,65
2	63,43	58,65
3	63,23	57,89
4	63,04	57,68
5	62,83	57,43
6	62,59	57,31
7	62,31	57,27
8	61,98	57,27
9	61,59	57,31
10	61,19	57,09

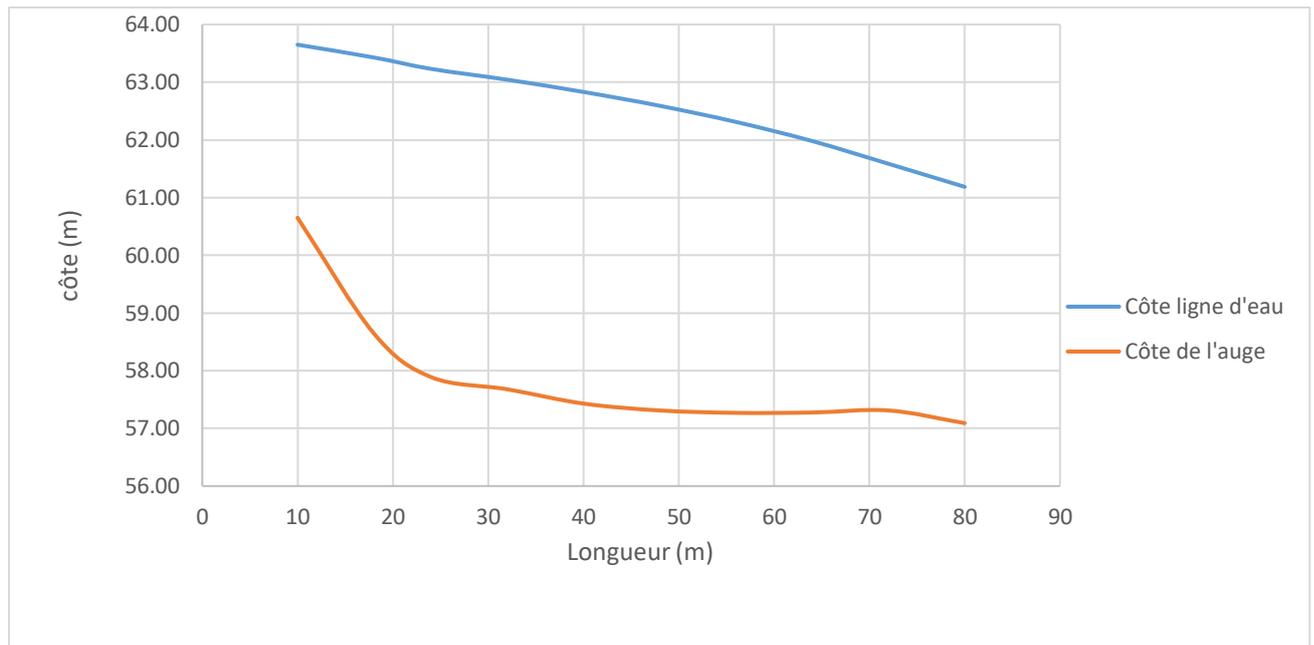


Figure VI.5 Profil en long du canal latéral.

✓ **Détermination des hauteurs des murs bajoyers**

Pour le déversoir est le canal latéral la hauteur des murs bajoyers doit être au même niveau que celle de la crête de la digue (67.00m).

VI.1.4.3 Chenal d'écoulement

Les conditions topographiques du site nécessitent de projeter un chenal d'écoulement qui suit directement l'auge de déversoir, ce dernier il est de forme prismatique de longueur de 60m et une pente de 0.1%. Le régime d'écoulement doit être fluvial où la pente du fond est inférieure à la pente critique.

A. Profondeur critique

La profondeur critique pour une section rectangulaire est calculée par la formule suivante :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}} \dots \dots \dots (VI.10)$$

Avec :

Q : Débit à évacuer (m³/s), **Q = 899.21 m³/s**

b : largeur du chenal, **B = 40m**

g : l'accélération de pesanteur, **g = 9.81m/s**

$$h_c = 3.72 \text{ m}$$

B. Pente critique

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour h = h_c

$$I_{cr} = \left[\frac{Q(B+2 \times h_c)^{2/3}}{K(B \times h_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots(VI.11)$$

Avec :

K : coefficient de Manning-Strickler, **K= 67**

$$I_{cr} = 0.00177 = 0.177 \%$$

$$0.1\% < 0.175 \% \Rightarrow I < I_{cr}$$

La condition de la pente pour le chenal d'écoulement est vérifiée.

C. Profondeur normale

Cette profondeur se déduit de la formule de Cheezy :

$$Q = S.C\sqrt{R.I} \dots\dots\dots(VI.12)$$

Avec :

S : section du coursier

I : pente du coursier,

C_n : coefficient de Chézy

R : rayon hydraulique

$$C=R^{1/6}/n \dots\dots\dots(VI.13)$$

n : coefficient de rugosité, n=0.014 (revêtement en béton).

R : Rayon hydraulique en m.

$$R = \frac{S}{P} = \frac{Bh_n}{2h_n+B} \dots\dots\dots(VI.14)$$

Avec :

P : Le périmètre mouillé en m.

B : La largeur du chenal d'écoulement en m.

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante :

$$Q = \frac{1}{n}. I^{1/2}. (B. h_n)^{5/3}. (2h_n + B)^{-2/3} \dots\dots\dots(VI.15)$$

La résolution de cette équation se fait par la méthode des itérations. Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau suivant.

D'où :

$$h_n = 4.26 \text{ m}$$

$h_n > h_c \Rightarrow$ La condition pour la hauteur normale dans le chenal d'écoulement est vérifiée et l'écoulement est fluvial.

D. Détermination de la hauteur des murs bajoyers

A l'amont du chenal d'écoulement la hauteur des murs bajoyers va atteindre le niveau de la crête de la digue ($N_{cr}=67.00m$).

A l'aval la hauteur est déterminée par :

$$H_{baj} = Y_{av} + R \dots \dots \dots (VI.16)$$

Avec :

$$R = 0.06 + 0.05 * V_{av} * Y_{av}^{1/3}$$

$$Y_{av} = 3.72 \text{ m et } V_{av} = 5.443 \text{ m/s}$$

$$R = 0.481m.$$

Donc

$$H_{baj} = 3.72 + 0.481 = 4.201m$$

$$H_{baj} = 5 \text{ m.}$$

VI.1.4.3 Le coursier

Le coursier succède au chenal d'écoulement et guide l'eau du convergent vers le bassin de dissipation.

Le coursier a la forme d'un canal rectangulaire de largeur de 40 m et sera constitué par deux tronçons dont les pentes géométriques (suivant le terrain naturel) sont respectivement:

$I_1=9\%$ sur une longueur de 70m et $I_2=40\%$ sur une longueur de 90m.

A. Profondeur critique

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 \cdot B}{g \cdot S^3} = 1 \dots \dots \dots (VI.17)$$

Pour un canal rectangulaire

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}} \dots \dots \dots (VI.18)$$

Avec :

B : est la largeur du coursier égale à 40 m

$$h_c = 3.72 \text{ m}$$

B. La pente critique

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que le canal devrait avoir pour que la profondeur normale du courant considéré soit égale à la profondeur critique.

Pour calculer I_{cr} , nous utiliserons la relation du régime uniforme.

$$Q = S_c \cdot C \sqrt{R_c \cdot I_c} \dots \dots \dots (VI.19)$$

Avec celle du régime critique.

$$\frac{Q^2 \cdot b}{g \cdot S_c^3} = 1 \dots \dots \dots (VI.20)$$

Pour une section rectangulaire ($S=h \cdot b$) conduit à :

$$I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C_c^2 \cdot R_c} \dots \dots \dots (VI.21)$$

Avec :

I_{cr} : pente critique

R_c : rayon critique

$$R_c = S_c / P_c \dots \dots \dots (VI.22)$$

S_c : section critique

$$S_c = b \cdot h_c \dots \dots \dots (VI.23)$$

P_c : périmètre critique

$$P_c = 2 \times h_c + b \dots \dots \dots (VI.24)$$

C_c : coefficient de Chézy

$$C_c = R_c^{1/6} / n \dots \dots \dots (VI.25)$$

n : coefficient de rugosité, $n=0.014$ (revêtement en béton).

La pente critique est :

$$I_{cr} = \frac{9.81 \times 5.20}{90.44^2 \cdot 4.12} = 0.0022$$

$I_{cr} = 0.22\%$

Tableau VI. 5 Récapitulatif des résultats de la pente critique

S_c (m²)	148.8
P_c (m)	47.44
R_c (m)	3.14
C_c (m⁻⁶)	86.44
I_{cr} (%)	0.15

La pente et la profondeur critique sont les mêmes pour les deux tronçons.

C. Calcul de la profondeur normale

La profondeur normale représente la profondeur du courant en régime uniforme. Elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme, également connue sous le nom de formule de Chézy.

$$Q = S \cdot C \sqrt{R \cdot I} \dots \dots \dots (VI.26)$$

Avec :

- S** : section du coursier
- I** : pente du coursier,
- C_n** : coefficient de Chézy
- R** : rayon hydraulique

En effectuant la substitution de la même manière que pour le chenal d'écoulement, nous obtiendrons :

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (b \cdot h_n)^{5/3} \cdot (2h_n + b)^{-2/3} \dots \dots \dots (VI.27)$$

- Pour le premier tronçon :

$$I_1 = 9\%$$

$$h_{n1} = 1.06 \text{ m}$$

- Pour le premier tronçon :

$$I_2 = 40\%$$

$$h_{n2} = 0.78 \text{ m}$$

$$V_n = \frac{Q}{b \cdot h_n} \dots \dots \dots (VI.28)$$

$$V_{n1} = 21.20 \text{ m/s}$$

$$V_{n2} = 28.82 \text{ m/s}$$

Nous constatons que pour les deux tronçons $h_n < h_{cr}$ et $I_n > I_{cr}$, donc le régime d'écoulement est torrentiel et le canal à forte pente.

D. Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

- **Méthode indirecte d'intégration numérique**

Cette méthode constitue une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques. L'équation à résoudre, en supposant $dQ/dx = 0$, est :

$$dx/dy = (S_0 - S_f) / (1 - Fr^2) \dots \dots \dots (VI.29)$$

Avec :

S_0 : 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 :

$$\frac{\Delta x}{\Delta y} = \frac{S_0 - (n^2 Q^2) / (A^2 R^{4/3})}{1 - (Q^2 B) / (g A^3)} \dots \dots \dots (VI.30)$$

Des valeurs arbitraires sont attribuées à y_i , et la distance Δx correspondante aux profondeurs y_i est calculée. Ensuite, on détermine la profondeur moyenne. $y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2}$

Cette valeur est utilisée pour calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen. On calcule Δx pour chaque valeur de y_i en utilisant y_{moy} , et on l'ajoute aux Δx cumulés jusqu'à cette étape. Si la somme dépasse la longueur L , on continue avec une valeur de $y_i' < y_i$ jusqu'à ce que la somme des Δx soit égale à la longueur L du coursier.

Dans notre situation, il est toujours vrai que $y_i < y_0$ (correspondant à la courbe de remous de type S2).

Les résultats de calcul sont représentés dans L'Annexe 06:

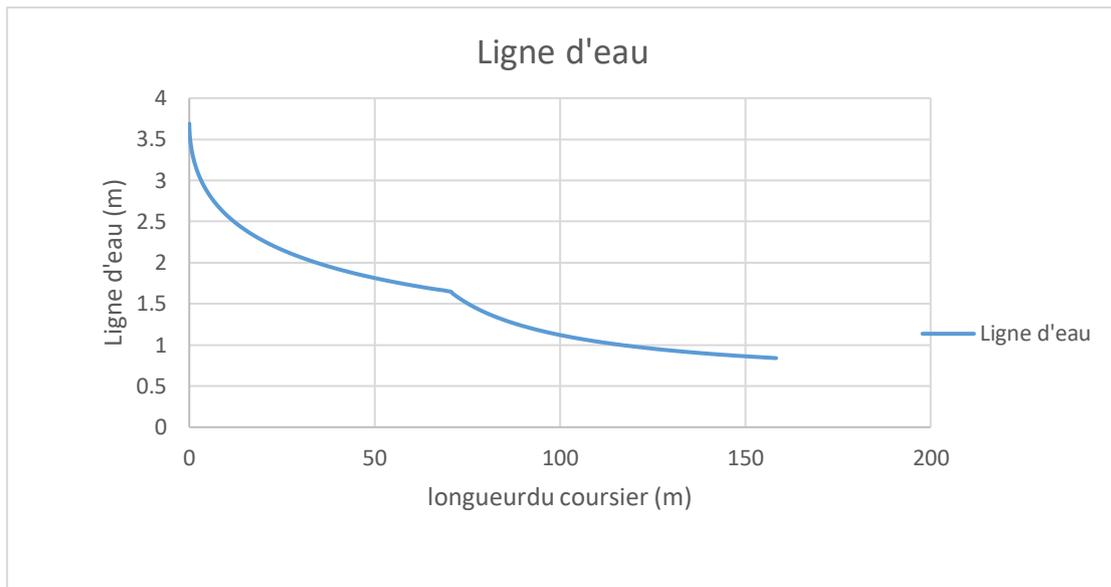


Figure VI. 6 Graphique de la ligne d'eau dans le coursier.

E. Détermination de la hauteur des murs bajoyers

Les hauteurs des murs bajoyers sont déterminées comme suit :

$$H_{baj} = H + R \dots \dots \dots (VI.31)$$

Avec :

R : Revanche (m).

$$R = 0.06 + 0.05 * V * H^{(1/3)} \dots \dots \dots (VI.32)$$

Selon la ligne d'eau, les hauteurs des murs varient dans chaque tronçon du coursier en fonction de la profondeur de l'eau et de la vitesse de l'écoulement.

Le calcul des hauteurs des murs est présenté dans le tableau suivant :

Tableau IV. 6 Hauteur des murs bajoyers dans le coursier.

L (m)	H (m)	V	R (m)	H_{baj}
0	3,72	6,04	0,53	4,25
10	2,51	8,96	0,67	3,18
20	2,26	9,95	0,71	2,97
30	2,17	10,36	0,73	2,90
40	1,83	12,28	0,81	2,64
50	1,78	12,63	0,83	2,61
60	1,72	13,07	0,84	2,56
70	1,65	13,62	0,86	2,51
80	1,39	16,17	0,96	2,35
90	1,23	18,28	1,04	2,27
100	1,12	20,07	1,10	2,22
110	1,03	21,83	1,16	2,19
120	0,98	22,94	1,20	2,18
130	0,93	24,17	1,24	2,17
140	0,89	25,26	1,27	2,16
150	0,86	26,14	1,30	2,16
160	0,84	26,76	1,32	2,16

VI.1.4.4 Bassin de dissipation

Le concept implique l'installation d'un bassin à ressaut pour absorber l'énergie cinétique de l'eau. Cette approche est fiable pour diminuer la vitesse de sortie à un niveau compatible avec la stabilité des berges en aval. La dissipation de l'énergie du flux évacué se produit par un ralentissement soudain de la vitesse de l'écoulement, ce qui conduit à un changement du régime d'écoulement de torrentiel à fluvial. La forme et le type du bassin sont déterminés par l'énergie de l'écoulement torrentiel. Les tests effectués par l'USBR montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude.

Tableau VI. 7 Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR.

Fourchette du nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
$1 \leq F_r \leq 1.7$	Ressaut ondulé
$1.7 \leq F_r \leq 2.5$	Ressaut faible de petites apparitions en surface
$2.5 \leq F_r \leq 4.5$	Ressaut oscillant
$4.5 \leq F_r \leq 9$	Ressaut stable
$F_r \geq 9$	Ressaut fort (écoulement très turbulent)

La vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin de dissipation est de 25.26 m³/s, dépassant les 15 m³/s requis, et le nombre de Froude est de 4.5, se situant entre 8.54 et 9. Selon l'USBR, le bassin de dissipation le plus approprié est de type III avec ressaut.

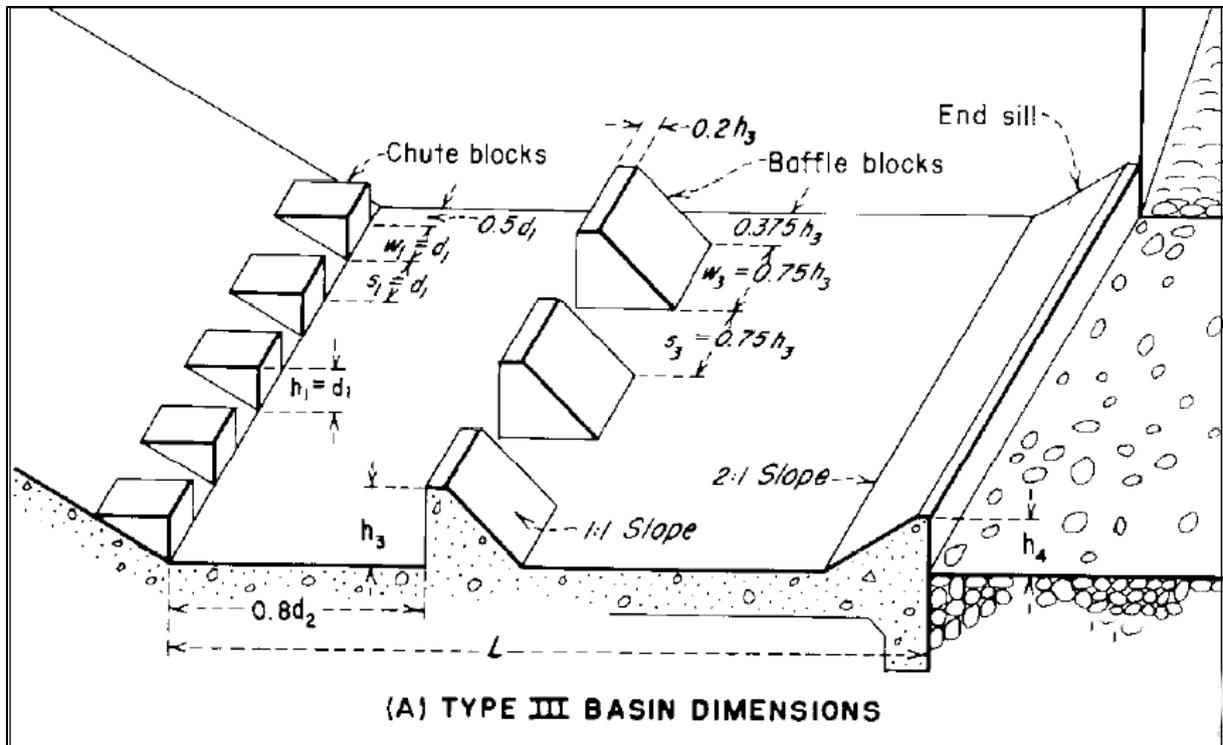


Figure VI. 7 Schéma du bassin de dissipation USBR type III.

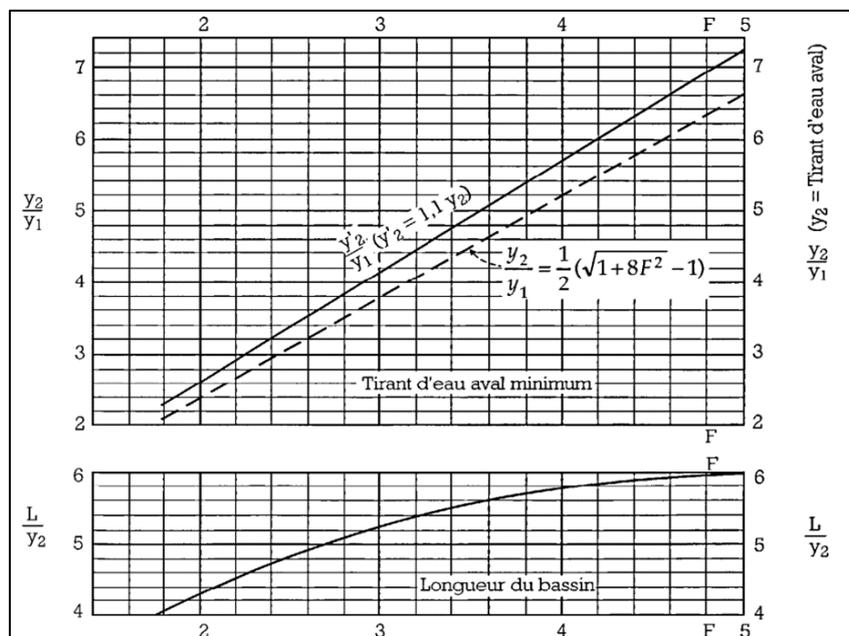


Figure VI. 8 Abaque des caractéristiques du bassin de dissipation

A. Détermination des caractéristiques du bassin

D'après les abaques : $\frac{y_1}{y_2} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1 \right) = 11.58$

Avec :

y_1 : tirant d'eau avant le ressaut.

y_2 : tirant d'eau après le ressaut.

L_d : longueur de bassin de dissipation.

Alors

$y_2=9.73m$

La longueur des dissipateurs (L_b) :

$L_b = y_2(1.6 + 0.1788F_{r1} + 0.007F_{r1}^2).....(VI.33)$

AN : $L_b=35.39m$;

$L_b= 36 m.$

B. Dimensionnement des blocs de chute :

On a: $d_1=S_1=W_1=y_1$

Avec:

W1: L'épaisseur du bloc de chute,

S1: L'espacement entre deux blocs de chutes successives,

y1: La hauteur du bloc de chute.

Tableau VI.8 Dimensions des dents déflectrices

Grandeur	Formule	Valeur (m)
Hauteur h	y_1	0.84
Epaisseur W	y_1	0.84
Espace entre les dents S	y_1	0.84

Le nombre de dents déflectrices (n) :

$n = \frac{b}{2y_1}.....(VI.34)$

AN :

$n= 24$ dents

C. Les dimensions des blocs de chicane :

$$h_3 = y_1 (0.545 + 0.175Fr_1) \dots\dots\dots(VI.35)$$

AN:

$$h_3=1.71 \text{ m.}$$

Tableau VI. 9 Les dimensions des blocs Chicanes du bassin de dissipation.

Grandeur	Formule	Valeur (m)
Hauteur	h_3	1.71
Epaisseur	$0,75 h_3$	1.2825
Epaisseur supérieure	$0,2 h_3$	0.342
Espace entre les blocs	$0,75 h_3$	1.2825

- Espacement entre les blocs de chute et les blocs de chicanes: $d=0.8d_2$

Avec :

$$d_2 = \frac{L_b}{1.071 + 0.358Fr_1 - 0.025Fr_1^2 + 0.00055Fr_1^3} \dots\dots\dots(VI.36)$$

AN : $d_2=13.59 \text{ m}$; donc : $d=13.872 \text{ m}$,

On prend

$$d_2=13.872\text{m}$$

Les dimensions du seuil terminal

$$h_4 = y_1 (0.956 + 0.063Fr_1) \dots\dots\dots(VI.37)$$

AN :

$$h_4=1.25 \text{ m}$$

VI.1.4.1.5 Canal de fuite

Le canal de fuite se prolonge directement à partir du bassin de dissipation, et il a pour fonction de guider l'eau vers le cours d'eau naturel.

Le canal de fuite prévu à une forme rectangulaire avec une largeur de ($b = 40\text{m}$) mètres, des talus inclinés à ($m = 1$), et une pente de ($i = 0.1\%$).

A. Profondeur critique :

La profondeur critique calculée par la formule suivant (Agroskine):

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 * \sigma_{cr}^2\right) * k \dots\dots\dots(VI.38)$$

Avec :

$$k = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} = \sqrt[3]{\frac{899.21^2}{g \cdot 40^2}} = 3.72$$

$$\sigma_{cr} = \frac{k \cdot m}{b} = 0.093$$

D'où :

$$h_{cr} = 3.61 \text{ m}$$

B. Calcul de la pente critique

Elle est donnée par :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \times C_{cr}^2 \times R_{cr}} \dots\dots\dots(VI.39)$$

Avec :

- I_{cr}** : pente critique.
- S_c** : section critique ; S_c=b*h_{cr} =144.4m².
- P_c** : périmètre critique ; P_c=b+2h_{cr}=47.22m.
- R_c** : rayon critique ; R_c=S_c/P_c=3.06m.
- C_c** : coefficient de Chézy ; C_c= R_c^{1/6}/n =86.06.
- n** : coefficient de rugosité, n=0.014 (m)

La pente critique est :

$$I_{cr} = 0.00171 = 0.171 \text{ \%}.$$

Tableau VI.10 Récapitulatif des résultats de la pente critique.

S_c (m²)	144.4
P_c (m)	47.22
R_c (m)	3.06
C_c (m⁻⁶)	86.06
I_{cr} (%)	0.171

C. Profondeur normale dans le canal

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S \cdot C \sqrt{R \cdot I} \dots\dots\dots(VI.40)$$

Pour la hauteur normale nous avons

$$R = \frac{S}{P} = \frac{B h_n}{2 h_n + B} \dots\dots\dots(VI.41)$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (B \cdot h_n)^{5/3} \cdot (2 h_n + B)^{-2/3} \dots\dots\dots(VI.42)$$

Le résultat du calcul par itération donne :

$$h_n = 4.29 \text{ m}$$

D. Calcul de la vitesse d'écoulement dans le canal de fuite :

$$V = \frac{Q}{S} = C\sqrt{RI} \dots \dots \dots (VI.43)$$

$$V = 6.22 \text{ m/s}$$

$h_n = 4.29 \text{ m} > h_c = 3.61 \text{ m}$ et $I_c > I$, donc le régime d'écoulement est fluvial.

$V > V_{adm} = (1.8 \text{ à } 2.2) \text{ m/s}$; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

VI.2 Ouvrage de vidange

C'est un ouvrage conçu principalement pour vidanger le barrage. Sa présence est totalement essentielle pour tout type de barrage, que ce soit un barrage de retenue collinaire ou un barrage avec une capacité d'évacuation élevée. Son rôle principal est le suivant :

- Garantir la vidange complète ou partielle du réservoir en quelques jours (pour les opérations de purge et d'entretien).
- Potentiellement agir comme évacuateur auxiliaire.
- Réduire le niveau d'eau en cas de menace pour le barrage (qu'il s'agisse de dangers naturels ou de conflits armés).
- Gérer la montée du niveau d'eau lors de la première phase de remplissage.

VI.2.1 Type de l'ouvrage de vidange

La conduite de vidange est généralement placée sous le barrage. Cet ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

- **Conduite de vidange en charge :**

Lorsque la canalisation fonctionne sous pression, il est crucial de garantir une étanchéité totale, car toute fuite dans le barrage en terre peut engendrer des pressions interstitielles risquées ou conduire à la formation de renards. En général, on opte pour une canalisation en acier enrobée de béton armé ou une canalisation avec une âme en tôle sous le remblai.

- **Conduites à écoulement libre :**

Ce modèle de conduite de vidange est employé dans le cas d'ouvrages de taille substantielle ou en présence d'un risque de transport de matières solides à travers la vidange. La conduite peut alors prendre la forme de :

- Un tuyau de diamètre important en acier.

- Une canalisation en béton de type galerie ou ovoïde.

VI.2.3 Choix du type d'ouvrage vidange de fond

La classification de la retenue dans notre projet est de niveau IV, ce qui signifie que la capacité d'évacuation de l'eau n'est pas particulièrement cruciale. Une conduite en charge est adéquate pour le transport des eaux. L'option retenue pour la structure est celle d'une conduite en charge.

VI.2.4 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange

- **Calcul hydraulique de la conduite de vidange :**

Lors de l'évacuation par vidange de fond, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue et du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots \dots \dots (VI.44)$$

Avec :

V_u : volume utile en m³ ;

T : Temps de vidange en jours ; $T = 21$ jours ;

Q_r : Débit entrant dans la retenue pendant le vidange (pris égal au débit moyen annuel)

$$Q_r = \frac{A_0}{T_{1an}} \dots \dots \dots (VI.45)$$

A_0 : Apport annuel (Mm³)

$$Q_{vf} = \frac{33.64 \times 10^6}{21 \times 24 \times 3600} + \frac{194.5 \times 10^6}{365 \times 24 \times 3600} = 24.70 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

- **Calcul de la section de vidange de fond et son diamètre :**

On a :

$$Q_{vf} = \mu \times S \times \sqrt{2gH} \dots \dots \dots (VI.46)$$

Avec :

μ : coefficient de débit $\mu = 0.8 \div 0.85$.

S : section de la vanne (m²) ;

H : Hauteur entre le niveau normal de la retenue et l'aval $H = 36.65$ m

D'où :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \times \sqrt{2g \times H}} \dots \dots \dots (VI.47)$$

$$S = \frac{24.7}{0.8\sqrt{2} \times 9.81 \times 36.65} = 1.15$$

La section de la vanne est :

$$S = \frac{\pi a^2}{4} \dots \dots \dots (VI.48)$$

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 1.15}{3.14}} = 1.21m$$

On prend

$$\mathbf{D=1250 \text{ mm}}$$

- **Correction du coefficient du débit:**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\sum \delta_1}} \dots \dots \dots (VI.49)$$

Avec

$\sum \delta_1$: Somme des coefficients des pertes de charges linéaires et singulières

Le coefficient de pertes de charges linéaires est donné par la formule suivante :

$$\delta_1 = \frac{\lambda \times l}{D} \dots \dots \dots (VI.50)$$

Avec :

λ : Coefficient de pertes de charges linéaires ;

n : Coefficient de rugosité ; $n = 0.014$;

D : Diamètre de la conduite ; $D=1100 \text{ mm}$;

L : Longueur de la conduite de vidange en m ; $L=640 \text{ m}$.

AN :

$$\lambda = \frac{125 \times n^2}{D^{1/3}} = \frac{125 \times 0.014^2}{1.25^{1/3}} = 0.022$$

$$\delta_1 = \frac{\lambda \times l}{D} = \frac{0.022 \times 640}{1.25} = 11.264 \text{ m}$$

Les pertes de charges singulières sont :

$$\delta_e = 0.5 ;$$

$$\delta_{sortie} = 1 ;$$

$$\delta_{vannes} = 0.25 + 0.25 = 0.5 ;$$

$$\delta_{grille} = 0.26$$

$$\sum \delta_s = 2.26 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (11.264 + 2.26)}} = 0.262$$

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \times \sqrt{2g \times H}} = \frac{24.70}{0.262 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 36.65}} = 3.51 \text{ m}^2$$

Le diamètre sera donc :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times S}{\pi}} = 2.11 \text{ m}$$

On prend

$$D = 2200 \text{ mm.}$$

- **Calcul du temps réel de la vidange du barrage**

Le temps de vidange se calcul par la formule suivante :

$$T = \frac{V}{Q} \dots \dots \dots \text{(VI.51)}$$

Avec :

T : Temps de vidange en jours ;

V : Volume d'eau dans la cuvette à évacuer en m^3 ;

Q : débit en (m^3/s).

Dans cette formule simplifiée, on ne retient pas compte de l'apport naturel de l'Oued par rapport à la période d'évacuation. Les débits qu'évacuent la prise d'eau et la vidange de fond sont calculés par la formule suivante :

$$Q = \mu \cdot W \cdot (2g \cdot Z)^{1/2} \dots \dots \dots \text{(VI.52)}$$

μ : Coefficient de débit ; $\mu = 0.8 \div 0.85$;

H : Différence de niveau entre l'amont et l'aval.

W ; Surface de la section transversale de la conduite en m^2 ; $W = \frac{\pi d^2}{4}$;

d : Diamètre de la conduite en m ;

$$Q = K * (Z)^{1/2} \dots \dots \dots \text{(VI.53)}$$

$$K = \mu * W * (2g)^{1/2} \dots \dots \dots \text{(VI.54)}$$

$$K = 0.262 * \frac{\pi * 2.1^2}{4} * (2g)^{1/2} = 5.84$$

Les résultats de calcul du temps de vidange avec un pas de 0.5m de hauteur de barrage sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV.11 Calcul du temps de vidange

Cote niveau D'eau (m)	COTE Moy (m)	Z(m)	Q (m ³ /s)	V (Mm ³)	T (S)
60,65	–	–	–	–	–
60,15	60,4	36,4	35,23	40,06	1136965,81
59,65	59,9	35,9	34,99	39,58	1131138,33
59,15	59,4	35,4	34,75	38,24	1100533,85
58,65	58,9	34,9	34,50	38,07	1103461,83
58,15	58,4	34,4	34,25	36,4	1062696,66
57,65	57,9	33,9	34,00	35,82	1053447,47
57,15	57,4	33,4	33,75	34,49	1021896,98
56,65	56,9	32,9	33,50	34,04	1016198,98
56,5	56,575	32,575	33,33	33,72	1011655,17

Le temps de vidange est de :

$$T=11\text{Jours, } 17 \text{ Heures, } 1\text{min}$$

VI.2.4 Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange

- Il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (colmatage), et d'autre part prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements.
- Prévoir le nombre et la position des vannes nécessaires en fonction de type des conduites, de leurs diamètres, de la charge amont du barrage et du volume stocké (voir le tableau VI .11)
- Prévoir une bonne assise pour la conduite.

Tableau V. 12 Disposition minimums de vidange à tenir en compte.

$H^2 * V^{1/2}$	Type de conduite	Diamètre(mm)	Nombre de position de vannes
<30	PVC ou Aciers	(160-200) 300 en acier	Une vanne en aval
30 – 100	Acier	300-400	
100 – 300	Acier ou béton en âme tôle	400-600	Une vanne de garde amont et une vanne de garde avale
300 – 700		600-800	
700 – 1500		800-1200	
>1500	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne de réglage en aval

Source (S. AMRINE J2008).

Avec :

H : hauteur du barrage en m**V** : volume d'eau stockée en Mm³ = V_{NNR}

A.N :

 $H^2 * V^{1/2} = (43)^2 * 41,35^{1/2} = 11889.80 > 1500$, donc on opte pour une galerie en béton armé

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant.

Tableau V. 13 Calcul de la vidange de fond

Paramètre	Valeur
$H^2 * V^{1/2} (m^3/s^{1/2})$	11889.80
Q (m³/s)	24.70
H (m)	36.5
μ	0.287
λ (m)	0.023
δ (m)	11.08
S (m²)	3.51
D (mm)	2200
T	11 jrs, 17 h et 1 min

VI.3 La prise d'eau

L'emplacement de cette ouvrage vise à extraire, à tout moment, le débit requis d'un cours d'eau ou d'un réservoir pour divers usages tels que l'irrigation, les stations de traitement d'eau potable ou la production d'énergie électrique. Cela implique, dans tous les cas et autant que possible, de réduire le transport de particules solides et de minimiser les pertes de charge à l'entrée de la prise.

VI.3.1 Types de l'ouvrage de prise d'eau

➤ **Prise d'eau en charge :**

Il s'agit d'un conduit enterré, composé d'une âme en tôle ou d'acier enrobé de béton. Son fonctionnement n'est pas distinct de la vidange et il maintient un seul niveau de prise. Cette forme de conduit est très économique, ce qui permet une prise d'eau avec une perte de charge minimale. De plus, les dispositifs de commande sont regroupés au pied aval de la digue.

➤ **Prise d'eau flottante :**

Dans cette situation, les ouvrages pour la prise d'eau et la vidange sont distinctes, avec un prélèvement d'eau effectué à une profondeur constante. Cependant, le coût de cet ouvrage est considérable, ce qui entraîne la nécessité de mécanismes relativement complexes et exigeant un entretien régulier des composants hydromécaniques.

➤ **Tour de prise :**

Du point de vue économique, elle est plus coûteuse, mais du point de vue technique elle présente des avantages certains puisqu'elle nous permet la séparation entre les fonctions de prise et de vidange.

• **Choix de type de prises :**

La prise d'eau fixe à une tour de prise présente la disposition la plus fiable, on doit retenir la variante qui présente le maximum de garantie de point de vue fonctionnement tout en assurant le prélèvement d'eau à plusieurs niveaux suivant sa destination à l'aval. Et l'ouvrage qui répond à ces exigences est bien une tour de prise.

VI.3.2 Dimensionnement de la prise d'eau

On dimensionne la conduite de prise par le volume maximum demandé qu'on a estimé dans la partie hydrologie qui est enregistré en mois de Juillet avec une valeur $U_{80\% \max} = 9 \text{ Mm}^3$.

$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} \dots \dots \dots (VI.55)$$

T : temps de prise (supposé : T=28jours, chaque jour 12h de fonctionnement).

$$Q_{max} = 7.44 \text{ m}^3/s$$

➤ **Calcul de la section de la prise d'eau :**

$$Q = \mu S \sqrt{2gH} \dots \dots \dots (VI.56)$$

Avec

μ : Coefficient de débit ;

S : section de la conduite en m^2

H : charge d'eau minimale (m), $h=5m$

La surface est :

$$S = 2.50 \text{ m}^2$$

➤ **Calcul de diamètre de la prise d'eau :**

Le diamètre de la conduite est

$$D = \sqrt{\frac{4*S}{\pi}} \dots \dots \dots (VI.57)$$

$$D = 1.74m$$

Le diamètre est de 1800mm ($\varnothing 1800$).

➤ **Correction du coefficient du débit:**

Le coefficient du débit est calculé par la formule suivante :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \delta_1}} \dots \dots \dots (VI.58)$$

Tel que :

$\sum \delta_1$: Somme des coefficients des pertes de charges linéaires et singulières.

Les pertes de charges singulières sont estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Le coefficient de pertes de charges linéaires est donné par :

$$\delta_1 = \frac{\lambda * l}{D} \dots \dots \dots (VI.59)$$

Avec :

$$\lambda = \frac{125 * n^2}{D^{1/3}} \dots \dots \dots (VI.60)$$

λ : Coefficient de pertes de charges linéaires ;

n : Coefficient de rugosité ; $n=0.014$;

D : Diamètre de la conduite ; $D=1800 \text{ mm}$;

L : Longueur de la conduite en $L=640 \text{ m}$

AN :

$$\lambda = \frac{125 * n^2}{D^{1/3}} = \frac{125 * 0.014^2}{1.8^{1/3}} = 0.02$$
$$\delta_1 = \frac{\lambda * l}{D} = \frac{0.024 * 640}{1.8} = 8.53 \text{ m}$$

Donc :

$$\sum \delta_1 = 2 + 8.53 = 10.53$$

Le coefficient du débit sera

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \delta_1}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 10.53}} = 0.294$$

La nouvelle section de la conduite

$$\mathbf{S = 2.80 \text{ m}^2}$$

Le nouveau diamètre de la section

$$\mathbf{D = 1.88 \text{ m}}$$

Le diamètre est de 1900mm (Ø1900).

Conclusion

L'ensemble des équipements d'un évacuateur de crue vise à garantir la sécurité du barrage en contrôlant les crues et en assurant la protection des zones habitées lors de l'évacuation de l'eau. Une estimation précise du débit laminaire constitue le principal paramètre pour dimensionner les divers ouvrages annexes, dont le fonctionnement hydraulique est déterminé par l'application des lois de l'écoulement des fluides, représentant ainsi les solutions les plus naturelles, simples et fiables. Il est essentiel que le dimensionnement approprié soit accompagné d'une exploitation et d'un entretien adéquats de l'ouvrage pendant cette période, afin de prévenir les problèmes tels que la dégradation du matériel utilisé, la cavitation, l'érosion, ainsi que le risque de blocage des conduites.

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction

Un chantier se caractérise par l'établissement d'une installation permanente dans un lieu généralement découvert, et cela pour la durée de construction de l'ouvrage. L'élément essentiel qui définit un chantier est l'organisation de celui-ci, incluant toutes les dispositions matérielles et humaines visant à exécuter de manière optimale un travail bien défini. Cela permet de réduire les coûts de production en créant un environnement propice à la fois pour les travailleurs et les machines, favorisant ainsi un taux de productivité élevé et une réduction du temps de réalisation au maximum possible. Pour cela, il est crucial de :

- Définir les méthodes d'exécution des travaux et les procédures tout en conservant une approche moderne de la construction pour garantir un rendement optimal.
- Organiser le chantier du barrage de Sidi Khelifa de manière à mettre en place toutes les mesures nécessaires pour assurer la réalisation du projet de la manière la plus efficace possible (en conformité avec les plans établis, de bonne qualité, aux moindres délais, sans accidents humains).

L'essentiel et l'objectif primordial dans l'organisation de l'exécution d'un projet restent les trois éléments clés : qualité, économie et rapidité.

VII.1 Travaux préparatoires et organisation du chantier

Tout d'abord on commence par la préparation des documents nécessaire qui autorise autravailler l'installation du chantier

L'organisation donc passe par les étapes suivantes :

- 1- Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence deréalisation des travaux en qualités et en quantités.
- 2- Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant lelieu et la qualité.

VII.2 Travaux d'installation du chantier

Le plan d'implantation d'un chantier revêt une importance cruciale pour le déroulement ultérieur

des opérations. Il prend en considération le déplacement des différentes zones de stockage sur le site ainsi que les voies de circulation des engins, suivis de leur occupation progressive par les locaux, engins et postes de travail fixes.

Nous pouvons distinguer les installations suivantes :

VII.2.1 Installations destinées au personnel

- **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). Gardemanger 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.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Pour le stockage du ciment, nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats peuvent être stockés en plein air, mais il est essentiel de prévoir une séparation entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange, facilitant ainsi le dosage du béton. Quant aux aciers, il est impératif de les protéger dans des endroits présentant une forte humidité, tels que des baraquements ou des hangars.

VII.2.3 Installations destinées à la réparation des engins

En règle générale, les grandes réparations ne sont pas effectuées sur le chantier proprement dit. Cependant, il est essentiel de disposer d'un atelier correctement équipé pour garantir l'entretien régulier ainsi que les réparations d'urgence des divers équipements.

VII.2.4 Installation destinée pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est composée de hangars équipés du matériel requis pour la création des composants de la structure, tels que les poutres, les dalles, les conduites, les murettes, etc.

VII.3 Moyens du chantier**VII.3.1 Moyens humains**

C'est le groupe de personnes employées sur le chantier, chacune jouant un rôle dans la progression du projet. La condition essentielle est d'avoir les compétences requises pour mener à bien les études préliminaires et la construction, en précisant leurs qualifications et leurs aptitudes.

➤ **Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier**

a. Le maître de l'ouvrage

L'entité, qu'elle soit une personne physique ou morale, est celle pour laquelle les travaux sont réalisés. Son rôle comprend la définition des objectifs à atteindre (programme), l'organisation du financement, la passation et le règlement des contrats de travaux. Une fois les ouvrages réceptionnés, elle en devient propriétaire et parfois gestionnaire.

b. Le maître d'œuvre

C'est une personne physique ou morale, désignée par le maître d'ouvrage, chargée de concevoir l'ouvrage, de préparer le dossier de consultation pour les entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans l'analyse des offres, de superviser l'exécution des travaux et de recommander leur réception et leur paiement, après avoir établi le décompte. Dans le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent également responsable d'interpréter son comportement hydraulique jusqu'à la finalisation de la phase de mise en eau et de rédiger le rapport de cette première mise en eau.

c. L'entrepreneur :

Individu ou entité juridique ayant obtenu un contrat de travaux avec le maître d'ouvrage, chargé de réaliser les travaux et parfois, de concevoir en détail les ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction jusqu'à ce que celui-ci soit officiellement réceptionné.

VII.3.2 Moyens matériels du chantier

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

Travaux de réalisations :

1. Le compactage :

Cette opération consiste à augmenter artificiellement la densité d'un sol par des moyens mécaniques.

2. Travaux de terrassements :

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques. En ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques. Le terrassement est réalisé en deux étapes :

➤ Travaux d'excavations :

Le décapage de la terre végétale sur la surface de la digue et dans la zone d'emprunt sera effectué, puis transporté vers une décharge située dans une zone stable, sans impact sur le déroulement ou le régime des travaux. Les opérations de terrassement doivent être réalisées conformément aux informations fournies dans les plans du dossier et dans le programme global des travaux.

➤ Travaux secondaires :

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles :

- L'aménagement de la zone d'emprunt.
- Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- Reboisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage.

Tableau VII. 1 Les engins généralement utilisé dans le chantier.

Pour les travaux de compactage		
Noms	Définition	Figure
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 »	
Rouleaux à pieds dameurs	Pour le compactage des sols fins, les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux	
Le prélèvement, terrassement et le transport des matériaux		
Décapeuse automotrice (grader)	Destiné pour l'arasement des sols, elle possède une benne avec tiroir éjecteur et qui par l'effet de déplacement de la machine permet d'extraire les matériaux	
Pelle hydraulique	Dite excavatrice, dispose moins d'axes de mobilité. Utilisé pour le terrassement et d'extraction des matériaux ainsi que le nettoyage de fossés et des talus.	
Camions (damper)	Utilisé généralement pour le transport de matériaux en vrac tel que le matériau prise de la zone d'emprunt	

VII.4 Planification

VII.4.1 Définition

Elle consiste à déterminer de façon économique la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre 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.4.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

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

La méthode que on va adapter pour notre cas est la méthode basée sur le réseau.

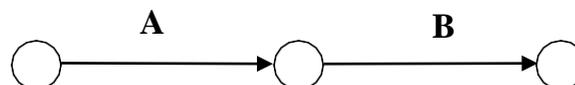
VII.4.2.1 Méthodes basées sur le réseau

a. Définition du réseau :

C'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

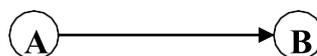
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



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 :

1. Etablissement d'une liste des tâches
2. Détermination des tâches antérieures : Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, on doit :

- 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.

A. Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical) :

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

B. Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method):

C'est une méthode basée sur le réseau à noeuds et développe trois (03) relations à savoir :

- Commencement de l'opération (A) et (B).
- Finition de l'opération (A) et commencement de (B).
- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

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.

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.

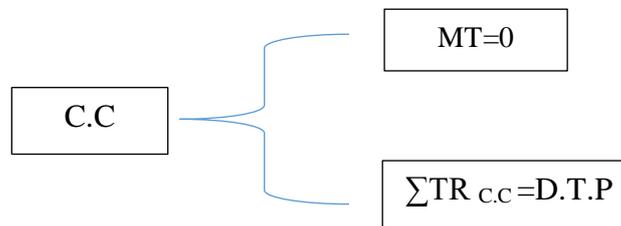
$$DFP = DCP + TR$$

$$DCPP = DFPP - TR$$

➤ **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 :



➤ **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 :

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec :

Q : quantité de travail

N : rendement

n : nombre d'équipes

Il existe trois plans de travail :

- 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.

-Plan de travail au plus tard (PTPP) : 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).

-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).

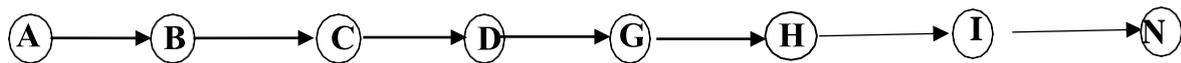
VII.5 Programme des travaux

Le programme de travaux pour la construction du réservoir et de transfert, a été établi sur des bases réalistes qui tiennent compte des problèmes qui pourront surgir durant les travaux. Le tableau ci-dessous montre la durée des différents travaux et leurs symboles des opérations réalisées :

Tableau VII. 2 Liste, symbole et durée des opérations.

Phases des Travaux	Opérations	Duré (mois)
<i>Phase 01</i> : Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier;	A	7
<i>Phase 02</i> : Pré batardeau et canal de dérivation	B	8
<i>Phase 03</i> : Batardeau	C	3.5
<i>Phase 04</i> : Injection	D	8.5
<i>Phase 05</i> : Construction de la prise d'eau et conduite et vidange	E	10
<i>Phase 06</i> : Préparation des zones d'emprunt	F	3
<i>Phase 07</i> : Construction du noyau du barrage et drain	G	16
<i>Phase 08</i> : Recharges des deux talus	H	16
<i>Phase 09</i> : Construction de l'évacuateur de crue	I	6
<i>Phase 10</i> : Construction de l'évacuateur de crue	J	8
<i>Phase 11</i> : Equipement hydrauliques et finition	k	5
<i>Phase 12</i> : Mise en eau	N	2

Le chemin critique est le suivant :



$$DTR = \sum TR = 7 + 8 + 3.5 + 8.5 + 16 + 16 + 6 + 2 = 67 \text{ mois.}$$

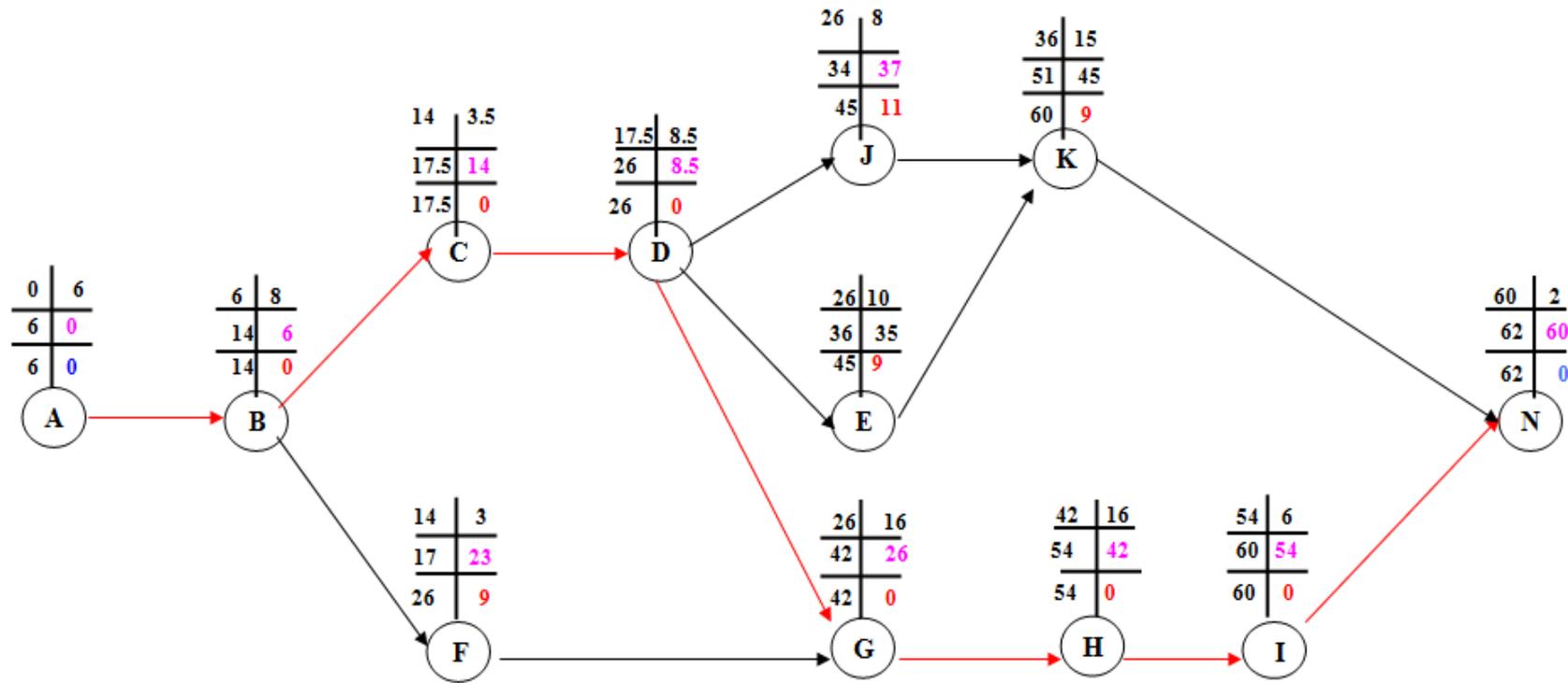


Figure VII. 1 Réseau à nœuds.

VII.7 Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes

L'estimation des coûts pour le barrage et les ouvrages annexes est établie en additionnant les dépenses liées à diverses opérations, notamment les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues, ainsi que pour les autres ouvrages annexes.

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages :

Tableau VII. 3 Devis estimatif de la digue

Désignation	Unité	Quantité (m ³)	P.U (DA)	Montant (DA)
Recharges	m ³	1673380	500	836690000,00
Noyau	m ³	316900	600	190140000,00
Clé d'étanchéité	m ³	24690	600	14814000,00
Rip-Rap	m ³	101175	4000	404700000,00
Géotextile	m ³	95747	400	38298800,00
Filtres et Drains	m ³	458360	2200	1008392000,00
Montant total (DA)				2493034800,00

Tableau VII. 4 Devis estimatif de l'évacuateur de crue

Désignation	Unité	Quantité	P.U (DA)	Montant (DA)
Déblai	m ³	2975	1000	2975000,00
Remblai	m ³	8649	1000	8649000,00
Béton armé 350 Kg/m³	m ³	480	35000	16800000,00
Montant total (DA)				28424000,00

Pour le vidange de fond et la prise d'eau et pour des raison technico-économique nous avons choisi une conduite de diamètre 2200mm et 1900 mm et, 2 vannes a l'amont et l'aval.

Le coût de la conduite est de 22400000,00 (DA) et le cout d'une vanne égale à 50000 (DA).

Le coût total de l'ouvrage est donc :

$$\text{Montant total du barrage} = 2\,543\,858\,800,70 \text{ DA.}$$

Conclusion

L'organisation du chantier est cruciale pour garantir un déroulement optimal des travaux, ce qui contribue à réduire les coûts et les délais de production. L'identification du chemin critique revêt une grande importance pour mieux expliquer la subdivision du projet. Il est à noter qu'en dépit de la planification sur le terrain, divers obstacles peuvent survenir, tels que les conditions météorologiques défavorables, les pénuries de matières premières (acier, ciment, produits chimiques), etc.

Conclusion générale

Ce projet s'est avéré extrêmement enrichissant, représentant une immersion concrète dans la profession d'ingénieur. Nous avons réalisé une étude approfondie portant sur la conception d'un barrage sur l'oued Sidi Ahmed Youcef, située dans la commune d'Azzefoune, wilaya de Tizi Ouzou.

Au cours de cette étude, nous avons appliqué nos connaissances en hydraulique, hydrologie, géologie, hydrogéologie et géotechnique à un contexte pratique. Le rapport rend compte des résultats obtenus lors de l'étude préliminaire, détaillant la présentation du site, les études géotechniques, géologiques et hydrologiques, ainsi que les différentes variantes proposées et les ouvrages annexes du barrage. En conclusion, nous avons évalué les aspects économiques et techniques de la variante choisie.

Les résultats obtenus indiquent que notre choix est favorable, l'emplacement de l'ouvrage sur le site est approprié, et les études géotechniques et hydrologiques sont valides. Nous avons identifié un sol peu perméable et une forme de vallée étroite, ce qui offre une grande capacité de stockage. Les résultats de la zone d'emprunt sont satisfaisants, la quantité de sol disponible nous orientant vers une digue zonée à noyau en argile de 43 mètres de hauteur et un volume stocké d'environ 34 millions de mètres cubes, garantissant la stabilité des talus contre l'infiltration et l'érosion.

L'ouvrage d'évacuation est de type latéral à entonnement latéral, implanté dans la rive droite en fonction de la topographie du terrain. De plus, la conduite de prise d'eau et de vidange de fond est en acier enterré, avec un diamètre de 2200 mm.

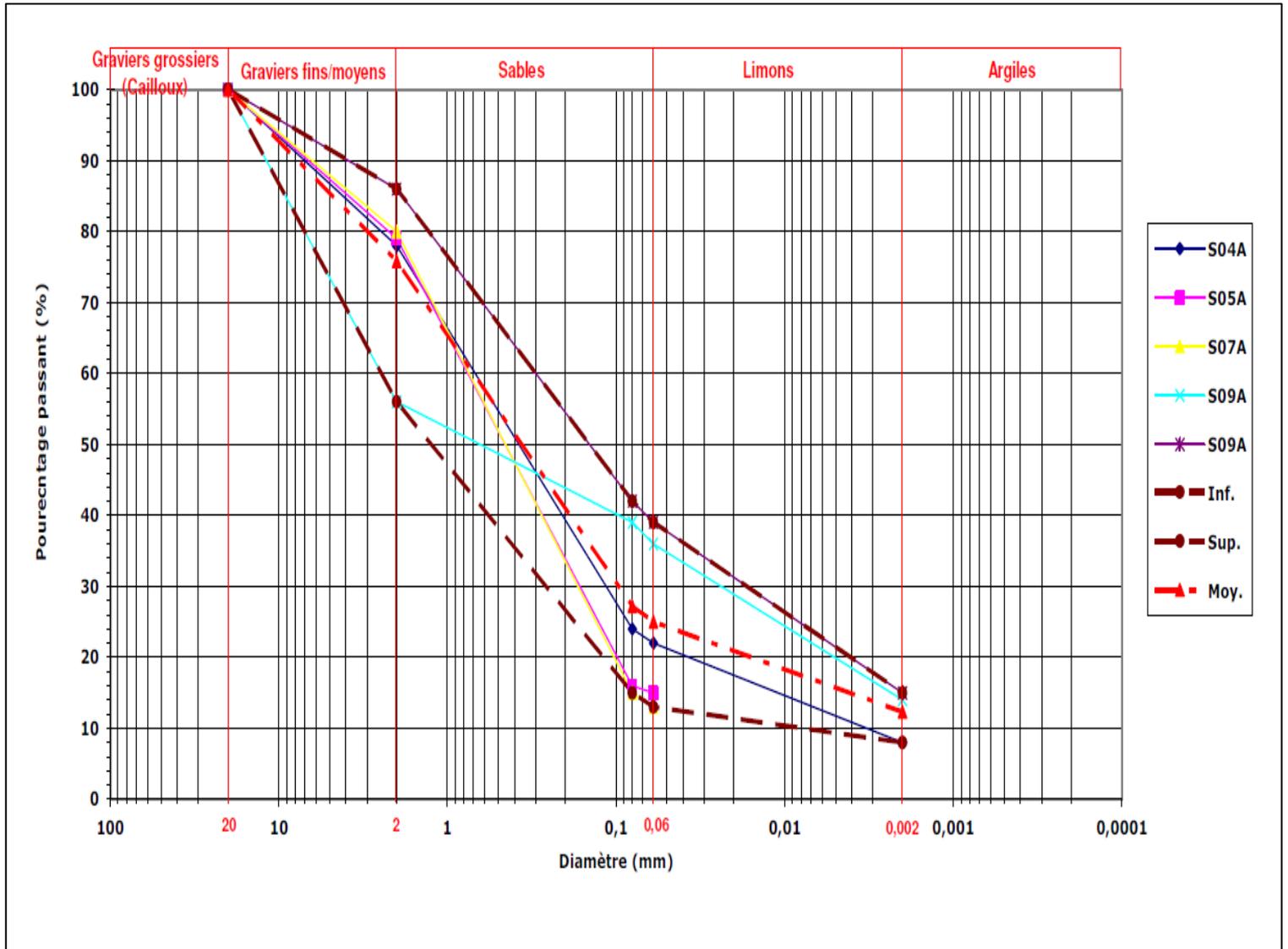
En conclusion, ce travail nous a permis d'appliquer les connaissances et les théories acquises tout au long de notre cursus dans le but d'étudier l'implantation du barrage de Sidi Khelifa, destinée à l'alimentation en eaux potables et à l'irrigation.

Référence bibliographique

- ANBT** Etude d'Avant-Projet Détaillé du Barrage Mission 3- Rapport Géotechnique (A.N.B.T.) de la Première et Deuxième Phase Mars 2008.
- BENLAOUKLI. B** Polycopie de cours de géologie des barrages.
- BENLAOUKLI B. et TOUAÏBIA B., 2004.** Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. Blida.
- DESIGN OF SMALL DAMS (1987)** United States of the Department of the interior, Bureau of Reclamation. Third Edition.
- FETTAL YAMINA NARIMEN, 2021.** Conception d'une retenue collinaire de OUED ISSA commune de LAYOUNE Wilaya de TISSEMSILT, Mémoire de fin d'étude. Ecole National Supérieur hydraulique, Blida.
- HASSANE Mohammed, 1995.** Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de Crue à entonnement frontal. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.
- HASSANE Mohammed, 1998.** Formulaire de calcul des aménagements. Ecole nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.
- HASSANE Mohamed, 2004.** Abaques de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.
- Livre PDF | Manuel Pratique d'hydrologie Touaibia Bénina.** (s. d.). Consulté 17 août 2023, à l'adresse <https://www.hydraulicspot.online/2020/05/manuel-pratique-dhydrologie-touaibia.html>.
- Mihoubi, M. K. (2019)** MANUEL DE DIMENSIONNEMENT DES BARRAGES EN MATERIAUX LOCAUX (2.02.5980). Office des Publications Universitaires : 03- 2020.
- Touaibia. B. (2001)** Polycopié de cours de régularisation des débits ; les retenues. ENSH. Blida.

Les Annexes

Annexe 01 : La courbe granulométriques des différents échantillons



Annexe 02 : La série pluviométrique de la station de YAKOURENE 02090.

Années	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	moy
1971	205	97,6	133,8	136,1	444,9	171,8	161,6	151,8	152,3	30,2	0	0	140,4
1972	150,4	105,7	24,3	396,2	256,8	390,5	175,6	43,4	0,2	53,5	5,8	14,5	134,7
1973	170,9	66,4	46,7	234,1	35,4	342,2	409,2	244,8	2,2	16,5	8,6	0	131,4
1974	34	166,4	90,6	50,8	64,6	165,7	275,1	58	85,8	28	0	41,9	88,4
1975	32,6	18,4	382,3	74,2	93	315,5	187,3	117,9	131	17	60,2	5,7	119,6
1976	28,4	151,7	179,4	207,4	127,9	52	52,13	122,5	38,7	10	4,3	8,1	81,9
1977	4,1	25,8	186,3	21,9	162,5	61,5	187,5	270,1	105,7	0	0	0	85,5
1978	6	166,7	91,8	96,1	114,3	267,8	133,8	122,8	35,4	7,2	12,1	10,5	88,7
1979	59,7	83,2	186,9	68	146,6	95,6	177,6	197,4	33,3	1,9	0	1	87,6
1980	8,4	74,1	205,3	443,3	96,6	161,1	126,8	83,2	58,2	1,2	0	0,9	104,9
1981	0	53,3	36,2	172,3	360,6	213,8	64	39,6	82,1	6,2	1	13,3	86,9
1982	34,5	219,1	283,7	248,7	10,4	81,2	87,1	57,5	12	0	0	43,9	89,8
1983	10,2	61	105,7	109,7	228	293,4	107,4	83,1	185,7	11,5	10	1,6	100,6
1984	49,4	163,8	18	344,6	134,1	120,6	416,1	33,6	73,7	0	6,6	0	113,4
1985	48,4	53,5	168	103,9	159,6	169,2	291,1	85,2	10,6	41,9	2,8	10,4	95,4
1986	46,1	74,9	148,3	355,5	189,4	337,1	112,1	37,1	27,9	4,8	3,7	5,5	111,9
1987	54,2	37,8	155	52,8	108,3	110,9	122,5	96,2	57,3	33,5	0	0,9	69,1
1988	68,4	2,1	79,9	269,3	65	47,5	67,8	202,3	25,4	26,7	12,5	23,4	74,2
1989	46,4	46,1	100,1	47	127,3	0	73,1	102,3	132,2	18,7	24,7	0	59,8
1990	2,6	59,1	90,5	400	107	186,5	148,8	81,1	70,9	3,6	4,6	8,5	96,9
1991	28,9	183,8	76,3	19	171,2	77,5	133,3	234,1	52,4	40,5	7,1	0	85,3
1992	31,6	84,1	147,8	290,8	109,5	107,1	38,7	145,4	71,7	4,2	0	2,3	86,1
1993	66,2	90,2	112,8	128,5	134,9	135	5,3	106,8	23,7	1,9	0	1,1	67,2
1994	115,1	89,3	23	158,9	371,5	67,8	241,7	40,1	4,1	36,6	0,8	24,5	97,8
1995	18,4	25,5	53	99,9	147,5	386,1	104,1	213,2	71,7	42,6	10,1	2,2	97,9
1996	70,7	102,2	103,9	109,8	92,8	23,9	27,7	112,6	24	9,6	1,6	17,2	58
1997	69,6	211,1	263	225,1	81,2	116,7	111,8	203,2	368,2	4,7	0	8,4	138,6
1998	30,1	101,4	219,5	163	176,9	96,1	111	33,9	44,8	10,4	0	1,2	82,4
1999	30,9	26,6	209,5	393,2	24,8	10,1	12,8	65,5	45,2	11,8	0,8	0,4	69,3
2000	34	72,4	62,3	131,6	381,9	94,6	21	89,3	68,5	0,9	0,4	11,4	80,7
2001	26,3	1,9	68,3	93,7	97,7	80,9	82,4	68,5	45,6	0,5	28,8	39,6	52,9
2002	16,1	41,8	313,6	383,1	363,4	90	56,6	305,2	66,4	0,4	6,5	2,6	137,1
2003	52	107,7	89,1	222,5	180,2	54,6	48,8	150,4	188,7	21,8	0,1	4,6	93,4
2004	28,5	35,3	201,6	276,7	155,2	204,9	53,9	94,7	7,9	1,6	2,7	3,9	88,9
2005	46	43,4	112,7	185,5	170,6	206,4	56,1	35	126,1	1,5	0	7,3	82,6
2006	57,6	6,9	8,8	185,5	19,6	74	454,9	335,7	36,4	18,8	12,9	9,5	101,7
2007	53,4	333,4	181	179,4	18,6	31,8	198,2	73,6	84,2	23,5	9,5	10,2	99,7
2008	60,3	68,1	281,7	150,4	350,8	74,4	114,7	187	65,9	1,3	0,4	19,9	114,6
2009	109,7	44,9	190,3	193,9	175,6	69,4	113,8	99	95,2	37,7	0,9	24,2	96,22
2010	70	182,4	173,9	71,6	70,9	249,2	144,7	127,2	203,4	36,3	4,9	0	111,21
2011	1	53,7	257,9	166,6	134,4	286,1	103,8	217,1	34,4	0,2	0	13,7	105,74
2012	20,8	83,5	100,4	74,7	264,8	263,2	158,9	94,7	194,3	7,1	1,4	54	109,82
2013	30	32	258,5	136,7	155,8	170,1	325	29,1	25,8	67,4	0,6	1,8	102,73
2014	28,9	41,3	28,1	392	327,9	324,5	139,1	0	24	6,4	2,9	1,8	109,74
2015	40	114,6	168,6	300	119,5	137,2	301,9	88,1	79,8	3,8	0,6	0	112,84
2016	25,7	19,1	75,5	141	330,6	78,8	34,1	56,1	0,2	39,6	1,6	1,3	66,97
2017	43,8	35,6	222,8	267,6	73,5	166,6	232,8	170,5	83,6	52,5	0	8,3	113,13
2018	29,6	222,8	270,2	43,8	277,1	94,8	170,4	113,4	90,9	1,9	10,8	5,3	110,92

Annexe 03 : La série pluviométrique de la station de TAGMA PEPINIÈRE 020909.

Années	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	moy
1971	150,2	106,4	196,7	141,4	372,4	164,2	150,8	129,3	137,7	0	0	0	129,1
1972	162,4	95,6	40,9	461	361	429,9	160,7	44,9	0	32,6	6,8	15,3	150,9
1973	91	64	78,6	235,4	59,3	359,4	437	276,8	2,3	35,6	11,9	0	137,6
1974	30,4	191,9	75,8	45,9	77,1	183,4	266	46,4	101,8	24,8	0	34,8	89,9
1975	50,1	25	331	102,2	95,2	312,5	203,4	113,4	129	20,8	83,4	2,2	122,4
1976	31	183,8	201,9	224,7	138,1	56,2	56,3	132,3	45,6	5	0,9	3,9	90
1977	7,2	31,3	163	27,6	176,4	71,3	187,2	275,1	119,6	5,4	0	0	88,7
1978	17,8	146,7	111,2	80,3	108,6	222,3	140	142,4	56,6	8,1	22,5	30,2	90,6
1979	65,5	86,3	193,2	75,3	144,6	87,3	201,2	178	45,2	0	1,6	2,9	90,1
1980	3,6	90,5	138,3	395,9	97,6	137,7	127,2	94,5	49	24,1	0	36,7	99,6
1981	13,9	82,3	39,1	201	332,5	194,6	82,2	38	125,9	1,6	0	15,8	93,9
1982	68,2	209,6	265,5	277,5	12,2	84,8	91,1	54,2	7,7	0	0	24	91,2
1983	6,8	70,7	99,5	106,3	237,4	302,1	109,1	82,7	175,8	13	21,6	4,2	102,4
1984	29,6	224,7	32,6	373,3	141,4	121,4	400,9	51,9	139,8	0	6,7	7,6	127,5
1985	118,7	72,8	162,2	126,9	142,2	189,4	300,3	90,9	16,9	34	10,9	17,3	106,9
1986	48,8	127,2	167,1	308	197,3	310,6	130,4	36,9	40,1	6,2	2,1	8,8	115,3
1987	44,8	52,3	177,5	69,2	115,1	107	110,4	101,8	61,4	36,3	0	18,7	74,5
1988	74,6	1,1	120,6	458,2	120,6	90,4	68,1	223,9	23,2	23,1	0	13,3	101,4
1989	48,2	45,3	96,3	34,1	122,8	0	92,2	111,9	163,4	17	30,5	0	63,5
1990	2,9	48,9	110,8	350,6	142	197,1	173,5	104,9	87,2	5,7	2,8	9,5	103
1991	30	189,8	74,7	25,2	170,7	60	136,1	216,2	58	31	5,2	0	83,1
1992	24,2	95,6	151,5	251,3	113	98,7	47,3	136,3	84,1	2,3	0	1,3	83,8
1993	77,2	91,6	104,2	138,9	147,7	142,5	4,7	102,3	23,2	2,3	0	0	69,6
1994	143,1	107,2	34,8	141,1	264,7	56,5	241,7	31,9	0	18,2	1,3	22	88,5
1995	16,6	56,8	53,5	115,3	189,2	551,2	133,7	251,8	86,2	53	9,9	1,5	126,6
1996	60	121,5	109,2	117,4	97	16,6	31,3	90,9	29	4,5	1,2	13,4	57,7
1997	59,1	169,4	322,7	204,4	71,6	134,4	155,8	256	435	2,3	0	14,1	152,1
1998	51	134,8	338	183,5	208	125,7	174,4	47,1	59,8	11,2	0	1,9	111,3
1999	39,5	33,7	288,9	431,3	27,6	10,8	17,3	87,8	59,8	14,4	0	1,9	84,4
2000	44,8	74,4	83,2	215	392,9	123,8	18,5	111,4	57,3	0	0	16,7	94,8
2001	50,9	0	89,8	111,3	118,7	94,2	74,3	90,2	57,3	5	35	49,3	64,7
2002	28,7	57	351,8	347,8	461,4	94,1	56,4	338,4	68	1,3	6,7	4,7	151,4
2003	63,9	135,8	96,9	280	184	82,1	44,4	158,4	206,5	14,4	0	6,1	106
2004	37,5	39,3	205,8	262,5	152,7	134,2	100	27	8,9	0	0	3	80,9
2005	95,3	61,4	148,2	191,5	185	274,6	62,2	37,4	100,8	2,3	0	1,8	96,7
2006	64,3	5,5	8,8	218,5	27,6	96,6	426	299,5	42,8	7,4	17,4	13	102,3
2007	47,7	359,1	215,4	173,4	15,7	28,9	188,6	82,2	102,3	21,1	9,6	1,5	103,8
2008	81,3	61,3	255,4	185	410,2	163,6	109,4	171,2	59,1	3,2	0	14,5	126,2
2009	104,9	53	199	212,8	198	88,4	124,9	100	100,2	67,7	0	15,8	105,3917
2010	60,1	181,3	203,5	118,4	142,8	219	126,1	198,9	184	29,5	2,4	0	122,1667
2011	0	102,6	224,2	137,3	103,4	237,9	128,8	198,7	0	0	0	29,6	96,875
2012	39,2	105,2	149	71,1	233,6	236,8	186,6	113,8	170,8	5,2	0	27,7	111,5833
2013	24,2	41,7	309	39,4	128,8	120,8	334,6	35,3	183	34	10,4	47,5	109,0583
2014	4,6	43,3	55,8	244	152,8	201,5	0	30,51	26,31	6,12	0	0	63,74167
2015	47,3	57,2	89,5	383,6	175	214,5	307,2	42	51,6	15,3	0	0	115,2667
2016	2,7	37,3	72,1	245,8	60	68,2	17,3	48,5	0	23,7	0	0	47,96667
2017	40,6	34,1	201,3	204,2	71,9	163,2	170,1	178,6	67,2	0	0	3,6	94,56667
2018	33,6	180,4	147,2	63,4	350,5	24,9	152,1	74,4	133,3	4,2	0	8,8	97,73333

Annexe 04 : hydrogramme de crue des différentes périodes de retour

Temps (h)	Qmax(m ³ /s)			
	Période de retour (ans)			
	10	50	100	1000
0	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5	6,79	11,79	12,83	19,52
1	27,14	47,17	51,32	78,09
1,5	61,07	106,12	115,48	175,71
2	108,57	188,66	205,29	312,37
2,5	169,64	294,78	320,77	488,08
3	244,28	424,49	461,91	702,83
3,5	332,49	577,77	628,71	956,63
4	434,27	754,64	821,17	1249,47
4,36	515,96	896,59	975,63	1484,50
4,86	448,16	778,78	847,43	1289,44
5,36	386,58	671,77	730,99	1112,26
5,86	330,92	575,04	625,73	952,10
6,36	280,87	488,07	531,10	808,11
6,86	236,14	410,35	446,52	679,42
7,36	196,43	341,35	371,44	565,17
7,86	161,45	280,55	305,28	464,51
8,36	130,88	227,44	247,49	376,57
8,86	104,44	181,49	197,49	300,50
9,36	81,83	142,19	154,73	235,43
9,86	62,74	109,02	118,63	180,50
10,36	46,87	81,45	88,63	134,86
10,86	33,94	58,98	64,17	97,65
11,36	23,63	41,07	44,69	68,00
11,86	15,66	27,21	29,61	45,05
12,36	9,72	16,89	18,37	27,96
12,86	5,51	9,57	10,41	15,85
13,36	2,73	4,75	5,17	7,86
13,86	1,09	1,90	2,07	3,15
14,36	0,29	0,50	0,55	0,84
14,86	0,03	0,04	0,05	0,07
15,36	0,00	0,00	0,00	0,00

Annexe 05: l'hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sortie pour les différentes charges déversantes

Hydrogramme d'entrée			Hydrogramme de sortie (Qlaminé m ³ /s)											
Temps (h)	Q	Q1+Q2	Hd											
			3.52	3.43	3.32	3.24	3.15	3.07	2.99	2.93	2.87	2.81	2.75	
0	0	19,52	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5	19,52	97,61	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	78,09	253,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,5	175,71	488,08	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	312,37	800,45	15,01	16,38	17,64	18,91	20,06	21,23	22,37	23,45	24,56	25,71	26,72	
2,5	488,08	1190,91	68,00	74,26	80,10	86,06	91,60	97,26	102,67	108,04	113,42	118,79	123,88	
3	702,83	1659,46	139,26	151,56	162,81	174,36	184,88	195,68	205,73	215,85	225,84	235,69	245,01	
3,5	956,63	2206,10	230,33	250,01	267,45	285,67	301,73	318,49	333,57	349,08	364,19	378,97	392,88	
4	1249,47	2733,97	341,95	370,50	394,85	420,99	443,09	466,75	487,23	508,92	529,82	550,10	569,07	
4,36	1484,5	2773,94	468,29	506,73	538,03	572,91	600,95	631,99	657,65	685,89	712,78	738,66	762,73	
4,86	1289,44	2401,70	577,32	623,17	658,79	699,79	731,08	766,69	794,80	826,73	856,61	885,03	911,16	
5,36	1112,26	2064,36	649,16	697,68	733,88	776,17	807,08	842,59	869,58	900,54	928,87	955,31	979,15	
5,86	952,1	1760,21	692,44	740,15	774,55	814,71	843,04	875,38	899,21	926,30	950,40	972,31	991,54	
6,36	808,11	1487,53	713,42	757,78	788,83	824,50	848,93	876,20	895,74	917,27	935,76	951,91	965,49	
6,86	679,42	1244,59	716,80	756,02	782,74	812,41	832,19	853,32	868,03	883,25	895,59	905,65	913,42	
7,36	565,17	1029,68	706,27	739,17	760,97	783,81	798,59	813,15	822,89	831,71	838,00	842,20	844,54	
7,86	464,51	841,08	684,81	710,73	727,32	743,03	752,75	760,82	765,73	768,52	769,25	768,23	765,84	
8,36	376,57	677,07	654,94	673,62	684,94	693,66	698,48	700,48	700,90	698,35	694,27	688,85	682,62	
8,86	300,5	535,93	618,77	630,30	636,48	638,67	638,92	635,51	631,96	624,91	616,91	608,03	598,85	
9,36	235,43	415,93	578,15	582,89	584,22	580,55	576,70	568,71	561,77	551,18	540,17	528,74	517,50	
9,86	180,5	315,36	534,69	533,20	530,10	521,40	514,01	502,31	492,64	479,43	466,30	453,19	440,69	
10,36	134,86	232,51	489,79	482,78	475,77	462,92	452,61	438,11	426,35	411,40	396,96	382,92	369,84	
10,86	97,65	165,65	444,65	432,91	422,57	406,50	393,91	377,45	364,25	348,33	333,29	318,96	305,86	
11,36	68	113,05	400,30	384,68	371,63	353,21	338,96	321,33	307,28	291,05	275,98	261,88	249,18	
11,86	45,05	73,01	357,57	338,93	323,79	303,84	288,52	270,40	256,01	240,01	225,38	211,90	199,92	
12,36	27,96	43,81	317,15	296,29	279,66	258,91	243,06	225,02	210,75	195,39	181,54	168,96	157,92	
12,86	15,85	23,71	279,52	257,20	239,66	218,73	202,82	185,31	171,51	157,10	144,28	132,77	122,80	
13,36	7,86	11,01	245,04	221,92	203,97	183,38	167,80	151,17	138,12	124,87	113,22	102,89	94,05	

12,86	15,85	23,71	279,52	257,20	239,66	218,73	202,82	185,31	171,51	157,10	144,28	132,77	122,80
13,86	3,15	3,99	213,86	190,55	172,62	152,78	137,84	122,35	110,24	98,26	87,85	78,75	71,04
14,36	0,84	0,91	186,04	163,01	145,48	126,70	112,63	98,42	87,38	76,72	67,57	59,66	53,05
14,86	0,07	0,07	161,48	139,13	122,28	104,75	91,71	78,87	68,96	59,60	51,67	44,91	39,32
15,36	0	0,00	139,97	118,57	102,61	86,47	74,55	63,09	54,31	46,20	39,42	33,71	29,05
15,86	0	0,00	121,21	100,97	86,04	71,32	60,55	50,43	42,74	35,79	30,05	25,29	21,45
16,36	0	0,00	104,88	85,92	72,09	58,80	49,16	40,29	33,62	27,71	22,90	18,96	15,83
16,86	0	0,00	90,68	73,08	60,37	48,44	39,88	32,17	26,43	21,45	17,45	14,22	11,69
17,36	0	0,00	78,36	62,12	50,53	39,90	32,35	25,68	20,78	16,60	13,29	10,66	8,62
17,86	0	0,00	67,68	52,78	42,27	32,85	26,23	20,50	16,33	12,84	10,12	7,99	6,36
18,36	0	0,00	58,43	44,83	35,35	27,04	21,26	16,36	12,83	9,93	7,71	5,99	4,69
18,86	0	0,00	50,42	38,06	29,56	22,25	17,23	13,05	10,08	7,68	5,87	4,49	3,46
19,36	0	0,00	43,50	32,31	24,71	18,31	13,96	10,41	7,92	5,94	4,47	3,36	2,55
19,86	0	0,00	37,51	27,42	20,65	15,06	11,31	8,30	6,22	4,60	3,40	2,52	1,88
20,36	0	0,00	32,34	23,27	17,25	12,39	9,16	6,62	4,88	3,55	2,59	1,89	1,39
20,86	0	0,00	27,88	19,74	14,41	10,19	7,42	5,28	3,84	2,75	1,97	1,41	1,03
21,36	0	0,00	24,02	16,74	12,04	8,38	6,01	4,21	3,01	2,13	1,50	1,06	0,76
21,86	0	0,00	20,70	14,20	10,06	6,89	4,87	3,36	2,37	1,64	1,14	0,79	0,56
22,36	0	0,00	17,84	12,04	8,40	5,67	3,94	2,68	1,86	1,27	0,87	0,59	0,41
22,86	0	0,00	15,36	10,21	7,02	4,66	3,19	2,14	1,46	0,98	0,66	0,45	0,30
23,36	0	0,00	13,23	8,66	5,86	3,83	2,59	1,70	1,15	0,76	0,50	0,33	0,22
23,86	0	0,00	11,40	7,34	4,89	3,15	2,09	1,36	0,90	0,59	0,38	0,25	0,17
24,36	0	0,00	9,82	6,23	4,09	2,59	1,70	1,08	0,71	0,45	0,29	0,19	0,12
24,86	0	0,00	8,45	5,28	3,41	2,13	1,37	0,86	0,55	0,35	0,22	0,14	0,09
25,36	0	0,00	7,28	4,47	2,85	1,75	1,11	0,69	0,44	0,27	0,17	0,11	0,07
25,86	0	0,00	6,27	3,79	2,38	1,44	0,90	0,55	0,34	0,21	0,13	0,08	0,05
26,36	0	0,00	5,40	3,22	1,99	1,18	0,73	0,44	0,27	0,16	0,10	0,06	0,04
26,86	0	0,00	4,65	2,73	1,66	0,97	0,59	0,35	0,21	0,13	0,07	0,04	0,03

27,36	0	0,00	4,00	2,31	1,38	0,80	0,48	0,28	0,17	0,10	0,06	0,03	0,02
27,86	0	0,00	3,44	1,96	1,16	0,66	0,39	0,22	0,13	0,08	0,04	0,02	0,01
28,36	0	0,00	2,97	1,66	0,96	0,54	0,31	0,18	0,10	0,06	0,03	0,02	0,01
28,86	0	0,00	2,55	1,41	0,81	0,44	0,25	0,14	0,08	0,04	0,03	0,01	0,01
29,36	0	0,00	2,20	1,19	0,67	0,37	0,21	0,11	0,06	0,03	0,02	0,01	0,01
29,86	0	0,00	1,89	1,01	0,56	0,30	0,17	0,09	0,05	0,03	0,01	0,01	0,00
30,36	0	0,00	1,63	0,86	0,47	0,25	0,13	0,07	0,04	0,02	0,01	0,01	0,00
30,86	0	0,00	1,40	0,73	0,39	0,20	0,11	0,06	0,03	0,02	0,01	0,00	0,00
31,36	0	0,00	1,21	0,62	0,33	0,17	0,09	0,05	0,02	0,01	0,01	0,00	0,00
31,86	0	0,00	1,04	0,52	0,27	0,14	0,07	0,04	0,02	0,01	0,00	0,00	0,00
32,36	0	0,00	0,89	0,44	0,23	0,11	0,06	0,03	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00
32,86	0	0,00	0,77	0,37	0,19	0,09	0,05	0,02	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00
33,36	0	0,00	0,66	0,32	0,16	0,08	0,04	0,02	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
33,86	0	0,00	0,57	0,27	0,13	0,06	0,03	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
34,36	0	0,00	0,49	0,23	0,11	0,05	0,02	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
25,86	0	0,00	6,27	3,79	2,38	1,44	0,90	0,55	0,34	0,21	0,13	0,08	0,05
26,36	0	0,00	5,40	3,22	1,99	1,18	0,73	0,44	0,27	0,16	0,10	0,06	0,04
26,86	0	0,00	4,65	2,73	1,66	0,97	0,59	0,35	0,21	0,13	0,07	0,04	0,03
27,36	0	0,00	4,00	2,31	1,38	0,80	0,48	0,28	0,17	0,10	0,06	0,03	0,02
27,86	0	0,00	3,44	1,96	1,16	0,66	0,39	0,22	0,13	0,08	0,04	0,02	0,01
28,36	0	0,00	2,97	1,66	0,96	0,54	0,31	0,18	0,10	0,06	0,03	0,02	0,01
28,86	0	0,00	2,55	1,41	0,81	0,44	0,25	0,14	0,08	0,04	0,03	0,01	0,01
29,36	0	0,00	2,20	1,19	0,67	0,37	0,21	0,11	0,06	0,03	0,02	0,01	0,01
29,86	0	0,00	1,89	1,01	0,56	0,30	0,17	0,09	0,05	0,03	0,01	0,01	0,00
30,36	0	0,00	1,63	0,86	0,47	0,25	0,13	0,07	0,04	0,02	0,01	0,01	0,00

Annexe 06 : Résultats de calcul de la ligne d'eau dans le coursier.

Y (m)	ymoy(m)	Smoy(m²)	Pmoy(m)	Rmoy(m)	V(m/s)	Fr²	1-Fr²	Sf	S0-SF	ΔX(m)	L(m)
3,72											
3,69	3,71	148,20	47,41	3,13	6,07	1,01	-0,01	0,002	0,09	0,00	0
3,66	3,68	147,00	47,35	3,10	6,12	1,04	-0,04	0,002	0,09	-0,01	0,01
3,63	3,65	145,80	47,29	3,08	6,17	1,06	-0,06	0,002	0,09	-0,02	0,03
3,6	3,62	144,60	47,23	3,06	6,22	1,09	-0,09	0,002	0,09	-0,03	0,07
3,57	3,59	143,40	47,17	3,04	6,27	1,12	-0,12	0,002	0,09	-0,04	0,11
3,54	3,56	142,20	47,11	3,02	6,32	1,15	-0,15	0,002	0,09	-0,05	0,16
3,51	3,53	141,00	47,05	3,00	6,38	1,18	-0,18	0,002	0,09	-0,06	0,22
3,48	3,50	139,80	46,99	2,98	6,43	1,21	-0,21	0,002	0,09	-0,07	0,29
3,45	3,47	138,60	46,93	2,95	6,49	1,24	-0,24	0,002	0,09	-0,08	0,37
3,42	3,44	137,40	46,87	2,93	6,54	1,27	-0,27	0,002	0,09	-0,09	0,46
3,39	3,41	136,20	46,81	2,91	6,60	1,30	-0,30	0,002	0,09	-0,10	0,56
3,36	3,38	135,00	46,75	2,89	6,66	1,34	-0,34	0,002	0,09	-0,12	0,68
3,33	3,35	133,80	46,69	2,87	6,72	1,38	-0,38	0,002	0,09	-0,13	0,81
3,3	3,32	132,60	46,63	2,84	6,78	1,41	-0,41	0,002	0,09	-0,14	0,95
3,27	3,29	131,40	46,57	2,82	6,84	1,45	-0,45	0,002	0,09	-0,16	1,10
3,24	3,26	130,20	46,51	2,80	6,91	1,49	-0,49	0,002	0,09	-0,17	1,27
3,21	3,23	129,00	46,45	2,78	6,97	1,54	-0,54	0,002	0,09	-0,18	1,46
3,18	3,20	127,80	46,39	2,75	7,04	1,58	-0,58	0,003	0,09	-0,20	1,66
3,15	3,17	126,60	46,33	2,73	7,10	1,62	-0,62	0,003	0,09	-0,21	1,87
3,12	3,14	125,40	46,27	2,71	7,17	1,67	-0,67	0,003	0,09	-0,23	2,10
3,09	3,11	124,20	46,21	2,69	7,24	1,72	-0,72	0,003	0,09	-0,25	2,35
3,06	3,08	123,00	46,15	2,67	7,31	1,77	-0,77	0,003	0,09	-0,27	2,61
3,03	3,05	121,80	46,09	2,64	7,38	1,82	-0,82	0,003	0,09	-0,28	2,90
3	3,02	120,60	46,03	2,62	7,46	1,88	-0,88	0,003	0,09	-0,30	3,20
2,97	2,99	119,40	45,97	2,60	7,53	1,94	-0,94	0,003	0,09	-0,32	3,53
2,94	2,96	118,20	45,91	2,57	7,61	2,00	-1,00	0,003	0,09	-0,34	3,87
2,91	2,93	117,00	45,85	2,55	7,69	2,06	-1,06	0,003	0,09	-0,37	4,24
2,88	2,90	115,80	45,79	2,53	7,77	2,12	-1,12	0,003	0,09	-0,39	4,63
2,85	2,87	114,60	45,73	2,51	7,85	2,19	-1,19	0,004	0,09	-0,41	5,04
2,82	2,84	113,40	45,67	2,48	7,93	2,26	-1,26	0,004	0,09	-0,44	5,48
2,79	2,81	112,20	45,61	2,46	8,01	2,33	-1,33	0,004	0,09	-0,46	5,94
2,76	2,78	111,00	45,55	2,44	8,10	2,41	-1,41	0,004	0,09	-0,49	6,43
2,73	2,75	109,80	45,49	2,41	8,19	2,49	-1,49	0,004	0,09	-0,52	6,95
2,7	2,72	108,60	45,43	2,39	8,28	2,57	-1,57	0,004	0,09	-0,55	7,50
2,67	2,69	107,40	45,37	2,37	8,37	2,66	-1,66	0,004	0,09	-0,58	8,09
2,64	2,66	106,20	45,31	2,34	8,47	2,75	-1,75	0,005	0,09	-0,62	8,70
2,61	2,63	105,00	45,25	2,32	8,56	2,85	-1,85	0,005	0,09	-0,65	9,35
2,58	2,60	103,80	45,19	2,30	8,66	2,95	-1,95	0,005	0,09	-0,69	10,04
2,55	2,57	102,60	45,13	2,27	8,76	3,05	-2,05	0,005	0,08	-0,72	10,76
2,52	2,54	101,40	45,07	2,25	8,87	3,16	-2,16	0,005	0,08	-0,77	11,53
2,49	2,51	100,20	45,01	2,23	8,97	3,28	-2,28	0,005	0,08	-0,81	12,33
2,46	2,48	99,00	44,95	2,20	9,08	3,40	-2,40	0,006	0,08	-0,85	13,19
2,43	2,45	97,80	44,89	2,18	9,19	3,52	-2,52	0,006	0,08	-0,90	14,09
2,4	2,42	96,60	44,83	2,15	9,31	3,66	-2,66	0,006	0,08	-0,95	15,04
2,37	2,39	95,40	44,77	2,13	9,43	3,80	-2,80	0,006	0,08	-1,00	16,04

2,34	2,36	94,20	44,71	2,11	9,55	3,94	-2,94	0,007	0,08	-1,06	17,10
2,31	2,33	93,00	44,65	2,08	9,67	4,10	-3,10	0,007	0,08	-1,12	18,22
2,28	2,30	91,80	44,59	2,06	9,80	4,26	-3,26	0,007	0,08	-1,18	19,40
2,25	2,27	90,60	44,53	2,03	9,93	4,43	-3,43	0,007	0,08	-1,25	20,65
2,22	2,24	89,40	44,47	2,01	10,06	4,61	-3,61	0,008	0,08	-1,32	21,97
2,19	2,21	88,20	44,41	1,99	10,20	4,81	-3,81	0,008	0,08	-1,39	23,36
2,16	2,18	87,00	44,35	1,96	10,34	5,01	-4,01	0,009	0,08	-1,48	24,84
2,13	2,15	85,80	44,29	1,94	10,48	5,22	-4,22	0,009	0,08	-1,56	26,40
2,1	2,12	84,60	44,23	1,91	10,63	5,45	-4,45	0,009	0,08	-1,65	28,05
2,07	2,09	83,40	44,17	1,89	10,78	5,68	-4,68	0,010	0,08	-1,75	29,80
2,04	2,06	82,20	44,11	1,86	10,94	5,94	-4,94	0,010	0,08	-1,86	31,66
2,01	2,03	81,00	44,05	1,84	11,10	6,20	-5,20	0,011	0,08	-1,97	33,63
1,98	2,00	79,80	43,99	1,81	11,27	6,49	-5,49	0,011	0,08	-2,09	35,72
1,95	1,97	78,60	43,93	1,79	11,44	6,79	-5,79	0,012	0,08	-2,22	37,94
1,92	1,94	77,40	43,87	1,76	11,62	7,11	-6,11	0,012	0,08	-2,36	40,30
1,89	1,91	76,20	43,81	1,74	11,80	7,45	-6,45	0,013	0,08	-2,52	42,82
1,86	1,88	75,00	43,75	1,71	11,99	7,82	-6,82	0,014	0,08	-2,68	45,50
1,83	1,85	73,80	43,69	1,69	12,18	8,20	-7,20	0,014	0,08	-2,86	48,36
1,8	1,82	72,60	43,63	1,66	12,39	8,62	-7,62	0,015	0,07	-3,06	51,42
1,77	1,79	71,40	43,57	1,64	12,59	9,06	-8,06	0,016	0,07	-3,27	54,69
1,74	1,76	70,20	43,51	1,61	12,81	9,53	-8,53	0,017	0,07	-3,51	58,19
1,71	1,73	69,00	43,45	1,59	13,03	10,04	-9,04	0,018	0,07	-3,76	61,96
1,68	1,70	67,80	43,39	1,56	13,26	10,58	-9,58	0,019	0,07	-4,05	66,01
1,65	1,67	66,60	43,33	1,54	13,50	11,16	-10,16	0,020	0,07	-4,36	70,37
1,62	1,64	65,40	43,27	1,51	13,75	11,79	-10,79	0,021	0,38	-0,85	71,22
1,59	1,61	64,20	43,21	1,49	14,01	12,46	-11,46	0,023	0,38	-0,91	72,13
1,56	1,58	63,00	43,15	1,46	14,27	13,19	-12,19	0,024	0,38	-0,97	73,11
1,53	1,55	61,80	43,09	1,43	14,55	13,97	-12,97	0,026	0,37	-1,04	74,15
1,5	1,52	60,60	43,03	1,41	14,84	14,81	-13,81	0,027	0,37	-1,11	75,26
1,47	1,49	59,40	42,97	1,38	15,14	15,73	-14,73	0,029	0,37	-1,19	76,45
1,44	1,46	58,20	42,91	1,36	15,45	16,72	-15,72	0,031	0,37	-1,28	77,73
1,41	1,43	57,00	42,85	1,33	15,78	17,80	-16,80	0,033	0,37	-1,37	79,10
1,38	1,40	55,80	42,79	1,30	16,11	18,98	-17,98	0,036	0,36	-1,48	80,58
1,35	1,37	54,60	42,73	1,28	16,47	20,26	-19,26	0,038	0,36	-1,60	82,18
1,32	1,34	53,40	42,67	1,25	16,84	21,65	-20,65	0,041	0,36	-1,73	83,91
1,29	1,31	52,20	42,61	1,23	17,23	23,18	-22,18	0,044	0,36	-1,87	85,78
1,26	1,28	51,00	42,55	1,20	17,63	24,85	-23,85	0,048	0,35	-2,03	87,81
1,23	1,25	49,80	42,49	1,17	18,06	26,69	-25,69	0,052	0,35	-2,21	90,03
1,2	1,22	48,60	42,43	1,15	18,50	28,72	-27,72	0,056	0,34	-2,42	92,44
1,17	1,19	47,40	42,37	1,12	18,97	30,96	-29,96	0,061	0,34	-2,65	95,09
1,14	1,16	46,20	42,31	1,09	19,46	33,43	-32,43	0,066	0,33	-2,91	98,01
1,11	1,13	45,00	42,25	1,07	19,98	36,18	-35,18	0,072	0,33	-3,22	101,22
1,08	1,10	43,80	42,19	1,04	20,53	39,24	-38,24	0,079	0,32	-3,57	104,79
1,05	1,07	42,60	42,13	1,01	21,11	42,65	-41,65	0,086	0,31	-3,98	108,77
1,02	1,04	41,40	42,07	0,98	21,72	46,46	-45,46	0,094	0,31	-4,46	113,23
0,99	1,01	40,20	42,01	0,96	22,37	50,75	-49,75	0,104	0,30	-5,04	118,28
0,96	0,98	39,00	41,95	0,93	23,06	55,58	-54,58	0,115	0,29	-5,74	124,02
0,93	0,95	37,80	41,89	0,90	23,79	61,04	-60,04	0,127	0,27	-6,60	130,62

0,9	0,92	36,60	41,83	0,87	24,57	67,25	-66,25	0,141	0,26	-7,68	138,31
0,87	0,89	35,40	41,77	0,85	25,40	74,32	-73,32	0,158	0,24	-9,08	147,38
0,84	0,86	34,20	41,71	0,82	26,29	82,42	-81,42	0,177	0,22	-10,93	158,31
0,81	0,83	33,00	41,65	0,79	27,25	91,74	-90,74	0,198	0,20	-13,51	171,82