



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

**ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DE LA
DIGUE DU BARRAGE DE TARZOUT (W.CHLEF).**

Présenté par :

HABIB Mohammed Rachad

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
ZEROUAL Ayoub	M.C.A	Président
TOUMI Samir	M.C.B	Examineur
BOURI Djamel Eddine	M.C.B	Examineur
LAOUCH Nassim	M.C.B	Examineur
HACHEMI Abdelkader	M.C.A	Promoteur

Dédicace

Lorsque nous achevons une étape significative de notre vie, nous avons souvent tendance à nous remémorer les personnes qui ont partagé avec nous les moments précieux de notre existence. Ces personnes qui ont apporté leur aide de manière désintéressée, nous ont soutenus sans réserve, nous ont aimés sans condition, ces personnes qui croient en nous et grâce à qui notre bonheur et notre joie sont renforcés, pour qui un malheur dans nos vies est ressenti aussi profondément en elles. Que le Tout-Puissant protège ces individus chers à nos cœurs.

Je dédie ce modeste mémoire, fruit de longues années d'études, en premier lieu :

- À mon cher père, Abd el kadder, qui m'a soutenu et a su m'insuffler du courage.

- À ma très chère mère, Khadidja, à qui je dois énormément pour ses sacrifices, son amour, son aide et son soutien.

- À mon frère, Anas, et à mes sœurs, Wiam, Lamia et Ritedj, ainsi qu'à mon grand-père, ma grand-mère et mes tantes.

- À tous mes collègues qui ont croisé ma route tout au long de ma vie, j'ai été entouré de personnes merveilleuses qui ont offert le meilleur d'elles-mêmes sans attendre de contrepartie. La liste est longue, et je vous suis reconnaissant pour tous les sentiments d'amitié que vous avez manifestés à mon égard, ce dont je suis fier.

À tous et à toutes, je dédie ce travail.

Merci.

Remerciements

Tout d'abord, je tiens à exprimer ma gratitude envers le Tout-Puissant, Allah, pour m'avoir accordé la force et la patience nécessaires pour mener ce travail à son achèvement.

Je souhaite également adresser mes remerciements à :

- Ma précieuse famille : mes parents, mes sœurs, pour leur soutien moral et financier tout au long de mon travail.

- Mon encadrant, M. HACHEMI Abdelkader, qui a accepté de superviser mon travail. Il s'est montré compréhensif et attentif aux divers obstacles que j'ai rencontrés. Je le remercie pour son expertise, sa patience et son encouragement. Son regard critique a été d'une grande aide pour structurer le travail et améliorer la qualité des différentes sections.

- Tous les enseignants et professeurs de l'ENSH qui nous ont guidés tout au long de notre formation d'ingénieur. Mes respects vont également aux membres du jury qui ont honoré ce travail de leur évaluation.

- Tous mes amis de l'École Nationale Supérieure d'Hydraulique, ainsi que ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de mon mémoire.

- L'équipe pédagogique et administrative de l'ENSH pour leurs efforts visant à nous offrir une formation de qualité.

- Enfin, je tiens à remercier toute personne qui a contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Votre soutien et votre encouragement ont été d'une grande importance dans la réussite de ce mémoire.

ملخص

في إطار الاستراتيجية الوطنية للحفاظ على موارد المياه والاستفادة من ملايين الأمتار المكعبة للمياه المفقودة حاليا والتي يتم رميها في البحر، تهدف هذه الدراسة في إطار هذا التحليل الاولي لاختيار النوع المناسب من السدود لمنطقة تارزوت، والتي تقع في ولاية شلف، بشكل رئيسي على طول نهر تارزوت، مما يحقق وفرة في مياه السقي والفلاحة وانخفاضا في التكلفة.

Résumé :

Dans le cadre de la stratégie nationale visant à préserver les ressources en eau et à exploiter les millions de mètres cubes d'eau actuellement perdus et jetés dans la mer, cette étude vise, dans le contexte de cette analyse préliminaire, à choisir le type approprié de barrages pour la région de Tarzout, située dans la wilaya de Chlef, principalement le long de la rivière Tarzout. Cela permettra d'assurer l'abondance en eau pour l'irrigation et l'agriculture, tout en réduisant les coûts.

Abstract:

Within the framework of the national strategy to preserve water resources and make use of the millions of cubic meters of water currently lost and discarded into the sea, this study aims, as part of this preliminary analysis, to select the appropriate type of dams for the Tarzout region. This region is located in the Chlef province, mainly along the Tarzout River, thereby achieving abundance in irrigation and agriculture water and reducing costs.

TABLE DES MATIERE

INTRODUCTION GENERALE	2
CHAPITRE I: MEMOIRE DE SYNTHESE DE L'ETUDE DE FAISABILITE	3
I. Généralité :.....	4
I.2 L'objectif du barrage :	4
I.3.1 Etudes topographiques :.....	5
I.3.1.2 Localisation de l'ouvrage :	5
I.3.2 Etude géologique:	7
I.3.2.1 Géologie de la cuvette de la retenue :	7
I.3.2.2 Géologie de site d'implantation du barrage :	9
I.3.3 Etude géotechnique :.....	9
I.3.3 .2 Reconnaissance géotechnique et essais de laboratoire :	10
I.3.3 .2.1 But des travaux de reconnaissance :	10
I.3.3 .2.2 Travaux de reconnaissance sur le site du barrage :	10
I.3.3 .2.3 Travaux de reconnaissance sur la zone d'emprunt :	12
I.3.3 .2.4 Préssiomètres:	13
I.3.4 Caractéristiques hydrogéologiques :.....	13
I.5 Sismicité de la zone d'étude :	14
I.6 Tectonique :	15
I.7 Géomorphologie :	16
I.8 Hydrologie :	17
I.8.1 Caractéristique de bassin versant :	17
I.8.2 Précipitations :	17
I.8.1 caractéristiques des stations pluviométriques	17
I.8.2 .2 Étude des précipitations quotidiennes maximales :	18
I.8.3 Caractéristiques climatiques de la zone d'étude :	18
I.8.3.1 Températures de l'air :.....	18
I.8.3.2 Le vent :	19
I.8.3.3 Humidité relative de l'air :	19
I.8.3.4 Évaporation :	19
I.8.3.5 Envasement :	20
I.8.3.6 Apports :.....	20
I.9 Contenu de l'option choisie dans l'analyse de faisabilité :	21
I.9.1 Digue :	21
I.9.2 Evacuateur de crue :	21

I.9.3 la galerie de dérivation :	21
I.9.4 La vidange de fond :	21
I.9.5 La conduite raccordée à la vidange de fond :	22
I.10 Qualité de l'eau :	22
Conclusion:	22
CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE	23
II.1 Le bassin versant :	24
II.1.1 DESCRIPTION DU BASSIN VERSANT :	25
II.1. 2 Caractéristiques de la forme du bassin versant:	25
II.1.3 Hypsométrie du bassin versant :	28
II.1.3.1 Le relief :	28
II.1.4 Les indices :	30
II.1.5 Le réseau hydrographique du bassin versant:	33
II.1.6 Profil en long de l'Oued :	35
II.2 Caractéristiques climatiques :	37
II.2.1 Températures de l'air :	37
II.2.2 Le vent :	39
II.2.3 Humidité relative de l'air :	39
II.2.4 Evaporation :	40
II.2.5 Pluviométrie:	41
II.2.5.1. Stations et données disponibles:	41
II.2.5.2. Répartition de la pluie moyenne dans l'année :	41
II.2.5.3. Les précipitations maximales journalières :	42
II.3 Choix de la loi d'ajustement :	43
II.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	43
II.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) :	46
II.4 La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités:	48
II.5 Evaluation des apports liquides:	51
II.5.1 Analogie avec la station de sidi Akacha (02.02.07):	51
II.5. 2 Caractéristiques de l'écoulement :	52
II.5.3 Estimation à partir de la loi de Pearson :	53
II.5.5 Apport solide et l'estimation du volume mort :	54
II.6 Etude des crues:	56
II.6 .1 Les Débits fréquents:	57

II 6.2 détermination les temps caractéristiques au site du barrage de Tarzout :	58
II.6. 3 Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski : ...	60
II.6.4 Choix de fréquence de la crue du projet et de chantier :	62
II.7 Régularisation :.....	65
II.7.1 Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface » :	65
II.7.2 Répartition des besoins :.....	68
II.7.3 Répartition mensuelle de l'apport A80% (Hm3) :	69
II.7.4 Calcul du volume utile :.....	69
II.7.4.1 Procédé de calcul:.....	69
II.7.5 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :	71
II.7.6 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :.....	73
II.8. Laminage des crues :	75
II.8.1 La méthode de MUSKINGUM :	76
II.8.1.1 Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière	76
II.8.1.2 Méthode de Muskingum	77
II.8.1.3 Principe de la méthode de solution.....	77
II.8.1.4 Calcul du débit de sortie	78
II.8.1.5 Calcul du volume stocké.....	79
CHAPITRE III : L'ETUDE D'OPTIMISATION.....	86
III.1 Calcul du coût approximatif de la digue :	87
III.1.1 Calcul de la revanche :	87
III 1.2 Le tassement :.....	88
III.1.3 La largeur en crête :	88
III. 1.4 Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes :	90
III.2. Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues :.....	92
III.2 .1 Coût du déversoir :	92
III.2 .2 Coût du coursier :	93
III.2.3 Coût du bassin de dissipation :.....	94
III.2.4 Calcul du coût approximatif du barrage:.....	94
CHAPITRE IV: ETUDE DES VARIANTES	96
IV.1. Choix du site du barrage :	97
IV.1.1 Sites du barrage possibles :	97
IV.1.2 Choix du site d'implantation du barrage :.....	97
IV.2. Critères de choix d'un type de barrage :.....	97

IV.3 Variantes pour le barrage :	98
IV.3.1 La revanche :	99
IV.3.2. La hauteur du barrage :	100
IV.3.3. La largeur en crête :	100
IV.3.4. La longueur en crête :	101
IV.3.5. Pentés des talus :	101
IV.3.6. Les bermes :	102
IV.3.6.1. Talus amont :	102
IV.3.6.2. Talus aval :	102
IV.3.7. Revêtement de la crête et des talus de la digue :	102
IV.3.7.1. Talus amont :	102
IV.3.7.2. Talus aval:	103
IV.3.8. La crête :	103
IV.4. Etanchéité du barrage:	104
IV.4.2. Les drains :	105
IV.4.3. Les filtre:	106
IV.5. Calcul du volume des différents matériaux :	107
IV.6. Estimation du coût des variantes :	107
CHAPITRE V: ETUDE DETAILLEE DE LA DIGUE	109
V.1 Dimensionnement :	110
V.1.1. La revanche du barrage :	110
V.1.2. La hauteur du barrage :	110
V.1.3. Largeur en crête :	110
V.1.4. Les bermes :	111
V.1.5. Pentés des talus :	111
V.1.6. Dimensionnement du noyau :	111
V.1.7. Pente des talus du noyau :	112
V.1.8. Protection des talus :	113
V.2. Etude d'infiltrations :	114
V.2.1. Défaut d'étanchéité et conséquences des infiltrations :	115
V.2.2. Hypothèses simplificatrices dans les calculs de filtration hydraulique des barrages en terre :	115
V.2.3. La ligne de saturation :	115
V.2.4. Calcul du débit de fuite à travers le barrage :	116
CHAPITRE VI : ETUDE DE STABILITE	117

VI.1) Stabilité des talus	118
VI.2) Méthode de FELLENIUS	118
VI.3. Calcul des forces appliquées à chaque tranche :	119
VI.3.1. Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :	119
VI.3.2. Force de pression interstitielle :	119
VI.3.3. Forces de cohésion :	120
VI.3.4. forces de frottement :	120
VI.3.5. force séismique :	120
VI.4. Ordre de calcul (Méthode des tranches) :	120
CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER	123
VII.1 - Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :	124
VII.1.1 - Le maître de l'ouvrage :	124
VII.1.2 - Le maître d'oeuvre :	124
VII.1.3 - L'entrepreneur :	125
VII.2 - INSTALLATIONS DU CHANTIER.....	125
VII.2.1 - Installations destinées au personnel :	125
VII.2.2 - Installations destinées au stockage des matériaux :	125
VII.2.3 - Installations destinées à la réparation des engins :	125
VII.2.4 - Installations pour la préfabrication :	125
VII.3 - Ordre d'exécution des travaux :	125
VII.3.1- Excavation effectuée pour la création des infrastructures temporaires du chantier: ...	126
VII.3.2 -Dérivation provisoire :	127
VII.3.3 - Percement de la galerie de dérivation :	129
VII.3.4 - Percement du puits vertical (La prise d'eau) :	130
VII.3.5 - Exécution des fouilles à ciel ouvert :	130
VII.3.6 - Exécution de la digue :	131
VII.3.7 - Exécution des travaux de bétonnage :	133
VII.4 - Planification :	134
VII.4.1 - Définition :	134
VII.4.2 - Techniques de la planification :	134
VII.4.3 - Les étapes de la planification :	136
VII.4.4 - Les plannings :	137
VII.4.5 - Matériel et personnel nécessaire :	138
VII.5 Primavera systems, inc. Présentation :	140

VII.5.1 PRÉSENTATION DE QUALITÉ DE VOS PLANS DE PROJETS	141
VII.6.6 Planification :	141
VII.6.7 Détermination du chemin critique :	142
CHAPITRE VIII : PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL	145
VIII.1 Comite de sécurité :	146
VIII.2 Instructions structurelles sur la sécurité :	146
VIII.2.1 Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier :	146
VIII.2.2 Instructions à donner au Chef d'équipe :	146
VIII.3 Contrôle et entretien du matériel :	146
VIII.4 Organisation du service de la sécurité d'ouvrage :	146
VIII.6 Causes des accidents de travail :	147
VIII.7.1 Risques potentiels sur le site de construction:	148
VIII.7.2 Comportements à risque:	148
VIII.7.3 Mesures préventives :	148
CONCLUSION GENERALE	151
ANNEXES	153
III. Barrage en enrochement avec revêtement en béton:	166

LIST DES FIGURES:

Figure 1: Carte régionale du territoire (issue de la carte géologique de l'Algérie). (1/50000)	4
Figure 2: Localisation du barrage de Tarzout.....	6
Figure 3: Localisation des deux sites étudiés. (1/50000).....	6
Figure 4: Carte géologique de site de barrage Tarzout.....	8
Figure 5 : Carte géologique régionale (extrait de la carte géologique de l'Algérie	8
Figure 6: Carte zonage sismique du territoire national-RPA99.	15
Figure 7 : Distribution des isohypses dans le bassin versant de TARZOUT.	26
Figure 8 : répartition et courbe hypsométrique	29
Figure 9 : Profil en long du cours d'eau principale.	36
Figure 10 : La répartition mensuelle des températures moyennes.	38
Figure 11 : La répartition des Températures maximales et minimales mensuelles	38
Figure 12 : La répartition des Humidités moyennes mensuelles.....	39
Figure 13 : La répartition de l'Evaporation mensuelle.....	40
Figure 14 : Répartition mensuelle des précipitations	42
Figure 15 : représentation graphique de la loi de Gumbel	45
Figure 16 : représentation graphique de la loi de log-normale (Galton)	47
Figure 17 : Comparaison des caractéristiques de la loi.	48
Figure 18 : Pluies d Courte durée.....	50
Figure 19 : Intensité –Durée -Fréquence.....	50
Figure 20 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de site	52
Figure 21 : Hydro grammes des crues.....	62
Figure 22 : Hydro gramme de crue de projet Q 0,01%.	64
Figure 23 : Hydro gramme de crue de projet Q crue travaux.....	65
Figure 24 : Courbes Surface – Hauteur	68
Figure 26 : Laminage à travers un barrage.....	77

Figure 27 : Evacuateur à surface libre à entonnement frontal.....	78
Figure 28 : Modélisation de la courbe capacité- hauteur.....	80
Figure 29 : Modélisation de la courbe surface-hauteur	80
Figure 30 : Courbe caractéristique du barrage pour $b=65$ m.....	81
Figure 31 : Hydrogramme de sorties	85
Figure 32 : profil longitudinal de l'axe du barrage.	90
Figure 33 : Courbes d'optimisations	95
Figure 34 : Schéma de calcul statique	119

LIST DES TABLEAUX :

Tableau 1: Récapitulatif des sondages de reconnaissance sur le site du barrage.	11
Tableau 2: Essais de laboratoire sur échantillons pris des zones d'emprunt des matériaux de construction	12
Tableau 3 : Caractéristiques essentielles des stations pluviométriques.....	17
Tableau 4 : Les précipitations quotidiennes maximales pour différentes périodes de retour à la station météorologique de Bordj Abou El Hassen (02.02.01).	18
Tableau 5 : Températures moyennes mensuelles et température moyenne annuelle pour la station de Ténès	18
Tableau 6 : Températures maximales et minimales mensuelles pour la station de Ténès.	18
Tableau 7: Les valeurs mensuelles moyennes ainsi que la moyenne annuelle des niveaux d'humidité enregistrées à la station de Cap Ténès.....	19
Tableau 8 : Évaporation mensuelle enregistrée à la station d'Echlef.	19
Tableau 9 : Évaporation mensuelle à la station Oued Fodda.	20
Tableau 10 : débits solide sur le bassin versant.....	20
Tableau 11 : Voici la répartition mensuelle des apports enregistrés à la station de Sidi Akacha.....	20
Tableau 12 : Calcul des surfaces cumulées	29
Tableau 13 : les longueurs des courbes de niveaux.....	32
Tableau 14 : Détermination de la pente de Roche Ip	32
Tableau 15 : la mesure de la longueur du cours d'eau principal à différentes altitudes le long de son parcours.....	36
Tableau 16 : caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.	37
Tableau 17 : Températures moyennes mensuelles et température moyenne annuelle pour la.....	37
Tableau 18 : Températures maximales et minimales mensuelles pour la station de Ténès	38
Tableau 19 : Evaporation mensuelle – station de chlef.....	40
Tableau 20 : Principales caractéristiques des sites des stations pluviométriques.....	41
Tableau 21 : station pluviométrique disponibles a proximité de la zone d'étude	41
Tableau 22 : Répartition des valeurs des pluies moyennes mensuelles	41
Tableau 23 : Caractéristiques de la série avec N=34 ans :	43
Tableau 24 : Résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel.....	45
Tableau 25 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.	46
Tableau 26 : Résultat de l'ajustement a la loi de lognormal	47
Tableau 27 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.	47
Tableau 28 : Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences.	49
Tableau 29 : La répartition des apports de sidi Akacha.	51
Tableau 30 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	52
Tableau 31: Caractéristiques de l'écoulement.....	52
Tableau 32 : Récapitulatif des résultats des coefficients des variations.....	53
Tableau 33 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.	54
Tableau 34 : Variation de perméabilité	55
Tableau 35 : Répartition de volume mort annuel.	55
Tableau 36 : La série des débits maximaux de station de Sidi Akacha.....	56
Tableau 37 : La série des débits maximaux de station de Site.	57
Tableau 38 : les Débits fréquentiels de la station de site.....	58
Tableau 39 : Ordonnées maximales des hydro grammes (Débits fréquentielles) de crue par différentes périodes de retour.	58

Tableau 40 : Principaux éléments géométriques du bassin versant de l'Oued Tarzout jusqu'au site du barrage de Tarzout.....	58
Tableau 41 : le coefficient relatif à la surface du bassin versant (K).	59
Tableau 42 : récapitulatif temps caractéristiques au site du barrage de Tarzout :	59
Tableau 43 : les valeurs de débits de crues en fonction de temps.	61
Tableau 44 : Catégories des dommages résultant des crues.	63
Tableau 45 : Crues de projet recommandé.	63
Tableau 46 : Courbes topographiques et volumétriques.	66
Tableau 47 : Répartition mensuelle des besoins.....	68
Tableau 48 : Répartition mensuelle de l'apport A80% (Hm ³).....	69
Tableau 49 : Défiance entre les apports et les besoins	70
Tableau 50 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm ³)	72
Tableau 51 : Les pertes dans la retenue.....	73
Tableau 52 : Régularisation saisonnière en tenir compte des pertes en (Mm ³)	74
Tableau 53 : Valeurs de h et les plages de variation en période de crue	78
Tableau 54 : Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour b=65 m.	81
Tableau 55 : Calcul de l'hydrogramme de sortie pour b=65 m.....	82
Tableau 56 : Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties.....	83
Tableau 57 : Tableau récapitulatif des résultats de laminage	85
Tableau 58 : Variation de la largeur de la crête en fonction de la charge déversante	89
Tableau 59 : Volume totale de la digue pour chaque largeur déversant.....	90
Tableau 60 : Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs.....	92
Tableau 61 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes.....	93
Tableau 62 : Coût du Coursier pour différentes largeurs déversantes.....	93
Tableau 63 : Coût du Bassin d'amortissement pour différentes largeurs déversantes	94
Tableau 64 : coût de l'évacuateur de crue pour différentes largeurs déversantes	94
Tableau 65 : Récapitulatif des prix totaux.....	94
Tableau 66 : Récapitulatif les caractéristiques du barrage.	95
Tableau 67 : valeurs indicatives des fruits de talus des barrages en terre	101
Tableau 68 : Valeurs des pentes des talus du barrage en pierres.....	101
Tableau 69 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de γp	103
Tableau 70 : les coûts des différentes variantes étudiées.	108
Tableau 71 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation	112
Tableau 72 : Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage	112
Tableau 73 : Tableau Récapitulatif des différents paramètres calculés.....	114
Tableau 74 : Coordonnées de la parabole de KOZENY	116
Tableau 75 : Coefficient de stabilité admissible des talus.....	120
Tableau 76 : les valeurs admissibles des coefficients de sécurité.	121
Tableau 77 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	121

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Depuis 5 000 ans, l'humanité a construit plus de 50 000 grands barrages et réservoirs artificiels, qui régulent environ 3 500 milliards de mètres cubes d'eau par an, soit de l'ordre de 30 % de la ressource en eau accessible. Cette eau stockée et régulée est utilisée pour l'alimentation en eau de la population, l'irrigation, la production d'énergie hydroélectrique, la protection contre les crues, la navigation, les loisirs et le tourisme, l'environnement...

Le type d'ouvrage le plus répandu dans le monde entier, reste cependant les barrages en terre ou en enrochements à noyau en terre, qui représentaient 66 % du nombre de barrages de plus de 15 m de hauteur recensés en 2003. Leur champ d'application est immense, car ils s'adaptent facilement à l'utilisation des matériaux et des moyens locaux, ainsi qu'à une grande diversité de fondations. C'est le type d'ouvrages le plus ancien et on en trouve des traces dans les civilisations les plus reculées. Le plus grand ouvrage de ce type en service reste le barrage de Nurek au Tadjikistan, de 300 m de hauteur, mis en service en 1980.

La conception des barrages est un art difficile, car les contraintes sont très importantes, les conditions locales ne sont jamais identiques et les matériaux à utiliser sont ceux disponibles à proximité. La nature de ces matériaux et celle de la fondation de l'ouvrage orientent le choix du type d'ouvrage, mais l'optimisation du projet est toujours complexe.

En Algérie, il existe 59 barrages en exploitation avec une capacité totale de stockage de 5.81 milliards de m³. Le plus grand barrage en Algérie est de Beni Haroun situé dans la wilaya de Mila avec une capacité de stockage de 960 millions m³. L'état d'Algérie a dépensé beaucoup d'argent pour recouvrir la demande de l'eau.

Le gouvernement d'Algérie est en train d'accélérer l'avancement dans le domaine de l'hydraulique pour pallier au manque d'eau et assurer la quantité nécessaire à l'alimentation en eau potable, l'alimentation de l'industrie et l'irrigation des terres agricoles.

Notre projet d'étude a pour but l'étude d'APD du barrage de TARZOUT qui est destiné à l'irrigation des terres agricoles de cette région.

Le contenu comprendra huit chapitres. Nous allons faire une analyse des conditions géologiques et géotechniques afin de trouver le site favorable. Puis, on traitera en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul de l'hydrogramme de crue, de l'estimation et le choix de la crue de projet et du transport solide, de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique,

On consacrera un chapitre pour l'analyse des variantes de digues et le choix sera en fonction de la disponibilité des matériaux ainsi que une étude détaillée de la conception, d'infiltration et de stabilité des talus.

Un autre chapitre sera consacré à l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux.

Et un chapitre traitera la protection et la sécurité de travail.

CHAPITRE I
MEMOIRE DE SYNTHESE DE L'ETUDE DE
FAISABILITE

I. Généralité :

Le barrage de TARZOUT est situé sur l'Oued TARZOUT, dans la willaya de CHELEF. Il fait partie des projets en cours d'étude, avec une étude préliminaire de faisabilité réalisée par le bureau d'études Energoprojekt Hidroinzenjering de l'État serbe. Notre travail vise à élaborer une étude d'avant-projet détaillé (APD) pour la digue du barrage de TARZOUT, en complément des recherches effectuées lors des études de faisabilité. Le présent résumé fait partie de cette étude APD et a pour but de fournir une description générale du projet ainsi qu'une explication justificative et descriptive de la solution retenue.

Dans ce chapitre, nous présentons un aperçu des investigations initiales entreprises au cours de l'évaluation de la faisabilité du projet, comprenant la recherche topographique, géologique, géotechnique et hydrologique.

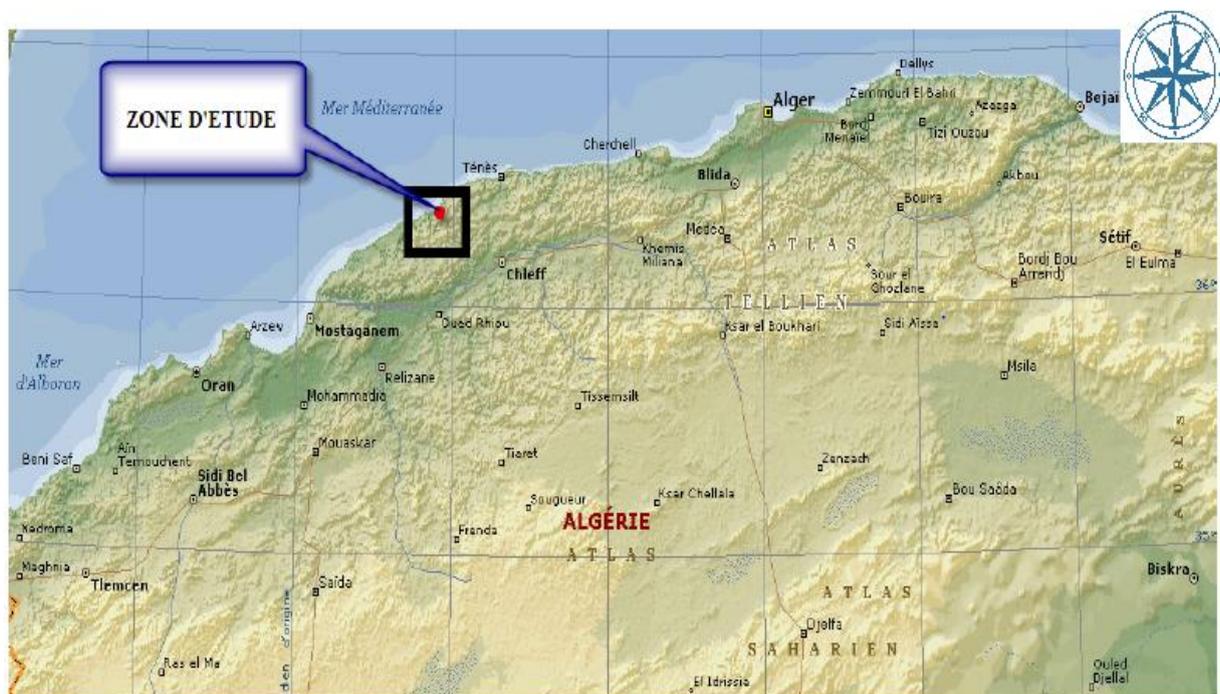


Figure 1: Carte régionale du territoire (issue de la carte géologique de l'Algérie). (1/50000)

Source (Google Earth)

I.2 L'objectif du barrage :

L'usage principal de la retenue est l'irrigation, et pour répondre à l'augmentation des besoins en eau, il est nécessaire de mobiliser de nouvelles ressources. Par conséquent, l'Oued Tarzout a été identifié comme une ressource potentielle qui sera exploitée grâce à la construction d'un barrage. Ce barrage créera une retenue qui permettra de tirer parti des capacités hydrologiques de ce cours d'eau.

I.3 Etudes topographique, géologique et géotechnique :

I.3.1 Etudes topographiques :

Les informations topographiques requises englobent divers aspects, notamment le bassin-versant de la retenue, dont la morphologie est essentielle pour les études hydrologiques, la configuration de la vallée de la rivière en amont et en aval du barrage, ainsi que les emplacements du barrage lui-même et de la retenue, et enfin, les zones où les matériaux nécessaires à la construction des ouvrages seront prélevés.

I.3.1.2 Localisation de l'ouvrage :

Le barrage de TARZOUT sera érigé sur l'Oued TARZOUT, dont le bassin versant est situé dans la wilaya de CHLEF, à une distance d'environ 70 km au nord-ouest de la ville du même nom. Sur le découpage territorial de l'Algérie du Nord en secteurs, le bassin versant de l'Oued TARZOUT se trouve dans la partie occidentale du bassin versant 2, à environ 250 km à l'ouest de la ville d'Alger.

Les coordonnées du site de barrage (système Lambert) sont :

X = 349,80 Km

Y = 352,15 Km

Z = 100,00m N.G.A

Le site choisi pour la construction du barrage de TARZOUT se trouve en aval du village de Talassa. Les terres agricoles exploitables dans la plaine de l'Oued TARZOUT sont principalement localisées autour du village de Talassa et en aval du cours d'eau, juste avant son débouché dans la Méditerranée. Les activités principales de la population locale sont généralement liées à l'agriculture et à l'élevage.

L'Oued TARZOUT est formé par la confluence de l'Oued Bou Khandek et de l'Oued Bou Dada. Sa longueur depuis sa formation jusqu'à son embouchure dans la Méditerranée est d'environ 17 km. La superficie du bassin de l'Oued TARZOUT est d'environ 120 km². Les montagnes entourent le bassin, atteignant des altitudes comprises entre 500 et 900 mètres. Le débit moyen de l'Oued TARZOUT à l'embouchure de la Méditerranée est d'environ 400 litres par seconde.

Les documents topographiques disponibles comprennent une carte topographique à l'échelle 1/50 000 (feuille CAVIGNAC), une carte topographique à l'échelle 1/5 000 de la cuvette de retenue (pour les sites des barrages no 2 et no 5), ainsi qu'une carte topographique à l'échelle 1/1 000 du site du barrage (pour les sites des barrages no 2 et no 5).



Figure 2: Localisation du barrage de Tarzout.

Après une analyse préliminaire des sites possibles pour la construction du barrage de TARZOUT, le Bureau d'études a proposé deux sites de barrages :

1. Le site No 2 se situe à l'extrémité de la partie resserrée de l'Oued Tarzout. D'un point de vue géologique et morphologique, ce site semble propice à la construction d'un barrage et à la création d'une retenue.
2. Le site N° 5 se trouve environ 3 km en amont du site No 2. Ce site a déjà fait l'objet d'études préliminaires dans des documents antérieurs. Du point de vue de la morphologie, il est légèrement plus étroit que le site N° 2. Cependant, après avoir examiné la zone de la retenue dont la cote normale de retenue est de 150 mètres, il a été constaté qu'elle ne répondrait pas aux besoins requis.

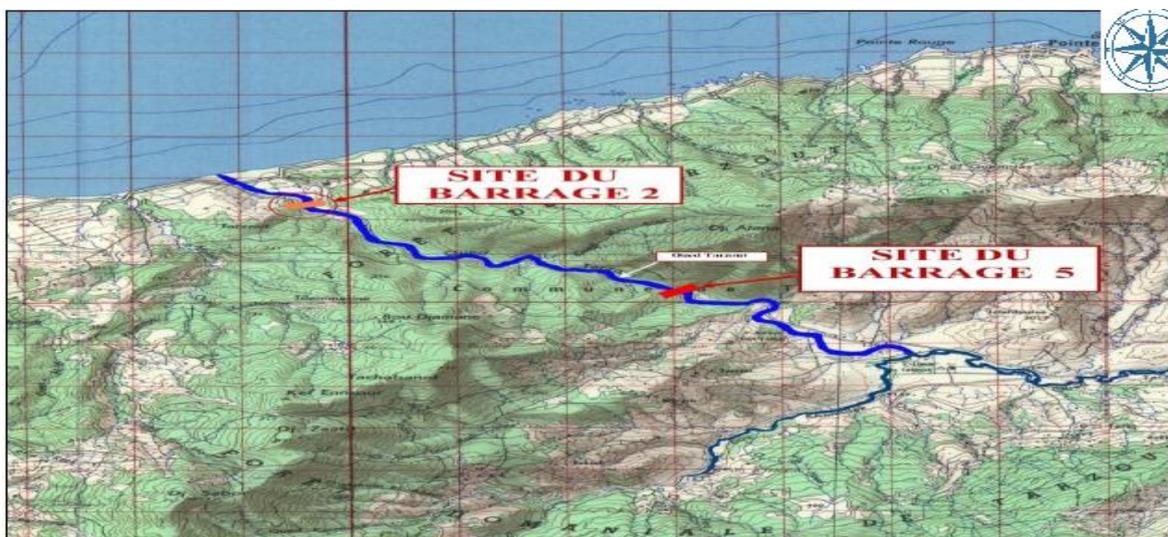


Figure 3: Localisation des deux sites étudiés. (1/50000)

I.3.2/ Etude géologique :

L'objectif de cette étude est de caractériser la géologie du site, de la cuvette et de la zone de l'axe du barrage, afin de comprendre les principales propriétés géologiques, telles que la perméabilité, le degré de consolidation, le tassement, et de retracer l'histoire géologique le long de l'axe du barrage. Par ailleurs, cette étude géologique et géotechnique nous permettra de déterminer l'emplacement adéquat pour l'extraction des matériaux de construction.

I.3.2.1 / Géologie de la cuvette de la retenue :

Les terrains situés dans la zone en forme de cuvette de la retenue et en amont de celle-ci sont particulièrement vulnérables à des altérations physico-chimiques prononcées, à des processus de ravinement élémentaire et à une érosion en nappe, notamment des phénomènes de ravinements et de dénudation. Ces processus d'altération sont particulièrement marqués dans la zone de la cuvette de la retenue et dans la région en amont de celle-ci. En aval du site du barrage, jusqu'à l'embouchure de l'Oued TARZOUT dans la mer, ainsi que le long du tronçon du cours d'eau depuis la localité de TALASSA jusqu'au début de la retenue, on observe une érosion des sédiments récents jusqu'au substrat rocheux sous-jacent du lit de l'Oued. Ce phénomène est probablement le résultat de l'activité géologique le long de fractures sub verticales orientées nord-est - sud-ouest.

Tout cela est imposé par la nature des terrains constitués par des :

- e_a^2 Argiles et quartzites (Médjanien),
- m_c^1 Marnes (Cartennien),
- m_i Argiles et poudingues rouges (Oligocène),
- c^{8-7} Marnes et calcaires (Sénonien).
- m_a^1 Grès et poudingues (Cartennien)
- q^1 Alluvions anciennes (*niveau inférieur*)

CHAPITRE I : MEMOIRE DE SYNTHESE DES FAISABILITE

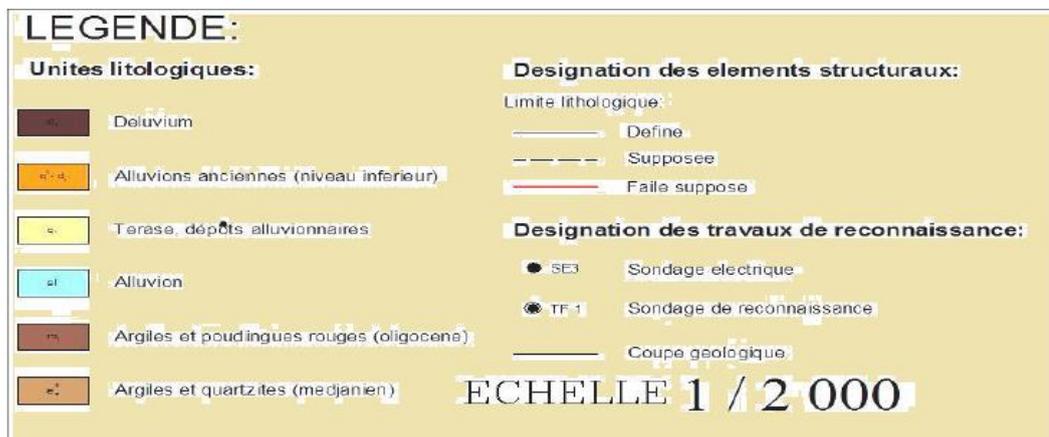
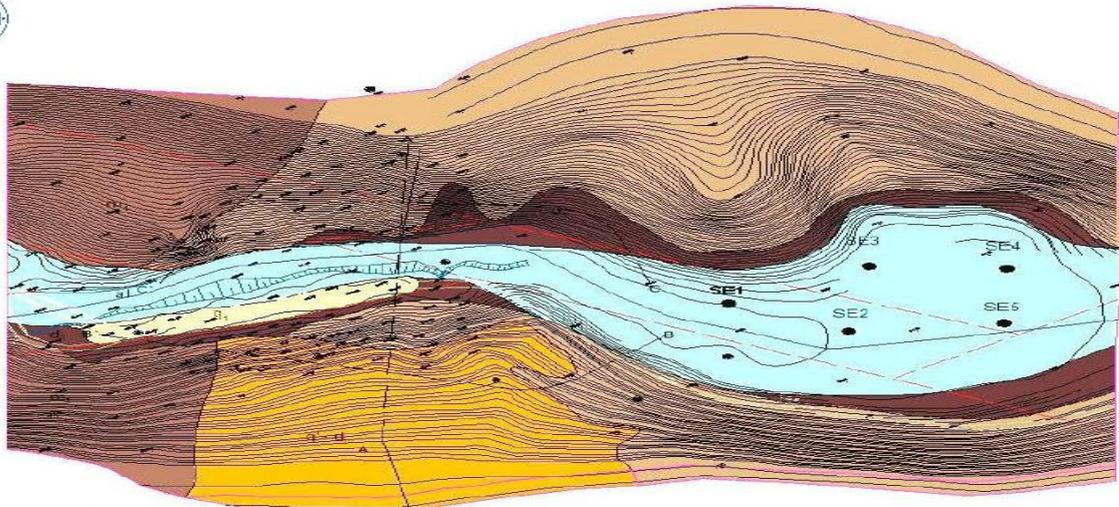


Figure 4: Carte géologique de site de barrage Tazoult.

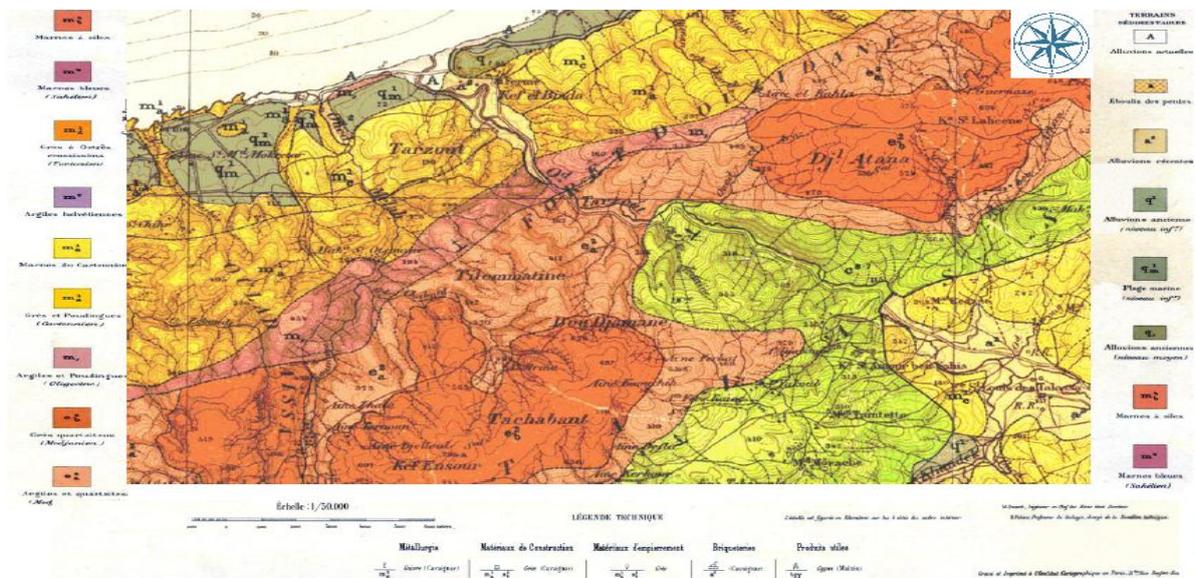


Figure 5 : Carte géologique régionale (extrait de la carte géologique de l'Algérie à l'échelle (1/25 000))

I.3.2.2 / Géologie de site d'implantation du barrage :

Le site d'implantation se compose des types de terrains suivants :

1. Un ensemble de marnes et de calcaires compacts, avec des variations dans la composition en fonction du pourcentage de matériau carbonaté. Ces types de roches forment la base de la partie centrale et de la partie amont de la cuvette de la retenue.
2. Un ensemble de blocs rocheux constitués de grès quartzeux et de quartzites, dispersés en surface ou enfouis dans des argiles litées de couleur violacée, reposant directement sur les calcaires marneux du Sénonien. Ces roches se trouvent au niveau du site du barrage.
3. Un ensemble de roches faiblement compactes, comprenant des argilites rouges, des limons oligocènes, d'anciennes alluvions, des terrasses fluviales, des cailloutis, des dépôts de pente tels que des éboulis et des blocs, ainsi que des sédiments pluviaux.
4. Un ensemble de sédiments alluvionnaires meubles.

I.3.3/ Etude géotechnique :

Les conditions géotechniques pour la réalisation du barrage et des ouvrages annexes semblent globalement favorables. En se basant sur les caractéristiques géologiques du site du barrage et les matériaux de construction disponibles, il est possible d'envisager la construction de différents types de barrages. Les marnes et les calcaires à variétés présentent des propriétés physico-mécaniques et géotechniques satisfaisantes, ce qui en fait un sol approprié pour les fondations de divers types de barrages.

Cependant, en ce qui concerne la géotechnique, le principal défi réside dans l'exécution des excavations en galerie et des excavations à ciel ouvert dans les blocs argileux de grès quartzeux ainsi que dans les sédiments de l'ancienne terrasse fluviale. Le sol propice aux fondations du barrage se trouve généralement à une profondeur d'environ 20 mètres. Il s'agit des marnes et des calcaires à variétés qui présentent de bonnes caractéristiques en termes de capacité portante, de facilité d'excavation et de perméabilité.

Dans la zone du lit de l'oued, jusqu'à une profondeur de 20 mètres, on trouve des couches de sédiments alluvionnaires, principalement composées de graviers perméables avec des blocs rocheux. Les rives du lit de l'oued ont une perméabilité relativement faible, en particulier dans la partie inférieure où les grès quartzeux intacts sont encastrés dans la matrice argileuse. Par conséquent, les excavations à ciel ouvert des deux côtés doivent être planifiées avec des pentes de talus d'environ 1/1.

I.3.3 .2/ Reconnaissance géotechnique et essais de laboratoire :

I.3.3 .2.1/ But des travaux de reconnaissance :

La Campagne de reconnaissance géologique pour l'Étude de faisabilité a pour objectif de réaliser une description géologique détaillée du site d'implantation du barrage dans le but de:

1. Confirmer la faisabilité de la construction d'un barrage-poids ou d'un barrage en remblai.
2. Fournir des données essentielles pour le dimensionnement précis du barrage et du bassin de dissipation.
3. Estimer les coûts associés aux travaux d'excavation, de consolidation et d'étanchéité nécessaires à la réalisation du barrage.
4. Confirmer la disponibilité des matériaux de construction requis pour le projet.

I.3.3 .2.2/ Travaux de reconnaissance sur le site du barrage :

a) Forage de reconnaissance :

- La campagne de reconnaissance géologique comprendra la réalisation de 7 sondages verticaux carottés, d'une profondeur variant de 20 à 80 mètres, ce qui équivaut à un total d'environ 480 mètres de forage (ces chiffres sont donnés à titre indicatif). De plus, 2 sondages carottés inclinés seront effectués, atteignant une profondeur allant de 40 à 75 mètres, totalisant environ 115 mètres de forage (ces chiffres sont également fournis à titre indicatif).

- Il sera réalisé un sondage de reconnaissance spécifique dans le lit de l'oued, directement aligné avec l'axe du barrage. Ce sondage atteindra une profondeur de 65 mètres chacun (désigné sous le nom de TF-3). Il permettra de traverser les dépôts alluvionnaires de l'Oued Tarzout, notés comme étant de type b, ainsi que les argiles et les quartzites de la formation géologique de Medjanien, identifiés comme étant de type a.

- Il sera également réalisé un total de 5 sondages en rive gauche, dans l'alignement de l'axe du barrage et du tracé de la vidange de fond. Ces sondages traverseront plusieurs couches géologiques, notamment :

- Les dépôts alluvionnaires de l'Oued Tarzout, classifiés en tant que type b.

- Les alluvions anciennes comprenant des dépôts de déluvium, notés comme étant de type q1.

- Les argiles et les poudingues rouges datant de l'Oligocène, identifiés comme étant de type m1.

- Les argiles et les quartzites de la formation géologique de Medjanien, désignés comme étant de type e2a.

Ces sondages fourniront des informations essentielles sur les différentes couches géologiques présentes dans la zone du barrage et de la vidange de fond.

CHAPITRE I : MEMOIRE DE SYNTHESE DES FAISABILITE

La campagne de reconnaissance géologique comprendra plusieurs sondages avec des profondeurs spécifiques et des diamètres de forage adaptés aux différentes formations géologiques présentes sur le site. Voici les détails des sondages prévus :

1. Un sondage de reconnaissance de 20 mètres de profondeur (TF-6) sera effectué le long du tracé de la vidange de fond, en amont de l'axe du barrage, dans la zone du portique d'entrée.
2. Un sondage de reconnaissance de 40 mètres de profondeur (TF-7) sera réalisé le long du tracé de la vidange de fond, en amont de l'axe du barrage.
3. Deux sondages de reconnaissance seront effectués le long de l'évacuateur à l'aval de l'axe du barrage : l'un de 40 mètres de profondeur (TF-8, avec une inclinaison de direction/pendage de 135/60 ou 315/60), et l'autre de 20 mètres de profondeur (TF-9).
4. Deux sondages de reconnaissance en rive droite, d'une profondeur de 70 à 80 mètres, seront réalisés le long de l'axe du barrage et de la digue fusible. Ces sondages permettront de traverser les argiles et les poudingues rouges de l'Oligocène (notés m1) ainsi que les argiles et les quartzites de la formation géologique de Medjanien (notés e2a).
5. Un sondage de reconnaissance de 70 mètres de profondeur (TF-4) sera effectué directement dans l'axe du barrage.
6. Un sondage de reconnaissance de 80 mètres de profondeur (TF-5) sera réalisé également dans l'axe du barrage.

Les diamètres de forage varieront en fonction des types de formations géologiques rencontrées :

- Un diamètre minimum de 101 mm sera utilisé pour les formations telles que les dépôts alluvionnaires de l'Oued Tarzout, les alluvions anciennes, les argiles et poudingues rouges de l'Oligocène, ainsi que les argiles et les quartzites de la formation géologique de Medjanien lorsqu'elles sont désagrégées en argiles.
- Un diamètre minimum de 86 mm sera utilisé pour les formations plus compactes, comme les argiles et les quartzites de la formation géologique de Medjanien lorsque ces roches sont plus cohérentes.

Tableau 1: Récapitulatif des sondages de reconnaissance sur le site du barrage.

Zone d'exécution :	Nombre :	Profondeur des sondages :
le lit de l'oued	1	TF-3 = 65 m
rive gauche	6	TF-1 = 80m, TF-2 = 75m, TF-6 = 20m, TF-7 = 40m , TF-8 = 40m , TF-9 = 20m
rive droite	2	TF-4 = 70m, TF-5 = 80m

CHAPITRE I : MEMOIRE DE SYNTHESE DES FAISABILITE

b) Essais de laboratoire :

Sur les échantillons de roche prélevés dans les sondages, les essais mentionnés ci - dessous ont été effectués :

- Poids spécifiques 6 essais
- Densité humide 6 essais
- Porosité 6 essais
- Compression simple sec 6 essais
- Analyses minérale - pétrographiques 4 analyses

I.3.3 .2.3/ Travaux de reconnaissance sur la zone d'emprunt :

a) Travaux de reconnaissance du terrain :

Le levé géologique a été effectué à 12 emplacements différents dans les zones d'emprunt prévues pour la sélection de matériaux argileux. Ces levés géologiques ont été réalisés le long du tronçon allant de la localité de Telassa, en suivant la vallée jusqu'à son embouchure avec la mer. Les données géologiques collectées dans ces 12 emplacements ont permis d'effectuer des reconnaissances détaillées des caractéristiques géologiques des matériaux argileux sélectionnés pour le projet.

b) Essais de laboratoire :

Sur les échantillons prélevés dans les zones d'emprunt des matériaux de construction, les essais de laboratoire donnés au tableau 2 ont été réalisés.

Tableau 2: Essais de laboratoire sur échantillons pris des zones d'emprunt des matériaux de construction

Les essais	Argile				Sable-gravier		Pierres
	Arg-7	Arg-8	Arg-9	Arg-12	Grv-1	Grv-2	
	Nombre d'essais						
Analyse granulométrique	3	3	1	6	1	1	-
Limite d'Aterberg	3	3	1	6	-	-	-
Poids spécifique	3	3	1	6	-	-	3
Teneur en eau naturel	3	3	1	6	-	-	-
Densité humide	3	3	1	6	-	-	1
Essai de traction	-	3	-	-	-	-	1
Essai Proctor	3	3	1	6	-	-	-
Essai de cisaillement	3	3	1	6	-	-	-
Compression simple sec	-	-	-	-	-	-	1
Essais triaxiaux	3	3	1	6	-	-	-
Teneur en matière organique	3	3	1	6	-	-	-
Teneur en CaCO ₃	3	3	1	6	-	-	-
Porosité	-	-	-	-	-	-	1
Los Angles	-	-	-	-	-	-	3

I.3.3 .2.4/ Préssiomètres :

Les mesures du niveau de l'eau souterraine ont été effectuées dans les piézomètres. Les Préssiometre étulisés sont : TF1, TF2, TF4, TF5, TF7, TF8, TF9.

I.3.4/Caractéristiques hydrogéologiques :

En général, la cuvette de retenue est considérée comme étanche car il y a peu de possibilités de pertes vers les bassins versants voisins. Les données topographiques provenant de la carte au 1/50 000 montrent que les cotes de la nappe dans le bassin de l'oued TARZOUT sont nettement plus élevées que celles de la retenue. De plus, le massif rocheux situé sur le site peut être considéré comme peu perméable à l'eau, car l'eau souterraine circule principalement le long des fractures. Cependant, les essais de perméabilité réalisés à l'aide de la méthode Lugeon n'ont pas révélé de perméabilité significative des roches. Les résultats de ces essais montrent des valeurs relativement uniformes qui n'excèdent pas quelques unités Lugeon (comme indiqué dans les logs de sondages).

Lors de l'examen de la coupe du sondage, il n'a pas été observé de signes importants d'aériorification sur les parois des fractures du substratum sénonien carbonaté. De plus, les mesures du niveau de la nappe phréatique effectuées pendant les sondages de reconnaissance ont montré de faibles fluctuations du niveau de la nappe.

Il est également important de noter que l'épaisseur des sédiments alluvionnaires perméables, qui comprennent des paquets de blocs rocheux alternant avec des graviers, atteint jusqu'à 20 mètres dans le lit de l'oued TARZOUT lui-même. Cette épaisseur de sédiments peut jouer un rôle crucial dans la capacité de la cuvette de retenue à retenir l'eau sans fuite significative.

I.4/ Matériaux de constructions :

Les matériaux de construction nécessaires pour la réalisation du barrage sont abondants dans les environs immédiats du site. Voici un aperçu des types de matériaux disponibles :

1. Argiles : Des argiles de qualité satisfaisante du point de vue géotechnique sont disponibles en quantité suffisante dans 4 zones d'emprunt situées à proximité immédiate du site du barrage. Ces argiles peuvent être utilisées pour diverses phases de la construction.
2. Matériaux gravelo-sableux : Des matériaux gravelo-sableux sont présents à proximité du site et peuvent être utilisés pour la construction, notamment pour la réalisation de filtres et d'enrochements du barrage en remblai.
3. Pierres : Plusieurs types de pierres sont disponibles, notamment le grès, les poudingues du Cartennien, les marnes et les calcaires du Sénonien, ainsi que le grès quartzueux du Médjanien. Ces pierres sont de qualité satisfaisante et sont présentes en quantités significatives. Elles peuvent être utilisées pour divers aspects de la construction du barrage.
4. Matériaux extraits des fouilles : Les blocs de grès quartzueux extraits des fouilles des fondations du barrage ainsi que les graviers provenant des alluvions locales peuvent être utilisés pour la réalisation du barrage.

CHAPITRE I : MEMOIRE DE SYNTHESE DES FAISABILITE

5. Alluvions récentes : Les alluvions récentes provenant du lit de l'oued Tarzout, sur une longueur de 1200 mètres en amont du site du barrage retenu, peuvent être séparées pour obtenir les matériaux nécessaires à la construction.

6. Grès quartziteux du Médjanien : Ces matériaux sont disponibles en quantités importantes, dépassant les besoins de l'aménagement. Ils peuvent être utilisés après concassage et séparation.

7. Calcaire des carrières voisines : Dans le cas de la construction d'ouvrages annexes pour le type de barrage en remblai, le calcaire provenant des carrières voisines déjà en exploitation peut être utilisé comme agrégat pour le béton.

La disponibilité de ces matériaux de construction de qualité satisfaisante à proximité du site facilitera la réalisation du barrage et des ouvrages associés.

I.5/ Sismicité de la zone d'étude :

D'après la carte d'intensité des séismes maximums survenus en Algérie de 1716 à 1989, ainsi que la carte du zonage sismique du territoire national (RPA99 - Version 2003), le pays est divisé en quatre zones sismiques classifiées comme suit :

1. Zone I : Sismicité négligeable - Cette zone présente une sismicité très faible, ce qui signifie que les séismes y sont extrêmement rares et d'une magnitude généralement très faible

2. Zone II b : Sismicité faible - Cette zone présente une sismicité faible, ce qui signifie que les séismes y sont peu fréquents et de faible à modérée magnitude. Les risques sismiques dans cette zone sont faibles mais existent.

3. Zone III a : Sismicité moyenne - Cette zone présente une sismicité modérée, ce qui signifie que les séismes y sont plus fréquents et peuvent atteindre une magnitude modérée. Les risques sismiques dans cette zone sont significatifs et nécessitent une attention particulière dans la conception des structures.

4. Zone IV : Sismicité élevée - Cette zone présente une sismicité élevée, ce qui signifie que les séismes y sont fréquents et peuvent atteindre une magnitude importante.

La classification en zones sismiques est essentielle pour la planification de la construction et la mise en place de normes de construction sismique appropriées afin de minimiser les risques en cas de séisme.

CHAPITRE I : MEMOIRE DE SYNTHESE DES FAISABILITE

3. Le troisième jeu de ruptures semble être le plus accentué et interrompt généralement la continuité des deux premiers jeux. Ce jeu de ruptures, qui est également probablement néotectonique, est orienté différemment des deux premiers jeux.

Il est important de noter que le troisième jeu de ruptures, qui est associé à des discontinuités, comprend une faille située à l'extrémité de la cuvette de la retenue. Cette faille se trouve entre le complexe sédimentaire et le complexe magmatique et métamorphique.

Ces informations sur les jeux de ruptures néotectoniques sont essentielles pour évaluer les risques sismiques potentiels dans la région et concevoir le barrage de manière à résister aux mouvements sismiques éventuels associés à ces jeux de ruptures.

I.7/ Géomorphologie :

La vallée de Tarzout au niveau du site du barrage présente une dissymétrie. Environ 2,17 kilomètres en amont du confluent de l'oued Tarzout avec la mer et à 1,2 kilomètre en amont de ce point, le lit de l'oued s'élargit pour atteindre une largeur moyenne d'environ 150 mètres. Cette section du lit est principalement composée d'argiles et de quartzites (Medjanien), avec une quantité moindre de marnes et de calcaires (Sénonien), ainsi que des éboulis argileux et des alluvions anciennes (niveau inférieur). Les alluvions récentes (à 2) remplissent le fond de la vallée sur cette section.

En amont de cette section, jusqu'à l'extrémité de la retenue, la largeur du fond de la vallée, qui correspond également à la largeur de la retenue, est légèrement plus étroite, d'environ 30 mètres. Dans cette partie, l'assise est principalement constituée de marnes et de calcaires (Sénonien), tandis que les alluvions récentes (à 2) ne sont pas prédominantes, même dans les parties les plus amont.

Dans les parties plus élevées du site, notamment sur le versant gauche au-dessus des cotes de 60 à 180, on observe la présence de hautes terrasses composées de matériaux limono-sablo-argileux. Ces terrasses sont probablement formées par les débris résiduels des alluvions anciennes du niveau inférieur (q 1).

Du point de vue géomorphologique, la dissymétrie des rives du site du barrage est relativement défavorable. La faible largeur du site du barrage et de la zone en amont de la retenue est favorable à la construction du barrage, quelle que soit sa conception. Cependant, cette faible largeur limite le volume de la retenue.

D'un autre côté, la zone de la retenue est favorable car elle n'inondera pas les terres agricoles situées en aval et en amont de la zone de Talassa.

CHAPITRE I : MEMOIRE DE SYNTHESE DES FAISABILITE

I.8/ Hydrologie :

L'objectif principal d'un barrage est de stocker un volume d'eau pour diverses utilisations, telles que l'irrigation, la production d'électricité, la fourniture d'eau potable, etc. Pour atteindre cet objectif, il est essentiel de prendre en compte deux aspects fondamentaux :

1. Les conditions de remplissage de la réserve : Il est nécessaire d'étudier les apports en eau mensuels, saisonniers et annuels provenant des précipitations et des affluents afin de déterminer la manière dont la réserve sera remplie au fil du temps. Cela permet de planifier l'utilisation de l'eau stockée de manière efficace pour répondre aux besoins en eau tout au long de l'année.

2. La gestion des crues : Un autre aspect crucial est de s'assurer que le barrage ne devienne pas un obstacle aux crues potentielles qui pourraient submerger l'ouvrage. Il est donc nécessaire d'étudier les débits instantanés des cours d'eau et de définir les crues maximales susceptibles d'entrer dans la retenue. Cette analyse de l'hydrologie permet de dimensionner les ouvrages de décharge, comme les vannes et les déversoirs, pour évacuer en toute sécurité les excès d'eau pendant les périodes de crue.

En résumé, une étude approfondie des apports en eau, de la régulation de la réserve et de la gestion des crues est essentielle pour concevoir, construire et exploiter un barrage de manière efficace et sécurisée, tout en garantissant la disponibilité de l'eau pour les usages prévus.

I.8.1/ Caractéristique de bassin versant :

Les principales caractéristiques physiques du bassin versant de l'oued TARZOUT jusqu'au site du barrage de TARZOUT :

1-Superficie :

Étant donné que le bassin versant représente la zone où les précipitations sont collectées et fournissent de l'eau aux cours d'eau, les débits sont en partie dépendants de la taille de cette surface. En effectuant une analyse de la carte topographique à l'échelle 1/50 000 de la région de TARZOUT, nous avons déterminé que la superficie du bassin est de 116,84 kilomètres carrés.

2-Périmètre :

Le périmètre du bassin, qui représente la longueur de sa frontière extérieure, a été mesuré à l'aide d'un curvimètre et équivaut à 59,45 kilomètres.

I.8.2/ Précipitations :

I.8.1/ caractéristiques des stations pluviométriques

Tableau 3 : Caractéristiques essentielles des stations pluviométriques

N°	Code	Stations	Altitudes	Coordonnées de UTM (Zone 31)		Pluies moyennes interannuelles [mm]	Années d'observation
				X	Y		
1	02.02.01	Abou El Hassen	200	339159.90	4030537.00	528.0	1953/54- 2002/03
2	02.02.03	Damous	40	384065.90	4045243.00	564.8	1953/54- 2002/03
3	02.02.05	Ténès	5	349803.30	4043005.00	560.3	1953/54- 2002/03
4	02.02.11	Sidi Akacha	140	348737.60	4038308.00	512.5	1953/54- 2002/03

Source : ANBT.

I.8.2 .2/ Étude des précipitations quotidiennes maximales :

La station de Bordj Abou El Hassen a été sélectionnée en tant que station de référence en raison de sa proximité directe avec le bassin d'étude, ainsi que de la présence d'un pluviographe sur place.

Les pluies journalières maximales pour les périodes de retour caractéristiques sont représentées dans le tableau suivant.

Tableau 4 : Les précipitations quotidiennes maximales pour différentes périodes de retour à la station météorologique de Bordj Abou El Hassen (02.02.01).

Station	Code	Pluies journalières maximales [mm] pour les périodes de retors [ans]					
		10	20	50	100	1000	10000
Bordj Abou El Hassen	02.02.01	108.5	132.4	164.1	188.4	270.6	355.7

Source : ANBT

I.8.3/ Caractéristiques climatiques de la zone d'étude :

I.8.3.1/ Températures de l'air :

Les températures moyennes annuelles de l'air sont un élément climatique crucial. Dans le cas du bassin de l'Oued Tarzout, il n'y a pas de données de mesure directe disponibles pour les températures. Par conséquent, les températures moyennes minimales et maximales enregistrées à la station de Ténès, considérée comme une représentation adéquate du bassin étudié en termes de proximité géographique et de position par rapport à la mer, ont été utilisées comme référence pour estimer les températures moyennes annuelles dans le bassin, en se basant sur les données mensuelles et annuelles de la station de Ténès provenant du Document 10, lesquelles ont également été considérées comme applicables à la région du barrage de Tarzout.

Tableau 5 : Températures moyennes mensuelles et température moyenne annuelle pour la station de Ténès

mois	sept	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	out	moyennes
T [°C]	23.9	20.15	16.14	13.15	12.14	13.02	14.33	16.11	19.01	22.42	25.41	26.45	18.51

Source : ANBT

Tableau 6 : Températures maximales et minimales mensuelles pour la station de Ténès.

mois	sept	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	out
Tmax[°C]	34.10	31.41	26.75	21.65	19.55	21.66	24.45	28.35	30.95	31.85	37.85	36.95
Tmin[°C]	14.05	10.65	7.45	4.15	4.05	3.85	4.85	6.25	9.95	13.45	16.45	17.65

Source : ANBT

CHAPITRE I : MEMOIRE DE SYNTHESE DES FAISABILITE

I.8.3.2/ Le vent :

Le vent enregistré à la station de Chelif présente une vitesse moyenne fluctuant entre 1 m/s et 4,5 m/s. Les périodes de vents les plus intenses se manifestent principalement entre mai et juin. Les directions principales observées sont l'ouest et l'est, avec une fréquence respective de 28,2 % et de 17,5 %.

I.8.3.3/ Humidité relative de l'air :

Parmi les multiples paramètres relatifs à l'humidité de l'air, l'humidité relative de l'air revêt une importance capitale du point de vue pratique, car elle représente la tension de vapeur saturante de l'eau dans l'air.

Le tableau 7 répertorie les données de l'humidité moyenne mensuelle et de l'humidité moyenne annuelle à la station de Cap Ténès, ces données pouvant servir de référence pour le projet futur du barrage de Tarzout.

Tableau 7: Les valeurs mensuelles moyennes ainsi que la moyenne annuelle des niveaux d'humidité enregistrées à la station de Cap Ténès.

mois	sept	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	aut	Moyenne
H [%]	71	72	72	74	77	74	71	71	72	72	72	70	72

Source : ANBT

I.8.3.4/ Évaporation :

L'évaporation constitue l'un des facteurs climatologiques majeurs, et elle dépend de plusieurs paramètres, notamment la température de la surface en évaporation, le taux d'humidité de l'air au-dessus de cette surface, la vitesse du vent et les précipitations. En termes généraux, l'évaporation se réfère à la quantité d'eau, exprimée en millimètres, qui s'évapore pendant une période donnée.

Étant donné qu'il n'y a pas eu de mesures d'évaporation effectuées sur le bassin versant étudié, nous utiliserons les données d'évaporation mensuelle enregistrées à la station d'Echelif, qui se trouve à proximité relative du bassin en question. Pour appliquer ces valeurs d'évaporation à la retenue, un coefficient de réduction de 0.78 a été utilisé.

Tableau 8 : Évaporation mensuelle enregistrée à la station d'Echlef.

mois	sept	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	aut	somme
E [mm]	193.0	108.0	79.5	53.5	47.5	57.5	88.5	109.0	152.0	214.0	265.5	234.0	160.2
E [mm] réduit	150.5	84.2	62.0	41.7	37.0	44.8	69.1	85.0	118.5	166.9	207.1	182.5	1249.5

Source : ANBT

CHAPITRE I : MEMOIRE DE SYNTHESE DES FAISABILITE

Tableau 9 : Évaporation mensuelle à la station Oued Fodda.

Mois	sept	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	aut	somme
E [mm]	194.3	114.1	66.3	54.6	40.3	47.8	74.4	103.8	253.3	208.5	281.7	266.7	1605.8
E [mm] réduc.	151.5	89.0	57.1	42.7	31.5	37.4	58.1	81.1	119.5	162.6	219.3	208.2	1252.5

Source : ANBT.

I.8.3.5/ Envasement :

Le bassin versant de l'oued TARZOUT n'a pas fait l'objet d'études préalables en raison de l'absence de données sur les mesures du débit et du transport solide. Par conséquent, cette étude actuelle a été menée pour analyser l'intensité des processus érosifs dans le bassin versant du barrage de TARZOUT, en calculant les coefficients associés aux phénomènes d'érosion et d'apports solides.

Dans le but de calculer la production de débits solides dans le bassin versant, une analyse des facteurs généraux, tels que l'orographie, le climat, les types de sols, la géologie, la végétation, et d'autres éléments, a été réalisée sur l'ensemble du bassin.

Le tableau ci-dessous présente la production totale des débits solides :

Tableau 10 : débits solide sur le bassin versant.

débit de charriage	37.600 m ³ /an
débits solides	284.376 m ³ /an
débit en suspension	199.223 m ³ /an

I.8.3.6/ Apports :

Tableau 11 : Voici la répartition mensuelle des apports enregistrés à la station de Sidi Akacha.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mrs	Avr	Mai	Jui	Juil	Aut	Total
Apports en %	1.09	4.15	13.7	17.6	14.54	19.31	15.05	9.41	4.15	0.75	0.07	0.17	100
Apport en hm ³	0.0661	0.240	0.769	1.020	0.840	1.104	0.845	0.523	0.245	0.045	0.004	0.018	5.72

Source : ANBT

I.9/ Contenu de l'option choisie dans l'analyse de faisabilité :

I.9.1/ Digue :

Le barrage de Tazout est de type enrochement à noyau central d'argile. Cette conception implique la création d'un noyau central en argile avec des pentes de talus de 1/0,2 pour assurer l'étanchéité du barrage. Afin de prévenir les effets de l'infiltration, des couches filtrantes composées de sable et de graviers, chacune d'une largeur de 2 mètres, seront installées. La stabilité du barrage sera garantie grâce à des recharges en enrochements.

Sur le versant amont du barrage, la pente du talus sera d'environ 1/1,65. Une protection en rip-rap sera appliquée pour renforcer cette section. En ce qui concerne le versant aval, la pente du talus sera également de 1/1,65 et sera recouverte d'un revêtement de graviers de plus grande taille.

Ces caractéristiques de conception sont essentielles pour assurer la stabilité et l'étanchéité du barrage.

I.9.2/ Evacuateur de crue :

Pour évacuer les débits de crue, un dispositif d'évacuateur en puits est envisagé. Il sera installé sur la rive gauche et sera dimensionné pour gérer un débit de crue ayant une période de retour de mille ans. Le puits vertical sera transformé en une galerie d'évacuation, communément appelée galerie de l'évacuateur en puits, grâce à un rayon de courbure. À la sortie de cette galerie, un bassin d'amortissement en béton sera aménagé dans le but de calmer les eaux déversées, assurant ainsi un écoulement contrôlé des crues.

I.9.3 la galerie de dérivation :

Pendant la phase de construction du barrage, il est prévu d'évacuer les eaux en utilisant une galerie de dérivation de section circulaire. Cette galerie de dérivation sera dimensionnée pour gérer le débit correspondant à une crue ayant une période de retour de 20 ans. La galerie de dérivation est conçue comme une structure qui aura deux utilisations distinctes : pendant la construction du barrage, elle servira à dévier l'eau de l'oued. Une fois sa construction terminée, la partie amont de la galerie de dérivation aura pour unique fonction de détourner l'oued lors des crues, contribuant ainsi à la gestion des débits de crue.

I.9.4/ La vidange de fond :

La vidange de fond et la vidange destinée aux lâchers agricoles sont prévues comme des ouvrages en galerie situés sur la rive droite du barrage. Le portique d'entrée de la vidange de fond sera équipé d'une grille de filtration grossière, et des niches seront aménagées pour loger la vanne de service. La chambre des vannes de la vidange de fond aura une section circulaire. À l'intérieur de cette chambre, deux vannes pour la vidange de fond ainsi qu'une vanne pour la vidange agricole seront installées. Toutes ces vannes seront actionnées par des moteurs électriques.

L'accès à la chambre des vannes se fera par le biais d'une passerelle partant de la crête du barrage. La vidange de fond se terminera par un bassin d'amortissement qui aura pour fonction d'atténuer le débit évacué par la vidange de fond, procurant ainsi un écoulement contrôlé. Les dimensions prévues pour la vidange de fond permettront également de réaliser des opérations de déplacement des sédiments de la retenue pendant les périodes de crue.

I.9.5/ La conduite raccordée à la vidange de fond :

Les eaux destinées à l'irrigation des terres agricoles seront acheminées par une dérivation spécialement conçue pour les déversements agricoles, qui sera intégrée dans la paroi de la dérivation principale. Une conduite sera raccordée à cette dérivation agricole en amont de la chambre des vannes de la dérivation principale. Dans la zone de la chambre des vannes, cette conduite sera disposée en parallèle à la dérivation principale. La vanne pour les déversements agricoles sera installée dans la même chambre des vannes que celle de la dérivation principale.

En aval de la chambre des vannes, la conduite traversera la partie supérieure de la dérivation principale avant de rejoindre son point de sortie. À partir de cet endroit, la conduite sera dirigée vers les zones agricoles à irriguer.

I.10/ Qualité de l'eau :

L'analyse physico-chimique et microbiologique effectuée sur l'échantillon d'eau prélevé dans l'oued Tarzout, réalisée par le Bureau d'études, a révélé des résultats indiquant qu'en ce qui concerne l'irrigation des cultures agricoles, il n'y a pas de facteurs limitants pour l'utilisation de l'eau de l'oued TARZOUT. Cela signifie que l'eau prélevée de l'oued peut être utilisée sans contraintes majeures pour l'irrigation des cultures agricoles, car elle satisfait aux critères de qualité nécessaires.

Conclusion :

Le mémoire de synthèse joue un rôle crucial dans le cadre de l'élaboration d'un avant-projet détaillé (APD) pour un barrage. Il résume les études préliminaires réalisées au cours de la phase d'avant-projet sommaire (APS), englobant les analyses topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques.

Dans le contexte du bassin de l'oued Tarzout, il est important de noter qu'il n'a pas encore fait l'objet d'études approfondies, y compris des enquêtes géologiques approfondies. Par conséquent, l'étude hydrologique a été menée en se basant sur des estimations des paramètres hydrologiques essentiels. Les débits moyens mensuels et annuels ont été calculés en utilisant des données appropriées et des connaissances acquises sur le bassin de l'oued Tarzout. Les crues ont été évaluées en utilisant la méthode de l'hydrogramme unitaire synthétique.

En ce qui concerne le choix de la variante du barrage, deux options ont été envisagées : un barrage en enrochement avec un noyau central en argile et un barrage en enrochement avec un écran en béton. Après une analyse technique et économique approfondie, la variante retenue est celle du barrage avec un noyau central en argile.

En ce qui concerne l'évacuateur des crues, ce rapport se penche sur une seule variante. Cependant, il est souligné que se limiter à l'étude d'une seule option peut être insuffisant, pouvant potentiellement mener à la conception d'un ouvrage coûteux sans considérer d'autres alternatives possibles. De plus, en cas de difficultés dans les calculs hydrauliques ou de stabilité des radiers, cela pourrait impacter négativement le projet. Par conséquent, il est recommandé d'examiner d'autres variantes pour l'évacuateur des crues, en prenant en compte la topographie et la géologie des deux rives. Une étude technico-économique ultérieure permettra de sélectionner la variante la plus adaptée pour l'avant-projet détaillé.

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction :

L'étude hydrologique pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique revêt une importance capitale. Son objectif est de mettre en lumière les paramètres hydrologiques de l'oued TARZOUT, notamment la détermination des conditions actuelles qui définissent la zone du projet. Cela inclut le calcul des caractéristiques morphologiques, l'analyse des données climatologiques et pluviométriques, ainsi que la détermination de l'apport liquide moyen annuel et des apports associés à différentes fréquences. De plus, cette étude vise à déterminer les débits maximums et les apports solides.

Toutes ces informations constituent la première partie de ce chapitre. La deuxième partie de l'étude hydrologique se penchera sur la régularisation des débits, tandis que la troisième partie sera consacrée à l'étude du laminage des crues. L'ensemble de ces caractéristiques est essentiel pour dimensionner correctement l'évacuateur de crue du barrage TARZOUT, garantissant ainsi la sécurité et l'efficacité de l'ouvrage.

II.1 Le bassin versant :

L'oued Tarzout prend sa source de la jonction de deux cours d'eau, l'Oued Bou Khandek et l'Oued Bou Dada, à une distance d'environ 10 kilomètres avant de se jeter dans la Méditerranée. Le bassin versant auquel appartient l'Oued Tarzout, englobant l'Oued Bou Khandek et l'Oued Bou Dada, présente une forme nettement semblable à un éventail. Dans sa partie amont, il s'étend perpendiculairement à l'Oued Tarzout. Plus tard, alors qu'il traverse une vallée encaissée, il se rétrécit en se dirigeant vers la Méditerranée. Ce bassin est bordé par des montagnes dont l'altitude varie de 350 à presque 850 mètres.

La superficie totale du bassin versant de l'Oued Tarzout est d'environ 120 km². En considérant le site potentiel du barrage de Tarzout, la superficie du bassin versant atteint environ 112 km². Vous pouvez consulter l'annexe 2 pour une carte illustrant la situation de l'Oued Tarzout, avec la délimitation du bassin versant jusqu'au site envisagé pour le futur barrage de Tarzout.

D'un point de vue géologique, le bassin versant de l'Oued Tarzout est caractérisé par la présence de roches-mères constituées de matériaux marneux qui sont généralement faiblement perméables, voire imperméables. En ce qui concerne l'occupation des sols, la végétation est relativement limitée ou pauvre dans cette région.

Selon les informations fournies par l'Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT) et l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH), il n'y a pas encore eu d'études hydrologiques réalisées dans le bassin versant de l'Oued Tarzout jusqu'à présent. Cela signifie que les données précises sur le débit, le comportement hydrologique et d'autres caractéristiques de l'Oued Tarzout sont actuellement indisponibles ou limitées. Ces données sont essentielles pour la planification et la gestion des ressources en eau, en particulier lors de la conception de projets hydrauliques tels que le barrage de Tarzout.

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

II.1.1 DESCRIPTION DU BASSIN VERSANT :

Les caractéristiques physico-géographiques du bassin versant, telles que la surface du bassin, la forme du bassin, la pente et le réseau de drainage, ont été déterminées en utilisant la carte d'État-Major de Tarzout à l'échelle 1/50000 comme référence. Cette carte a servi de source de données essentielle pour l'analyse géographique et topographique du bassin versant de l'Oued Tarzout, fournissant ainsi des informations importantes pour l'étude hydrologique et la planification de projets hydrauliques.

Le bassin versant de l'Oued Tarzout est localisé dans la wilaya de Chlef, à environ 40 kilomètres au nord-ouest de la ville de Chlef, qui a donné son nom à cette wilaya. Sur la carte de découpage du territoire de l'Algérie du Nord en secteurs, le bassin versant de l'Oued Tarzout se trouve dans la partie ouest du bassin versant 2, à une distance d'environ 180 kilomètres à l'ouest de la ville d'Alger. Plus spécifiquement, il est positionné à environ 25 kilomètres à l'ouest de la localité de Ténès, située en bordure de la Mer Méditerranée. Le futur barrage sera érigé sur un tronçon du cours d'eau, à environ 2 kilomètres en amont de la jonction de l'Oued Tarzout avec la Mer Méditerranée.

Les zones agricoles prévues pour l'irrigation se trouvent en aval du futur barrage de Tarzout. L'activité principale de la population locale est généralement centrée sur l'agriculture et l'élevage. Cela suggère que l'irrigation à partir du barrage jouera un rôle crucial pour soutenir et améliorer les pratiques agricoles de la région, ce qui peut avoir un impact significatif sur la vie et l'économie des habitants locaux.

Coordonnées du site (en UTM) :

$$\begin{aligned} X &= 349,80 \text{ Km} \\ Y &= 352,15 \text{ Km} \\ Z &= 100,00\text{m N.G.A} \end{aligned}$$

II.1. 2 Caractéristiques de la forme du bassin versant :

A. Les caractéristiques géométriques :

Après avoir délimité le contour du bassin versant sur la carte d'État-Major Tarzout à l'échelle 1/50000, nous avons identifié les éléments suivants :

- | | |
|--|------------------------|
| 1) Surface du bassin versant : | $S=116.84\text{km}^2$ |
| 2) Périmètre du bassin versant : | $P = 55.68 \text{ km}$ |
| 3) Longueur du cours d'eau principal : | $L = 19.4 \text{ km}$ |

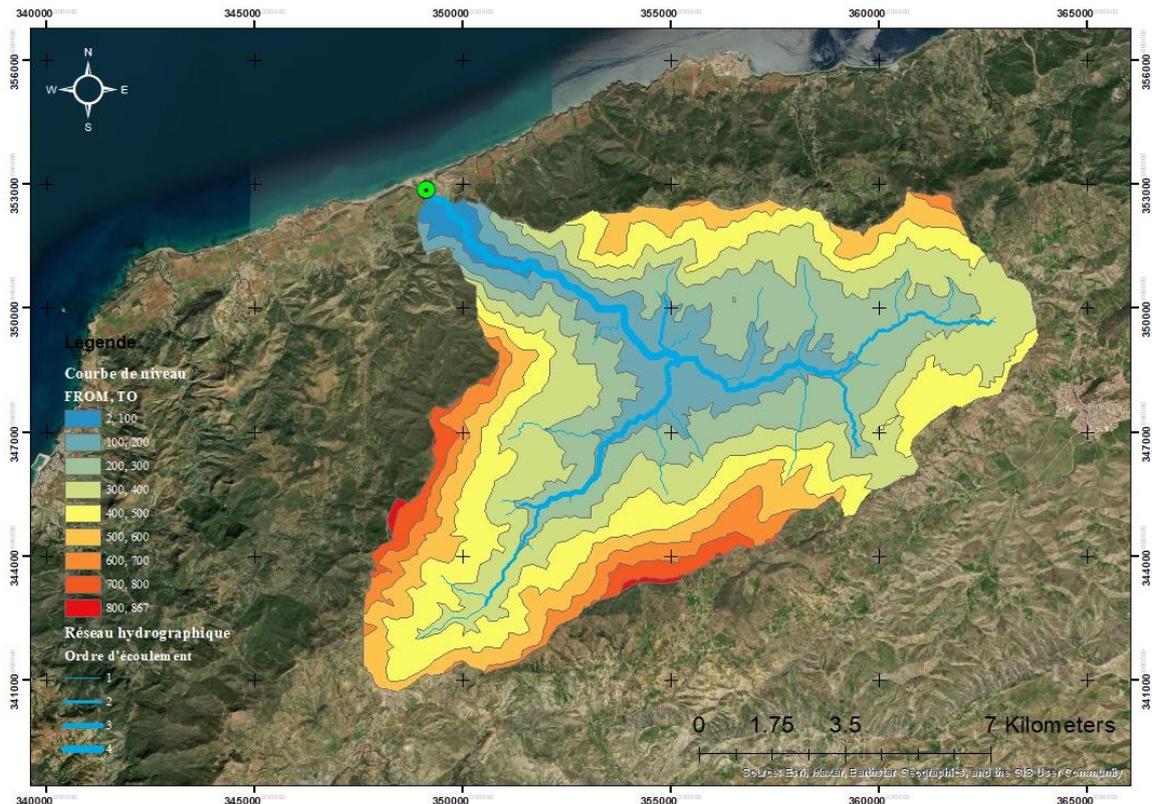


Figure 7 : Distribution des isohypses dans le bassin versant de TARZOUT.

B. Caractéristiques hydro-morphologiques :

La configuration d'un bassin versant exerce une influence notable sur la forme de l'hydrogramme à son déversoir. Par exemple, un bassin versant allongé induira, pour une quantité de précipitations identique, des débits de pointe de crue plus modérés en raison des délais plus étendus requis pour le cheminement de l'eau vers la sortie. Cette observation est étroitement liée au concept de temps de concentration.

En revanche, les bassins versants en forme d'éventail, qui ont des temps de concentration plus courts, auront tendance à générer des débits de pointe plus élevés en réaction aux mêmes précipitations.

Il existe divers indices morphologiques qui permettent de caractériser la forme d'un bassin versant, et ces indices peuvent également servir à comparer différents bassins versants entre eux. Ces caractéristiques morphologiques sont essentielles pour comprendre le comportement hydrologique d'un bassin et sont utilisées dans les études hydrologiques pour évaluer les risques de crues et planifier des mesures de gestion des eaux.

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

Indice de compacité de Gravelius K_c :

L'indice de compacité d'un bassin versant, défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface, est un indicateur utilisé pour caractériser la forme du bassin. Pour le calculer, vous devez mesurer le périmètre du bassin versant à partir d'une carte topographique et déterminer la surface du bassin.

$$K_c = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{2\pi R} ; R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad P_c = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

$$K_c = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

P : périmètre du bassin versant (km)

S : surface du bassin versant (km²)

AN :

$$K_c = 1.44$$

- Si $KC = 1 \Rightarrow$ bassin ramassé
- Si $KC > 1 \Rightarrow$ bassin allongé

Une valeur élevée de l'indice de compacité (KC) indique que le bassin versant a une forme allongée.

2- Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est calculé en utilisant la relation suivante :

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

L : la longueur du talweg principal

$$L = 19.4 \text{ km}$$

S : surface du bassin versant

$$S = 116,84 \text{ Km}^2$$

$$K_p = 3.22$$

3- Rectangle équivalent :

Le bassin versant rectangulaire résulte d'une transformation géométrique du bassin réel. Lors de cette transformation, la même superficie, le même périmètre (ou le même coefficient de compacité) et, par conséquent, la même répartition hypsométrique sont préservés. Cela signifie que les courbes de niveau se transforment en lignes droites parallèles aux côtés les plus courts du rectangle. Les caractéristiques climatologiques, la répartition des sols, la couverture végétale et la densité de drainage demeurent inchangées entre ces courbes de niveau. En d'autres termes, cette transformation géométrique ne modifie pas les caractéristiques géographiques et environnementales fondamentales du bassin versant, mais elle simplifie sa forme à des fins d'analyse ou de modélisation. Si L représente la longueur et l représente la largeur du rectangle équivalent, alors :

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

Le périmètre du rectangle équivalent et la surface sont les suivants :

$$P = 2*(L + l) \text{ et } S = L*l \rightarrow (1)$$

Les valeurs de la longueur (L) et de la largeur (l) en kilomètres peuvent être obtenues en résolvant les équations du périmètre (P) et de la surface (S) du rectangle équivalent :

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \rightarrow (2)$$

De (1) et (2) on obtient une Equation de 2ème degré admet deux solutions L_r et l_r :

$$L_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right)$$

$$l_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right)$$

Avec

L_r : longueur du rectangle équivalent en kilomètre

l_r : largeur du rectangle équivalent en kilomètre

On obtient : $L_r = 22.38 \text{ km}$ et $l_r = 5.22 \text{ km}$

II.1.3 Hypsométrie du bassin versant :

II.1.3.1 Le relief :

La zone d'étude présente généralement un terrain vallonné avec des pentes raides. L'impact du relief sur l'écoulement peut être facilement compris en utilisant les critères suivants pour évaluer le relief :

- La courbe hypsométrique.
- L'altitude moyenne.
- L'indice de pente globale, noté I_g .
- L'indice de pente spécifique aux roches, noté I_p .
- L'indice de pente moyenne du bassin versant, noté I_m .

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

A/Courbe et répartition hypsométrique :

La courbe hypsométrique offre une représentation synthétique du relief d'un bassin versant. Elle illustre comment la surface du bassin est répartie en fonction de l'altitude. Sur cette courbe, l'axe horizontal montre la proportion de la superficie du bassin qui se situe au-dessus ou au-dessous d'une altitude particulière, indiquée sur l'axe vertical. En d'autres termes, elle montre quelle partie du bassin se trouve à des altitudes spécifiques.

Les courbes hypsométriques sont un outil pratique pour comparer différents bassins entre eux ou pour analyser différentes parties d'un même bassin. Elles peuvent également être utilisées pour estimer la pluviométrie moyenne sur un bassin versant et fournissent des informations sur le comportement hydrologique et hydraulique du bassin ainsi que sur son système de drainage.

Les relevés réalisés sur la carte topographique à l'échelle 1/50 000 sont consignés dans le tableau pour récapituler les données.

Tableau 12 : Calcul des surfaces cumulées

Cote (m)		Altitude moyenne (m)	S_i [Km ²]	S_i cum [%][Km ²]	S_i [%]
2	100	49	2,04	116,58	100,00%
100	200	150	13,58	114,54	98,25%
200	300	250	26,1	100,96	86,60%
300	400	350	27,79	74,86	64,21%
400	500	450	22,91	47,07	40,38%
500	600	550	14,16	24,16	20,72%
600	700	650	6,46	10	8,58%
700	800	750	3,17	3,54	3,04%
800	867	833,5	0,35	0,35	0,30%

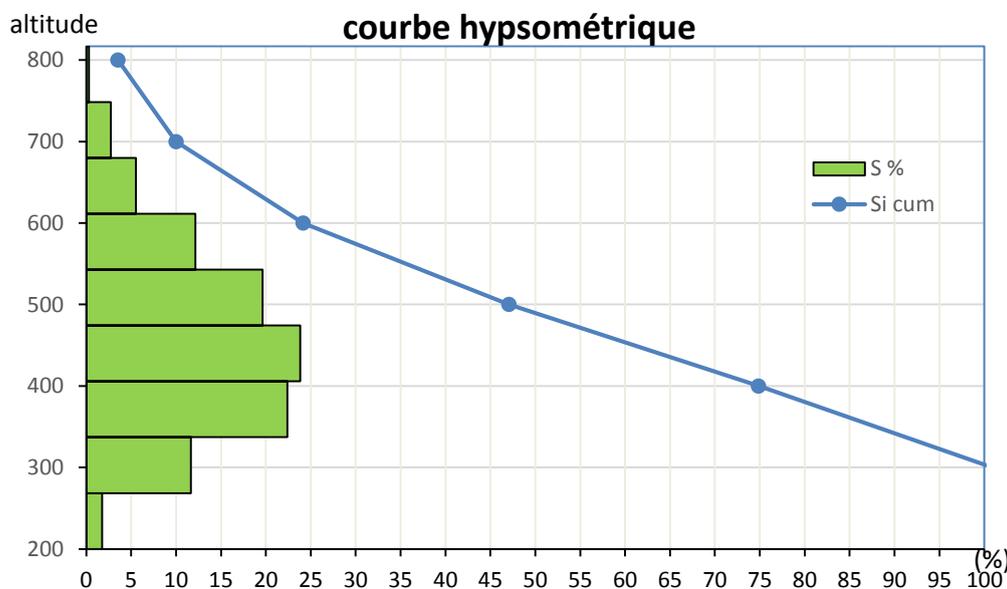


Figure 8 : répartition et courbe hypsométrique

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

B/ Les altitudes caractéristiques :

A) L'altitude maximale et minimale :

L'altitude maximale et minimale est des informations directement obtenues à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin, tandis que l'altitude minimale correspond au point le plus bas, généralement situé à l'exutoire du bassin. Ces deux données deviennent particulièrement importantes lors de l'élaboration de relations impliquant des variables climatologiques telles que la température, la précipitation et la couverture neigeuse. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et jouent également un rôle dans le calcul de la pente du terrain. D'après la carte topographique (Fig. 2.1) on a :

$$H_{\max} = 867\text{m NGA}$$

$$H_{\min} = 100\text{m NGA}$$

B) Altitude moyenne du bassin versant :

$$H_{moy} = \sum \frac{S_i * H_i}{Sb_v}$$

Avec :

S_i : surface partielle entre deux courbes de niveau kilomètre carrée.

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau successive mètre.

S_{BV} : Superficie du bassin versant kilomètre.

$$AN : H_{moy} = 371\text{m}$$

II.1.4 Les indices :

Les indices de pente sont utilisés pour caractériser les pentes d'un bassin versant, ce qui permet de les comparer et de les classer. Ces indices sont calculés en se basant sur la répartition hypsométrique, c'est-à-dire la manière dont les altitudes sont réparties dans le bassin. Ils fournissent des informations importantes sur la topographie du bassin et sont utiles dans diverses applications hydrologiques et géographiques.

A/Indice de pente globale I_g :

$$I_g = \frac{D}{L}$$

Où D = Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$

On prend :

$D = H_{5\%} - H_{95\%}$ pour notre bassin versant, on a donc

$$D = 790.33 - 221.45 = 569 \text{ m}$$

$H_{5\%}$ et $H_{95\%}$: sont les altitudes correspondant respectivement à $S_{5\%}$ et $S_{95\%}$.

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

L : la longueur du rectangle équivalent kilomètre.

$$\text{AN : } I_g = \frac{569}{22.38} = 25.42 \text{ m/km} \quad \Rightarrow \quad I_g = 2.54 \%$$

B/ Indice de pente moyenne du bassin versant I_m :

La pente moyenne est une caractéristique essentielle qui offre des informations précieuses sur la topographie d'un bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante et permet d'obtenir une estimation du temps nécessaire pour le ruissellement direct (connu sous le nom de temps de concentration, T_c), tout en influençant directement le débit de pointe en cas de précipitations intenses.

Plusieurs méthodes ont été développées pour estimer la pente moyenne d'un bassin. Toutes ces méthodes sont basées sur l'analyse d'une carte topographique réelle ou approximative. La méthode proposée par Carlier et Leclerc (1964) consiste à calculer la moyenne pondérée des pentes de toutes les surfaces élémentaires comprises entre deux altitudes données.

En d'autres termes, cette méthode prend en compte les différentes altitudes présentes dans le bassin et calcule la pente moyenne en considérant la surface entre deux altitudes données. Cette mesure est importante car elle permet d'évaluer la raideur du terrain et son impact sur l'écoulement des eaux de pluie dans le bassin, une valeur Une approximation de la pente moyenne est alors donnée par la relation suivante :

$$i_m = \frac{D * L}{S}$$

Où :

i_m : Pente moyenne [%],

L : longueur totale de courbes de niveau en kilomètre,

D : équidistance entre deux courbes de niveau mètre,

S : surface du bassin versant kilomètre carrée.

La méthode de Carlier et Leclerc (1964) pour calculer la pente moyenne fonctionne bien lorsque le terrain est principalement plat et que les courbes de niveau sont régulières. Cependant, dans des situations plus complexes où le terrain est accidenté avec des courbes de niveau rapprochées ou irrégulières, il peut être nécessaire de simplifier les courbes de niveau pour obtenir une meilleure estimation de la pente du bassin. En résumé, il faut parfois ajuster la méthode pour qu'elle fonctionne correctement dans différents types de reliefs.

Le calcul de la pente moyenne, tout comme celui de l'orientation des pentes (exposition), peut être automatisé de manière relativement simple en utilisant des données numériques, telles qu'un modèle numérique de terrain (MNT), qui représente la topographie des bassins versants.

Il est donné par la formule :

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

$$I_m = \frac{\Delta H * (0.5I_1 + I_2 + I_3 + \dots + 0.5I_n)}{S}$$

Avec :

ΔH : Dénivelée en mètre.

l_i : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2,3,4....n.

S : Surface du bassin) kilomètre carrée.

Tableau 13 : les longueurs des courbes de niveaux.

Altitude (m)	L_i (km)
100	13,58
200	26,1
300	27,79
400	22,91
500	14,16
600	6,46
700	3,17

Donc : $I_m = 90.54\text{m/km} \Rightarrow I_m = 9.05 \%$

L'indice de pente moyenne étant élevé, cela signifie que l'écoulement moyen sera également important.

C/Indice de pente ROCHE IP :

IP représente la moyenne de la racine carrée des pentes calculées le long du rectangle équivalent, et cette moyenne est pondérée en fonction des surfaces situées entre deux courbes de niveau, H_i et H_{i-1} . Il est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$I_P = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i}$$

$$I_P = 1.79$$

L : longueur de rectangle équivalent en mètre.

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

Tableau 14 : Détermination de la pente de Roche I_p

Altitudes(m)	$D_i=H_i-H_{i-1}$ (m)	$S_i(\text{km}^2)$	$A_i=S_i/S$ %	$\sqrt{D_i \cdot A_i}$
2-100	98	2,04	1.745	13.07
100-200	100	13,58	11.622	34.09
200-300	100	26,1	22.338	47.26
300-400	100	27,79	23.784	48.76
400-500	100	22,91	19.608	44.28
500-600	100	14,16	12.119	34.81
600-700	100	6,46	5.682	23.83
700-800	100	3,17	2.713	16.47
800-830	70	0,35	0.299	5.46
Somme		116.84	100	268.038

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

II.1.5 Le réseau hydrographique du bassin versant :

Le réseau hydrographique, qu'il s'agisse de cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, joue un rôle fondamental dans l'écoulement des eaux. Il représente l'une des caractéristiques essentielles d'un bassin versant. Ce réseau hydrographique peut prendre diverses formes et configurations, reflétant la variété des cours d'eau présents dans la région étudiée.

A / Densité de drainage D_d :

Le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs (L_i) du bassin versant et sa superficie (S) est appelé densité du réseau hydrographique. Cette mesure reflète la dynamique du bassin, la stabilité de son réseau hydrographique et le type de ruissellement de surface qui s'y produit. La densité du réseau hydrographique est généralement exprimée en kilomètres par kilomètre carré (Km/Km²).

$$D_d = \frac{\sum_{i=1} L_i}{S}$$

Avec : $\sum L_i = 114.17 \text{ m}$: La longueur de tous les courbe d'eau.

S : Superficie du bassin versant en kilomètre carrée.

La densité de drainage d'un bassin versant dépend de facteurs tels que la géologie, les caractéristiques topographiques, ainsi que dans une certaine mesure, des conditions climatiques et des activités humaines. La valeur inverse de la densité de drainage, notée $C=1/D_d$, est appelée la constante de stabilité du cours d'eau

. Cette constante de stabilité du cours d'eau est un indicateur de la stabilité relative du réseau hydrographique dans une région donnée.

Physiquement, la constante de stabilité du cours d'eau (C) représente la surface du bassin nécessaire pour maintenir des conditions hydrologiques stables dans une section du réseau hydrographique unitaire. En d'autres termes, elle indique la superficie requise pour maintenir un écoulement stable et constant dans un cours d'eau donné, en prenant en compte les caractéristiques du bassin versant qui l'alimente. Cette constante est essentielle pour évaluer la stabilité et la dynamique des cours d'eau dans une région spécifique.

AN :

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

$$D_d = 0.97 \text{ Km/Km}^2$$

B / Densité du thalweg élémentaire :

$$F_1 = \frac{N_1}{S}$$

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1=120$.

S : Superficie du bassin versant.

$$F_1 = 0.39 \text{ thalweg/km}^2$$

C/ Coefficient de torrentialité :

Il est défini comme étant : $C_t = D_d \cdot F_1$

$$C_t = 0.31 \text{ km}^{-3}$$

En se basant sur les résultats obtenus précédemment, on peut en conclure que le réseau hydrographique est dense, ce qui indique une bonne capacité de drainage dans notre bassin.

D /Temps de concentration du bassin versant T_c :

Le temps de concentration (T_c) des eaux sur un bassin versant est défini comme la durée maximale nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir la trajectoire hydrologique depuis n'importe quel point du bassin versant jusqu'à son point de sortie, généralement l'exutoire.

- Formule de GIANDOTTI :

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$$

Avec :

S : surface du bassin versant kilomètre ;

L_{cp} : longueur de cours d'eau principal kilomètre $L = 19.4$ kilomètre ;

T_c : temps de concentrations exprimé en heure.

H_{moy} : altitude moyenne (m).

H_{min} : altitude minimale (m).

AN : $t_c = 5.49$ heures

- Formule de KIRPICH :

$$T_c = 0.6615 * L_p^{0.77} * i_{moy}^{0.385}$$

Avec :

L_p : Longueur du cours d'eau principal (km) ;

i_{moy} : Pente moyenne du bassin versant. = 9.05%

AN :

$$t_c = 2.62 \text{ heures}$$

- FORMULE DE CALIFORNIA :

$$t_c = \left(\frac{0.83L_{cp}^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0.386}$$

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

$$t_c = 2.26 \text{ heures}$$

- FORMULE DE SCS :

$$T_c = \left(0.868 \frac{L_s^2}{S_2} \right)^{0.385}$$

L_s : longueur du cours d'eau principal (talweg) $L_s = 19.4 \text{ Km}$
 S_2 : pente maximale du cours d'eau. $S_2 = 28.2 \%$

$$t_c = 2.57 \text{ heures}$$

La formule la plus proche de la moyenne utilisée est celle de SCS, d'où $T_c = 2.57$ heures.

E/Vitesse de ruissellement :

Le ruissellement se réfère à l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente naturelle du terrain, et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météoriques qui n'ont pas été absorbées par l'infiltration, évaporées ou stockées en surface.

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c}$$

L : Longueur du thalweg principal kilomètre.
 T_c : Temps de concentration heures.

AN :

$$V_r = 7.55 \text{ Km/h.}$$

II.1.6 Profil en long de l'Oued :

Le cours d'eau de l'Oued Tarzout présente un profil en long relativement uniforme, bien qu'il soit occasionnellement interrompu par de légères ruptures de pente. Ces interruptions ne peuvent pas être expliquées uniquement par des captures d'eau ou par des seuils rocheux particulièrement résistants à l'érosion.

Ce profil a été établi en se basant sur la carte topographique à l'échelle 1/50 000, en prenant en compte à la fois l'altitude et la longueur du cours d'eau jusqu'à son exutoire.

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau 15 : la mesure de la longueur du cours d'eau principal à différentes altitudes le long de son parcours.

Courbe de niveau (m)	Distance (m)	Distance cumulée (m)	Courbe de niveau (m)	Distance (m)	Distance cumulée (m)
560-500	1355,3	1355,3	160-180	1465,7	13991,7
460-500	954,7	2310	140-160	716,9	14708,6
420-460	969,8	3279,8	120-140	1856,8	16565,4
360-420	922,5	4202,3	100-120	1115,4	17680,8
340-360	1231,4	5433,7	80-100	279,4	17960,2
300-340	2017,8	7451,5	60-80	1113,6	19073,8
260-300	1559,7	9011,2	40-60	433	19506,8
220-260	1245,4	10256,6	25-40	273,6	19780,4
200-220	1050,2	11306,8			
180-200	1219,2	12526			

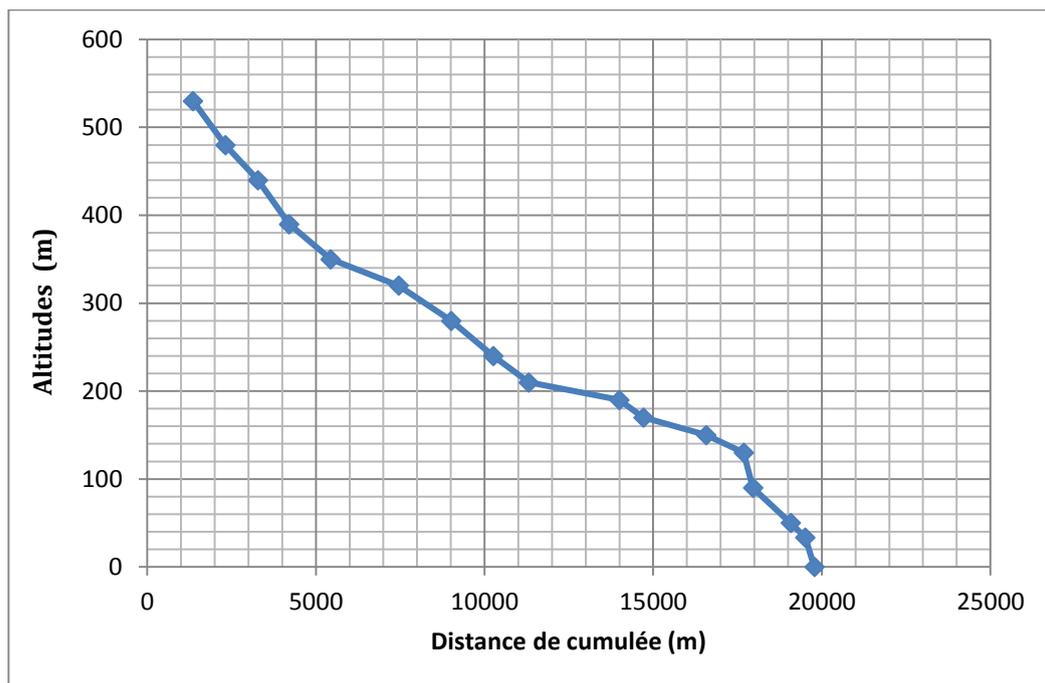


Figure 9 : Profil en long du cours d'eau principale.

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau 16 : caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.

DESIGNATION		SYMBOLE	UNITES	VALEUR
Superficie		S	Km ²	116.84
Périmètre		P	Km	55.68
Longueur du thalweg principal		L	Km	19.4
Indice de compacité		K _c		1.44
Coefficient d'allongement		K _p		3.22
Rectangle équivalent	longueur	L _r	Km	22.38
	largeur	I _r	Km	5.22
Altitudes	maximale	H _{max}	m	867
	moyenne	H _{moy}	m	371
	médiane	H _{med}	m	490
	minimale	H _{min}	m	100
Indice de pente globale		I _g	%	2.45
Indice de pente moyenne		I _m	%	9.05
Indice de pente roche		I _p	%	1.79
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	0.97
Coefficient de torrentialité		C _t	Km ⁻³	0.31
Temps de concentration		T _c	h	2.58
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	7.55

II.2 Caractéristiques climatiques :

Les caractéristiques climatologiques de la région du barrage sont évaluées à l'aide des données disponibles des stations climatologiques voisines. La localisation de ces stations par rapport au bassin versant de l'Oued Tarzout est illustrée dans l'annexe N 4.

II.2.1 Températures de l'air :

Les températures moyennes annuelles de l'air constituent l'un des paramètres climatiques les plus importants. Cependant, aucune mesure de température n'a été effectuée directement dans le bassin versant de l'Oued Tarzout, selon les données disponibles. Par conséquent, les données sur les températures moyennes minimales et maximales enregistrées à la station de Ténès ont été utilisées comme base pour estimer les températures moyennes annuelles dans le bassin étudié. La station de Ténès est considérée comme suffisamment représentative du bassin, à la fois en termes de distance et de sa position par rapport à la mer. Les températures moyennes mensuelles et la température moyenne annuelle de l'air pour la station de Ténès, adoptées comme étant valables également pour la zone du futur barrage de Tarzout, sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 17 : Températures moyennes mensuelles et température moyenne annuelle pour la Station de Ténès (1954-2010)

Mois	sept	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	aut	Moyennes
T [°C]	23.9	20.1	16.1	13.1	12.1	13.0	14.3	16.2	19.0	22.4	25.4	26.4	18.5

Source : ANBT

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

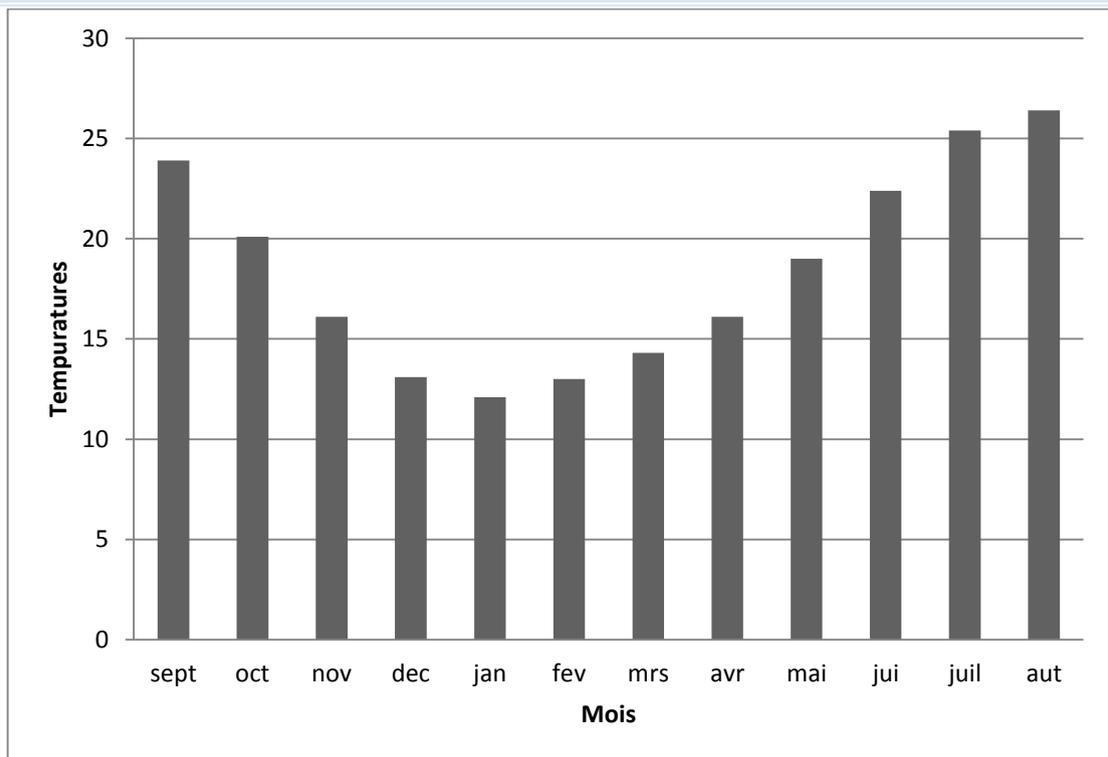


Figure 10 : La répartition mensuelle des températures moyennes.

Tableau 18 : Températures maximales et minimales mensuelles pour la station de Ténès 2010

Mois	sept	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	aut
T _{Max} [°C]	34.1	31.4	26.7	21.6	19.5	21.6	25.3	28.3	30.9	31.8	37.8	36.9
T _{Min} [°C]	14.0	10.6	7.4	4.1	4.0	3.8	4.8	6.2	9.9	13.4	16.4	17.6

Source : ANBT

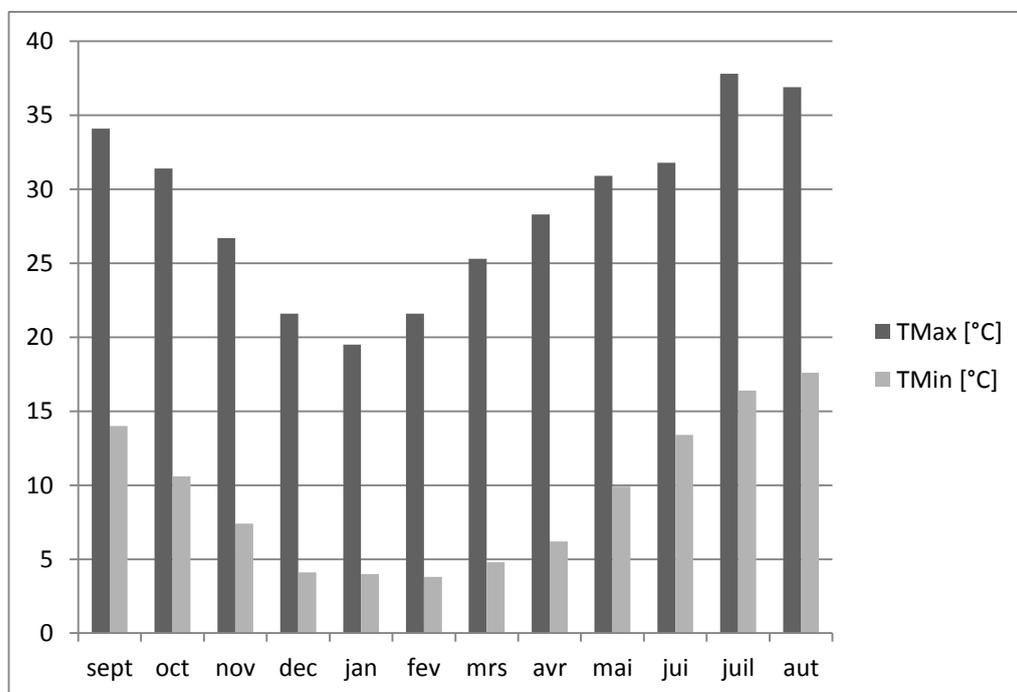


Figure 11 : La répartition des Températures maximales et minimales mensuelles

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

II.2.2 Le vent :

Le vent enregistré à la station de Chelif présente une vitesse moyenne fluctuant entre 1 m/s et 4,5 m/s. Les vents les plus forts sont les plus fréquents de mai à juin. Les directions principales observées sont l'ouest et l'est, avec une fréquence respective de 28,2 % et de 17,5 %.

II.2.3 Humidité relative de l'air :

Parmi les divers paramètres liés à l'humidité de l'air, l'humidité relative, qui représente la tension de vapeur saturante de l'eau dans l'air, revêt une importance pratique capitale.

Les valeurs de l'humidité moyenne mensuelle et de l'humidité moyenne annuelle, enregistrées à la station de Cap Ténès, sont répertoriées dans le tableau 3.7. Ces données peuvent également être appliquées pour évaluer l'humidité future au barrage de Tarzout.

Tableau : Répartition des Humidités moyennes mensuelle (1954-2010)

Mois	sept	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	aut	Moyenne
H [%]	71	72	73	74	77	75	72	71	72	72	69	70	72

Source : ANBT

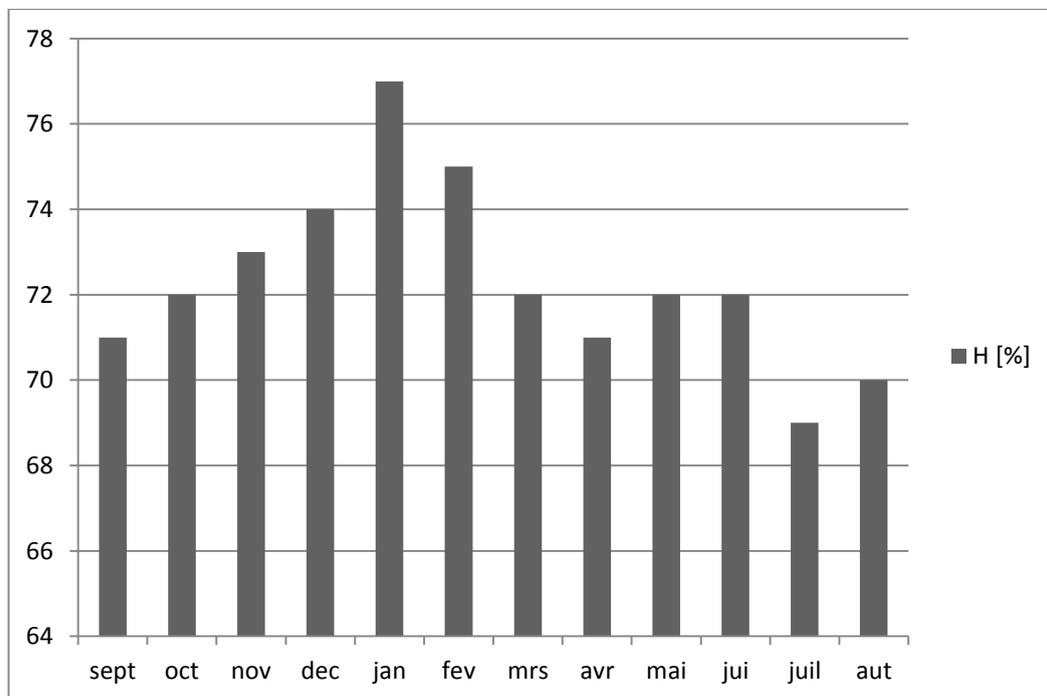


Figure 12 : La répartition des Humidités moyennes mensuelles

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

II.2.4 Evaporation :

Puisque les mesures de l'évaporation n'ont pas été réalisées dans le bassin versant étudié, les données mensuelles d'évaporation enregistrées à la station d'Echelif, qui se trouve relativement proche du bassin, seront utilisées. Les valeurs mensuelles d'évaporation sont indiquées dans le tableau 3.8. Pour appliquer ces valeurs à la retenue, un coefficient de réduction de 0,78 a été utilisé.

Tableau 19 : Evaporation mensuelle – station de chlef (1954-2010)

Mois	sept	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	Aut	somme
E [mm]	193.0	108.0	79.5	53.5	47.5	57.5	88.5	109.0	152.0	214.0	265.5	234.0	1602
E [mm] réduit	150.5	84.2	62.0	41.7	37.0	44.8	69.0	85.0	118.5	166.9	207.1	182.5	1249.5

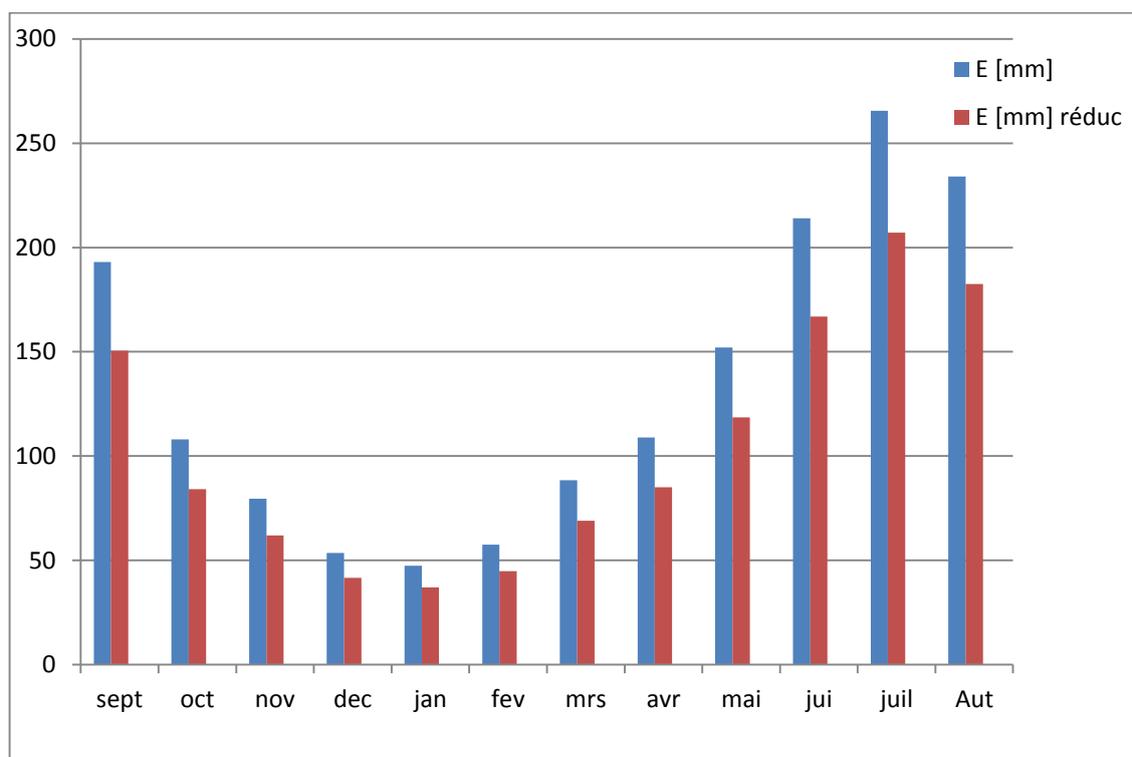


Figure 13 : La répartition de l'Evaporation mensuelle

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

II.2.5 Pluviométrie :

D'après les données disponibles, il n'y a pas de stations pluviométriques faisant partie du réseau permanent d'observations dans le bassin versant de l'Oued Tarzout.

II.2.5.1. Stations et données disponibles :

Cependant, dans le bassin versant de l'Oued Allalah, situé à l'est du bassin étudié et confinant avec celui-ci dans sa partie amont, deux stations pluviométriques sont installées : Bordj Abou El Hassen (02.02.01) et Ténès (02.02.05). Plus à l'est, on trouve également la station pluviométrique de Damous (02.02.03).

Tableau 20 : Principales caractéristiques des sites des stations pluviométriques

N°	Code	Station	Altitude	Coordonnées de Lambert	
				X (km)	Y (km)
1	02.02.01	Abou El Hassen	200	366.20	346.50
2	02.02.03	Damous	40	411.20	361.35
3	02.02.05	Ténès	5	376.80	359.00

La première station (02.02.01) est située à proximité immédiate du bassin étudié. Elle est équipée d'un pluviographe et se trouve à une altitude très proche de l'altitude moyenne du bassin versant. De plus, la pluviométrie annuelle moyenne enregistrée à cette station correspond étroitement à celle indiquée sur la carte des isohyètes de l'Algérie. C'est pourquoi cette série de données a été choisie comme série de base pour les calculs.

Tableau 21 : station pluviométrique disponibles a proximité de la zone d'étude

code	Stations	Altitude (m)	Année de service	Année d'observation	P (mm)
020201	Abou El Hassen	200	1985-2018	34	464.27

Source : ANRH

Les totaux annuels de pluie enregistrés aux stations de Damous et de Ténès sont utilisés pour étendre ou compléter les données de précipitations correspondantes à la station de Bordj Abou El Hassen. Cette dernière a été sélectionnée, comme expliqué précédemment, comme station de référence pour le bassin de l'Oued Tarzout.

II.2.5.2. Répartition de la pluie moyenne dans l'année :

Tableau 22 : Répartition des valeurs des pluies moyennes mensuelles

Mois	Sept	oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mars	Avr	Ma i	Juil	Juil	Aut	Total
P(m)	23.6	47.0	65.7	79.6	74.9	76.7	67.6	58.7	26. 9	6.9	2.1	2.8	532. 5
P (%)	4.43	8.83	12.3 4	14.9 5	14.0 6	14.4	12.6 9	11.0 2	5.0 5	1.29	0.39	0.52	100 %

CHAPITRE II : L'ÉTUDE HYDROLOGIQUE

La figure illustre la répartition mensuelle des précipitations, mettant en évidence un pic notable au mois de décembre.

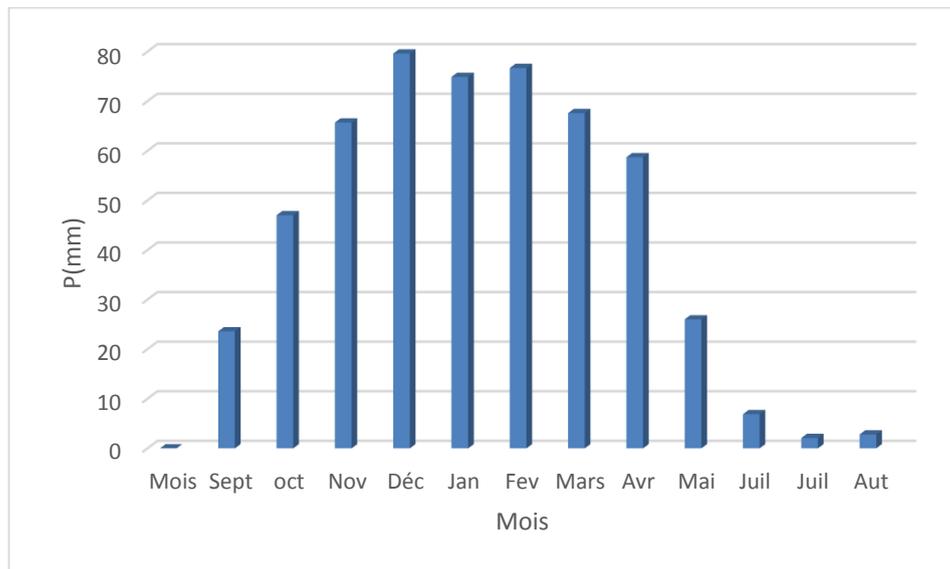


Figure 14 : Répartition mensuelle des précipitations

II.2.5.3. Les précipitations maximales journalières :

L'objectif de cette étude est d'ajuster la série de données des précipitations maximales journalières à une loi théorique afin de déterminer l'intensité de pluie pour une durée et une période de retour spécifiques. Les étapes suivies dans notre étude sont les suivantes :

1. Classer la série des précipitations par ordre croissant : Les données de précipitations sont triées du plus petit au plus grand.
2. Calcul de la fréquence expérimentale : La fréquence expérimentale des précipitations est calculée en fonction du nombre d'années pendant lesquelles certaines précipitations ont été observées.
3. Calcul des caractéristiques empiriques de la série de données : Les caractéristiques statistiques de la série de données, telles que la moyenne, l'écart-type et les quantiles, sont calculées.
4. Ajustement graphique de la loi choisie : La série de données est comparée graphiquement à différentes lois de probabilité pour choisir celle qui correspond le mieux aux observations réelles.
5. Calculer le quantile et son intervalle de confiance : Une fois la loi choisie, le quantile (la valeur au-delà de laquelle les précipitations sont dépassées avec une certaine probabilité) est calculé, souvent avec un intervalle de confiance pour refléter l'incertitude dans l'estimation.

Ces étapes sont essentielles pour évaluer l'intensité de pluie dans le contexte de la durée et de la période de retour spécifiées.

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau 23 : Caractéristiques de la série avec N=34 ans :

Caractéristiques	Valeurs
la moyenne des P max _j en (mm)	72.0
L'ecart type « $\bar{\sigma}_x$ » ; Pour n > 30 ans	39.4
Coefficient de variation « Cv » :	0.548
L'exposant climatique :	0.487

Note :

L'exposant climatique pour notre région, représenté par (b = 0.487), est fourni par l'Agence Nationale de la Météorologie (ARNH) d'Alger.

II.3 Choix de la loi d'ajustement :

Comme il existe diverses approches pour ajuster les séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation repose sur la loi de probabilité, la taille de l'échantillon et les caractéristiques spécifiques de celui-ci. Cependant, de nombreuses études comparatives, qu'elles soient empiriques ou théoriques, ont été menées pour déterminer les circonstances dans lesquelles une méthode d'estimation est optimale pour une loi de probabilité donnée (Touabia, 2001).

Dans notre recherche, nous allons appliquer deux lois différentes :

- 1) La loi de Gumbel.
- 2) La loi de Galton (log-normal).

L'ajustement des pluies maximales journalières sera réalisé à l'aide du logiciel "Hyfran".

Nous avons ajusté la série des pluies maximales journalières en utilisant deux lois différentes : la loi de Gumbel (doublement exponentielle) et la loi de Galton (log-normale). Ces ajustements ont été effectués à l'aide du logiciel Hyfran, et nous avons comparé les graphes de régression obtenus à partir de ces ajustements.

II.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.

Cette loi possède une fonction de répartition qui peut être exprimée selon la formule suivante :

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

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

$1/a$: la pente de la droite de *GUMBEL*

y : variable réduite de *GUMBEL*

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : ordonnée à l'origine en (mm)

On peut écrire : $y = -\ln(-\ln(F(x)))$

Avant de procéder à l'ajustement, il est nécessaire de suivre les étapes suivantes :

- Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant et leur attribuer un rang de 1 à n.

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

- Calculer la fréquence expérimentale pour chaque valeur de précipitation en utilisant la formule de Hazen.

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n}$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations(34)

- Calculer la variable réduite de Gumbel en utilisant la formule suivante :

$$y = - \ln (-\ln (F(x)))$$

- Calculer les paramètres d'ajustement "a" et "x0".

- Représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur un papier Gumbel.

Le calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de Gumbel implique l'utilisation de la formule suivante pour la droite de Gumbel :

$$x = (1/a)y + x_0$$

Avec :

$(1 / a)$: la pente de la droite de GUMBEL

- **Gumbel (Méthode des moments)**

Résultats de l'ajustement

Nombre d'observations : 34

Paramètre :

u : 54.8068

alpha : 27.9525

Quantiles :

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

T = 1/ (1-q)

Tableau 24 : Résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0,9999	312	37,1	240-385
2000	0,9995	267	31	207-328
1000	0,999	248	28,4	192-303
200	0,995	203	22,3	159-247
100	0,99	183	19,7	145-222
50	0,98	164	17,1	130-197
20	0,95	138	13,7	111-165
10	0,9	118	11,2	95.8-140
5	0,8	96,7	8,69	79.7-114

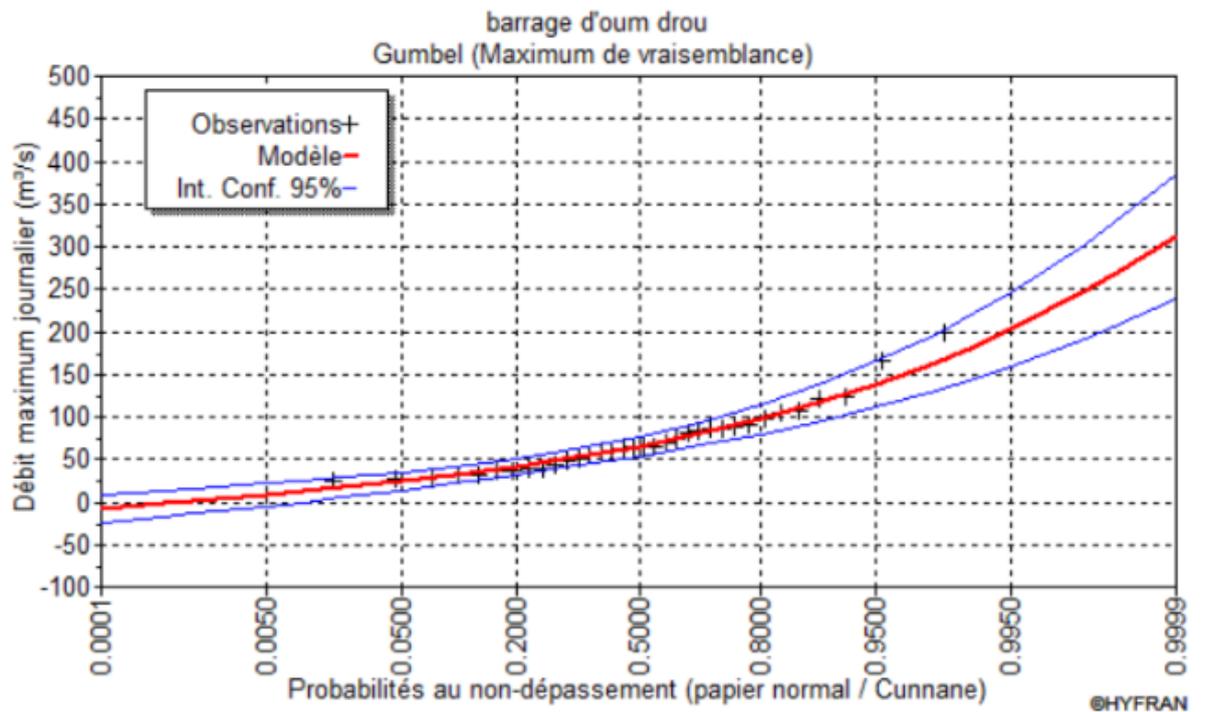


Figure 15 : représentation graphique de la loi de Gumbel

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau 25 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

Gumble	Carac. de la loi	Carac. de l'échantillon
Minimum	Aucun	25.3
Maximum	Aucun	200
Moyenne	70.9	72.0
Ecart – type	35.9	39.4
Médiane	65.1	63.9
Coefficient de variation (CV)	0.505	0.548
Coefficient d'asymétrie (C S)	1.14	1.42
Coefficient d'aplatissement (CK)	2.40	4.73

II.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) :

Le processus d'ajustement est similaire à celui établi pour la loi de Gumbel, la différence réside uniquement dans la représentation graphique qui est réalisée sur du papier log-normale.

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{u^2}{2}} du$$

Ou :

$$u = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma_x}$$

L'équation de la droite de GALTON est la suivante :

$$\text{Log}x(p\%) = \overline{\text{Log}x} + \sigma \text{Log}u(p\%)$$

$$\text{Log}X = \frac{\sum_{i=1}^{32} \overline{\text{Log}X_i}}{N}$$

Galton (Log -Normal)

Nombre d'observations : 34

Paramètre :

mu : 4.14451

Sigma : 0.518605

Quantiles :

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

T = 1/ (1-q)

CHAPITRE II : L'ÉTUDE HYDROLOGIQUE

Tableau 26 : Résultat de l'ajustement a la loi de lognormal

T	q	XT	Ecarttype	Intervalle de confiance (95%)
10000	0,9999	434	110	218-650
2000	0,9995	348	79,3	192-503
1000	0,999	313	67,8	180-446
200	0,995	240	44,9	152-328
100	0,99	211	36,5	139-282
50	0,98	183	29	126-240
20	0,95	148	20,4	108-188
10	0,9	123	14,8	93.6-152
5	0,8	97,6	10,1	77.7-117

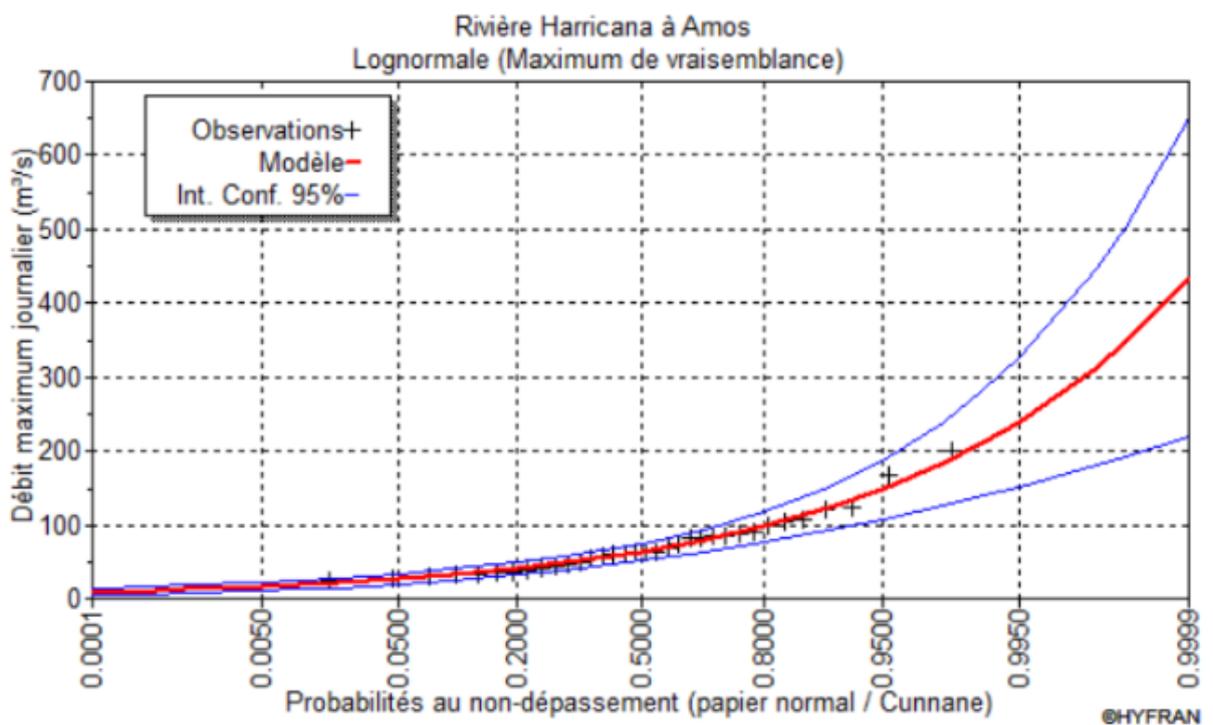


Figure 16 : représentation graphique de la loi de log-normale (Galton)

Tableau 27 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

Galton (Log -Normal)	Carac .de la loi	Cacac. de l'échantillon
Minimum	0.00	25.3
Maximum	Aucun	200
Moyenne	72.2	72.0
Ecart – type	40.1	39.4
Médiane	63.1	63.9
Coefficient de variation (CV)	0.556	0.548
Coefficient d'asymétrie (C S)	1.84	1.42
Coefficient d'aplatissement (CK)	9.55	7.73

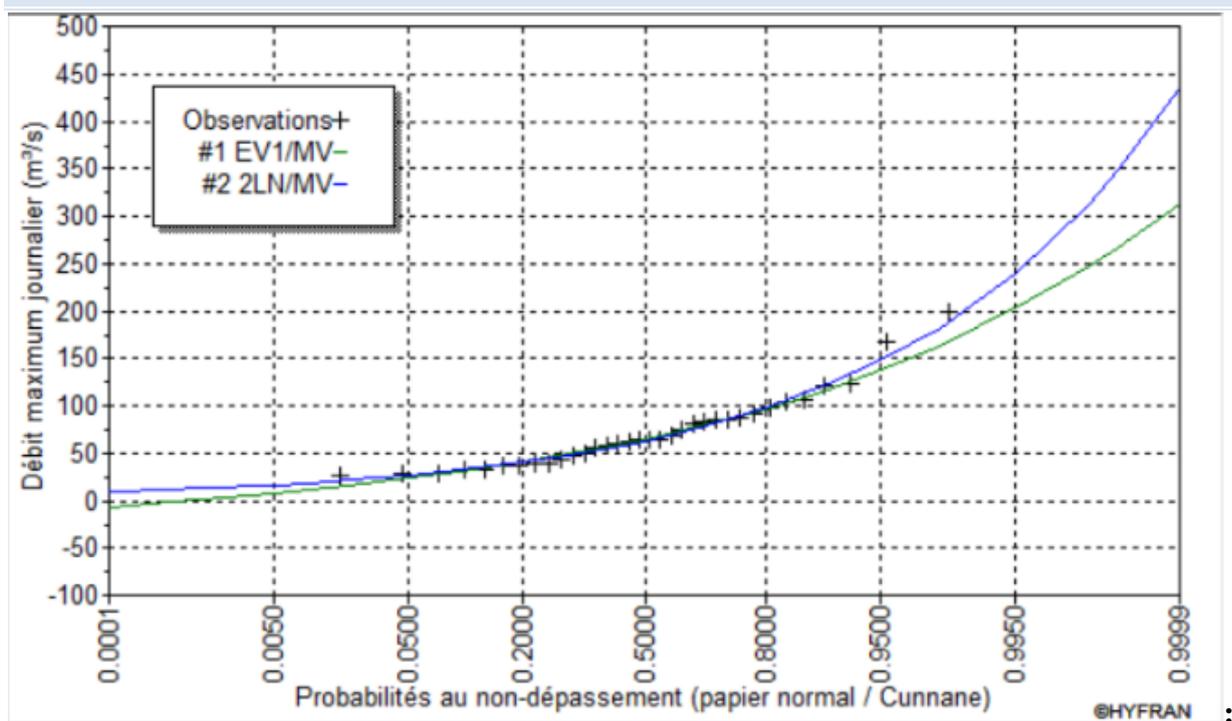


Figure 17 : Comparaison des caractéristiques de la loi.

Résultat

D'après les deux schémas, on conclut que la pluie maximale journalière suit la loi log normale (Galton), car tous les points se situent à l'intérieur de l'intervalle de confiance et sont plus proches de la droite de Henry.

II.4 La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

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

b : Exposant climatique (pour notre région est de 0.4)

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau 28 : Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences.

Période	5		10		20		50		100		1000		10000	
Fréquence(%)	20 97.6		10 123		5 148		2 183		1 211		0.1 313		0.01 434	
P maxj, p(%) (mm)	Pmaxt,p % (mm)	I ₀ (mm/h)												
T(h)														
0.5	14,80	29,62	18,66	37,33	22,46	44,93	27,77	55,55	32,02	64,05	47,50	95,02	65,87	131,75
1	20,76	20,76	26,17	26,17	31,48	31,48	38,93	38,93	44,89	44,89	66,59	66,59	92,33	92,33
2	29,09	14,55	36,67	18,34	44,13	22,06	54,56	27,28	62,91	31,46	93,32	46,66	129,40	64,70
2.58	32,94	12,77	41,51	16,09	49,95	19,36	61,77	23,94	71,22	27,60	105,64	40,95	146,48	56,78
3	35,45	11,82	44,68	14,89	53,76	17,92	66,47	22,16	76,64	25,55	113,69	37,90	157,65	52,55
4	40,78	10,20	51,40	12,85	61,84	15,46	76,47	19,12	88,17	22,04	130,79	32,70	181,36	45,34
5	45,47	9,09	57,30	11,46	68,94	13,79	85,25	17,05	98,29	19,66	145,81	29,16	202,17	40,43
6	49,69	8,28	62,62	10,44	75,35	12,56	93,16	15,53	107,42	17,90	159,35	26,56	220,95	36,82
7	53,56	7,65	67,50	9,64	81,22	11,60	100,43	14,35	115,79	16,54	171,77	24,54	238,17	34,02
8	57,16	7,14	72,04	9,00	86,68	10,83	107,17	13,40	123,57	15,45	183,31	22,91	254,17	31,77
9	60,53	6,73	76,29	8,48	91,79	10,20	113,50	12,61	130,87	14,54	194,13	21,57	269,18	29,91
10	63,72	6,37	80,30	8,03	96,63	9,66	119,48	11,95	137,76	13,78	204,35	20,44	283,35	28,34
11	66,75	6,07	84,12	7,65	101,22	9,20	125,15	11,38	144,30	13,12	214,06	19,46	296,81	26,98
12	69,64	5,80	87,76	7,31	105,60	8,80	130,57	10,88	150,55	12,55	223,33	18,61	309,66	25,81
13	72,41	5,57	91,25	7,02	109,80	8,45	135,76	10,44	156,53	12,04	232,21	17,86	321,97	24,77
14	75,07	5,36	94,60	6,76	113,83	8,13	140,75	10,05	162,29	11,59	240,74	17,20	333,80	23,84
15	77,63	5,18	97,84	6,52	117,72	7,85	145,56	9,70	167,83	11,19	248,96	16,60	345,21	23,01
16	80,11	5,01	100,96	6,31	121,48	7,59	150,21	9,39	173,19	10,82	256,91	16,06	356,23	22,26
17	82,51	4,85	103,99	6,12	125,12	7,36	154,71	9,10	178,38	10,49	264,61	15,57	366,91	21,58
18	84,84	4,71	106,92	5,94	128,65	7,15	159,08	8,84	183,42	10,19	272,08	15,12	377,26	20,96
19	87,10	4,58	109,77	5,78	132,08	6,95	163,32	8,60	188,31	9,91	279,34	14,70	387,33	20,39
20	89,31	4,47	112,55	5,63	135,43	6,77	167,45	8,37	193,07	9,65	286,41	14,32	397,13	19,86
21	91,46	4,36	115,26	5,49	138,68	6,60	171,48	8,17	197,72	9,42	293,29	13,97	406,68	19,37
22	93,55	4,25	117,90	5,36	141,86	6,45	175,41	7,97	202,25	9,19	300,01	13,64	415,99	18,91
23	95,60	4,16	120,48	5,24	144,96	6,30	179,25	7,79	206,67	8,99	306,58	13,33	425,10	18,48
24	97,60	4,07	123,00	5,13	148,00	6,17	183,00	7,63	211,00	8,79	313,00	13,04	434,00	18,08

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

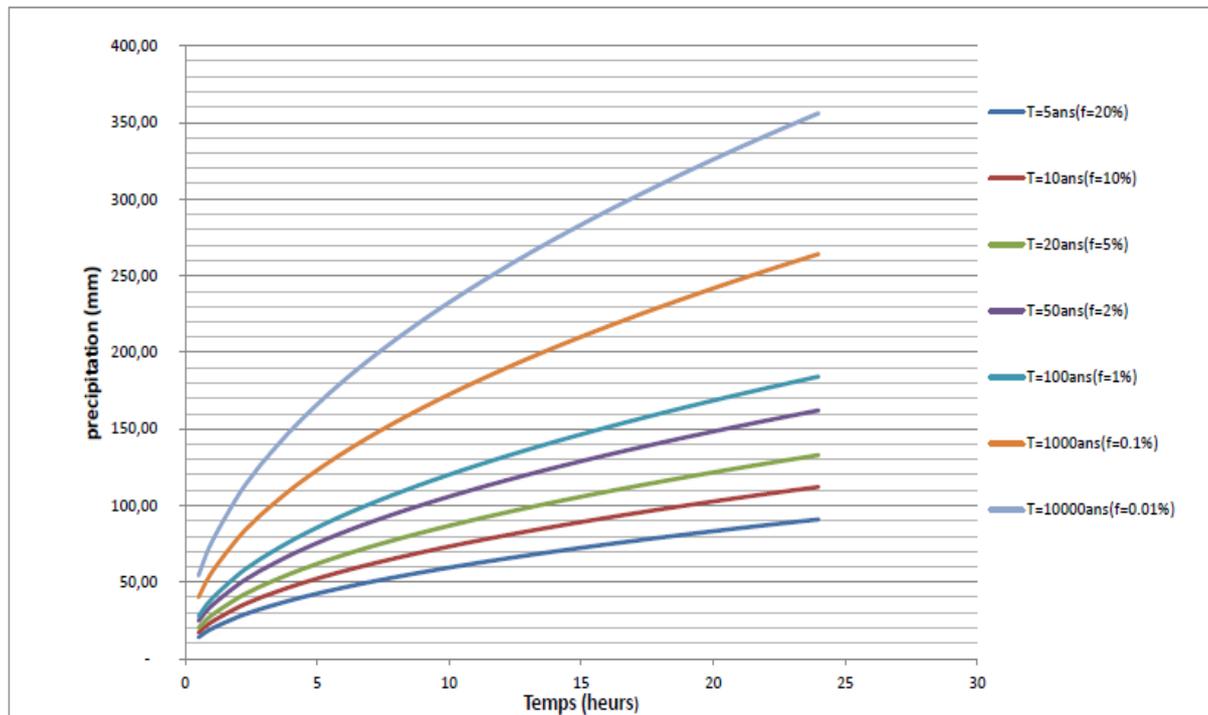


Figure 18 : Pluies d Courte durée

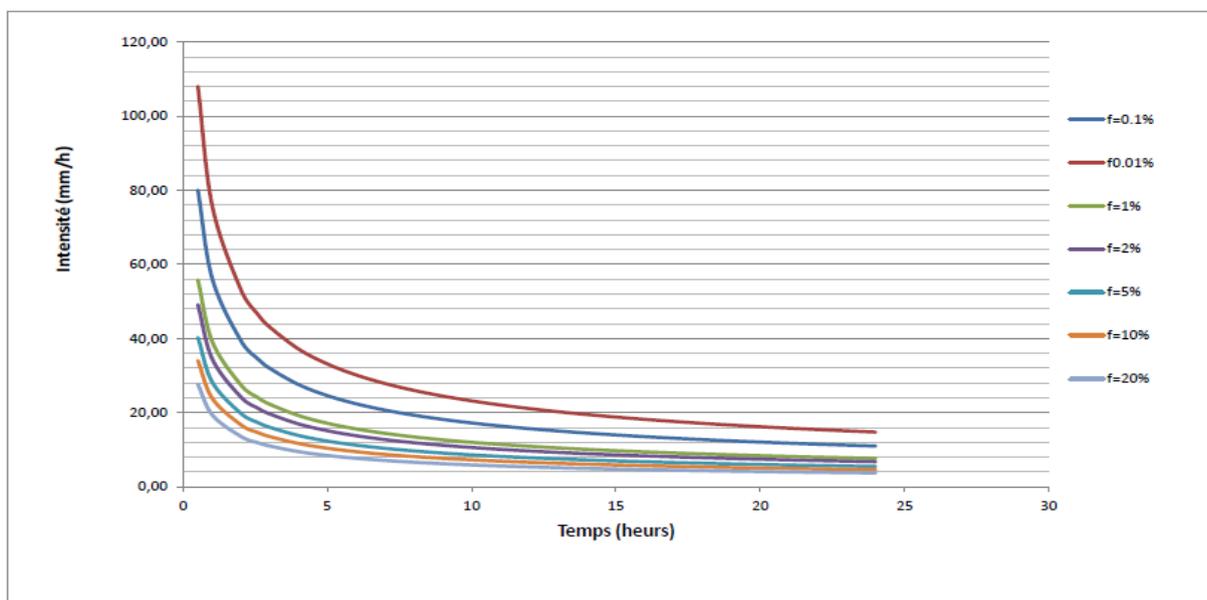


Figure 19 : Intensité -Durée -Fréquence

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

II.5 Evaluation des apports liquides :

I.5.1 Analogie avec la station de sidi Akacha (02.02.07) :

Au niveau de notre site, nous avons opté pour la méthode d'analogie basée sur les informations des apports de la station hydrométrique de Sidi Akacha.

Dans de telles situations, en l'absence de mesures sur le cours d'eau, il est possible de recourir à diverses méthodes pour évaluer le bilan hydrique. L'un de ces procédés implique le report, selon un modèle spécifique, des données sur les apports d'un bassin versant voisin déjà étudié du point de vue de l'hydrologie, vers le bassin versant considéré.

Dans l'idéal, les deux bassins versants devraient être identiques en termes de superficie, de forme, de structure géologique, de couverture forestière, de pente moyenne, de direction et de sens de l'écoulement du cours d'eau, de quantité d'eau moyenne, ainsi que de répartition annuelle des précipitations. Cependant, en pratique, ces conditions idéales ne sont pas toujours rencontrées.

Dans le cas concret du projet du barrage de Tarzout, il a été possible de déterminer les valeurs des apports en utilisant les données mesurées sur un bassin versant voisin similaire, celui de l'Oued Allalah. Ce dernier se jette également dans la Mer Méditerranée, environ 25 km à l'est de l'Oued Tarzout, près de la localité de Ténès, comme indiqué sur la carte de situation. Cela a permis de fournir des estimations fiables malgré les différences potentielles entre les deux bassins versants.

La station hydrométrique de Sidi Akacha (02.02.07) est située le long de l'Oued Allah et couvre une superficie de bassin versant de 295 km². Cette station est positionnée approximativement à mi-chemin de la longueur totale du cours d'eau. Nombre d'année d'observation : N=25 ans

Tableau 29 : La répartition des apports de sidi Akacha.

Années d'observation	Apport annuel(Mm ³)	Années d'observation	Apport annuel(Mm ³)
1983-1984	5.60	1996-1997	11.17
1984-1985	10.06	1997-1998	13.29
1985-1986	26.83	1998-1999	22.42
1986-1987	40.10	1999-2000	26.05
1987-1988	7.53	2000-2001	11.09
1998-1999	7.68	2001-2002	23.23
1999-1990	3.51	2002-2003	8.13
1990-1991	17.31	2003-2004	4.82
1991-1992	8.39	2004-2005	7.77
1992-1993	3.96	2005-2006	22.78
1993-1994	9.14	2006-2007	17.44
1994-1995	15.93	2007-2008	9.87
1995-1996	23.91	Apport interannuel	14.32

Source : ANRH

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

$$A_{interannuel}^{bassin\ versant} = \frac{S_{BV}^{bassin\ versant}}{S_{BV}^{station}} A_{interannuel}^{station}$$

$$A_{interannuel}^{bassin\ versant} = 5.67 \text{ Mm}^3$$

Conclusion :

Selon les résultats obtenus, la décision finale a été de retenir la valeur déterminée par analogie avec les mesures effectuées sur le bassin versant voisin, celui de l'Oued Allalah. Cette approche comparative avec un bassin versant similaire a été considérée comme la méthode la plus appropriée pour évaluer les apports dans le cas du bassin versant de l'Oued Tarzout.

Tableau 30 : Répartition mensuelle de l'apport moyen (1985-2019)

Mois	Sept	oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Aut
A(%)	1.08	4.16	13.6	17.78	14.53	19.29	15.05	9.40	4.16	0.74	0.06	0.16
A(Mm ³) _{st}	0.15	0.60	1.95	2.55	2.08	2.76	2.15	1.35	0.60	0.11	0.01	0.02
A(Mm ³) _s	0,061236	0,235872	0,7711	1,00813	0,8239	1,0937	0,85334	0,53298	0,235872	0,042	0,015	0,009

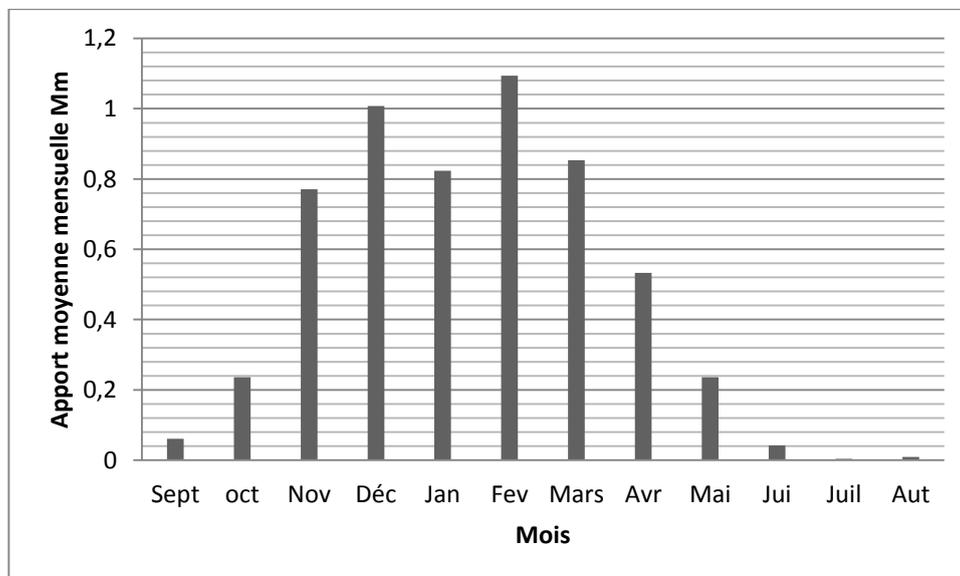


Figure 20 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de site

II.5 .2 Caractéristiques de l'écoulement :

Tableau 31: Caractéristiques de l'écoulement.

paramètre	relations	unité	valeur
Module de l'écoulement	$Me = A_{moy} / T$	L / s	179.31
Module de l'écoulement relatif (spécifique)	$M0 = Me / S$	l/s/Km ²	1.54
Lame d'eau écoulee	$L e = A_{moy} / SBV$	mm	48.53

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

Avec :

SBv : Superficie du bassin.

Amoy : Apport moyen annuel.

T : Temps d'une année en secondes.

- **Coefficient de variation**

La variabilité de l'apport annuel est caractérisée par le coefficient de variation Cv.

Lorsqu'il n'y a pas de série d'observations disponible pour calculer le coefficient de variation (CV), il est nécessaire d'utiliser des formules empiriques suivantes :

Formule de Sokolovski-Chevelev :

$$C_v = 0.78 - 0.29 \log M_0 - 0.063 \log(S+1)$$

$$C_v = 0.59$$

S : superficie du bassin versant.

M₀ : débit ou module spécifique en (l/s/km²).

Formule d'Ugiprovodkhoz :

$$C_v = 0.7 / M_0^{0.125}$$

$$C_v = 0.66$$

Formule d'Antonov :

$$C_v = 0.78 / (S+1000)^{0.097}$$

$$C_v = 0.39$$

Tableau 32 : Récapitulatif des résultats des coefficients des variations.

Formule	Cv
SOKOLOVSKY	0.59
Ugiprovodkhoz	0.66
Antonov	0.39

Étant donné que les valeurs sont toutes proches les unes des autres, nous pouvons prendre la moyenne, ce qui concorde avec le résultat obtenu à l'aide de la formule algérienne de PADOUN :

$$C_v = 0.55$$

II.5.3 Estimation à partir de la loi de Pearson :

L'apport moyen fréquentiel est calculé par l'expression suivante :

$$A_{80\%} = (F_{80\%} \times C_v + 1) A_0$$

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

A80% : Apport fréquentiel ($F = 0.80$) en Mm^3 .

F80% : Fonction de Rybkine-Foster pour une fréquence de 80% tirée de la table pour $Cs = 2Cv$

A0 : Apport moyen annuel en Mm^3 . ($A0 = 5.67 Mm^3$)

Cv : Coefficient de variation des apports. ($Cv = 0,55$)

$A_{80\%} = 8.16 Mm^3$

Tableau 33 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

Mois	Sept	oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Aut
A(%)	1.08	4.16	13.6	17.78	14.53	19.29	15.05	9.40	4.16	0.74	0.06	0.16
$A_{80\%}$ (Mm^3)	0.09	0.34	1.11	1.45	1.19	1.57	1.23	0.77	0.40	0.06	0.005	0.01

II.5.5 Apport solide et l'estimation du volume mort :

La détermination du débit solide dans le bassin versant du barrage de TARZOUT peut être effectuée en utilisant une approche basée sur le rendement en sédiment régional. Cette méthode est généralement employée lorsque des données sur les sédiments en suspension spécifiques au site du barrage de TARZOUT ne sont pas disponibles.

Les apports solides dans le bassin versant dépendent de plusieurs facteurs, notamment l'étendue du relief, la résistance à l'érosion du sol, qui est influencée par la végétation et la nature géologique des roches, ainsi que le régime des pluies et des températures. Les sédiments sont transportés par les eaux du cours d'eau sous deux formes principales : en suspension et par charriage.

a) Formule de Fournier (Touaibia, 2004)

$$V_m = \frac{E_s * S * T}{\gamma_s}$$

Avec :

E_s : Erosion spécifique ($t/km^2/an$).

T : Durée de vie du barrage (50 ans).

γ_s : Poids spécifique des sédiments ($1,5 t/m^3$).

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

$$E_s = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_a} \right)^{2.65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0.46}$$

Avec :

E_s : érosion spécifique ($t/Km^2/an$)

Pm : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (mm). Pm = 79,6mm.

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

Pa : Pluie moyenne annuelle (mm) Pa = 532.5mm.

h= 45 % (Hmax - Hmin) (m); h = 345.15m.

Hmax : Altitude maximale =867m.

Hmin : Altitude minimale = 100m.

S : Surface du bassin versant (km²) S= 116.84 Km².

A.N :

Es = 475.83 t/km²/an

$$V_m = 1.85 \text{ Mm}^3$$

b) Formule de Tixeront :

$$V_m = (1.05 \div 1.10) \frac{Q_s * T}{\delta_s}$$

T : temps d'exploitation (T = 50 ans).

δ_s : Poids spécifique des sédiments (1,4 t/m³).

QS : Débit solide en (tonne/an).

$$Q_s = \alpha * L_e^{0.15} * S$$

Avec :

Le : lame d'eau écoulé (mm)

S : surface du bassin versant (km²)

α : Caractéristique de perméabilité.

Tableau 34 : Variation de perméabilité

Variation de perméabilité	α
Elevée	8.5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

La perméabilité est moyenne dans notre bassin versant, on prend $\alpha = 350$

$$Q_s = 73208,44 \text{ m}^3/\text{s}$$

A.N:

$$V_m = 2.88 \text{ Mm}^3$$

Tableau 35 : Répartition de volume mort annuel.

Formule	Volume mort (Mm ³)
FOURNIER	1.85
TIXERONT	2.88

La valeur moyenne est 2.37 Mm³

Résultat :

Le bassin d'étude est classé dans la zone d'érosion très active selon la classification de TIXERONT (1960), en raison de la répartition pluviométrique annuelle (300 mm < Pan = 532.5 mm < 700 mm). Étant donné que la valeur de Pan est de 532.5 mm, ce qui se situe dans l'intervalle d'application de la formule de TIXERONT, cette valeur est adoptée pour le calcul du volume des

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

apports solides. Par mesure de sécurité, le volume obtenu à l'aide de la formule de TIXERONT pour une durée de 50 ans de service est de 2.88 Mm³.

II.6 Etude des crues :

Une détermination précise du bilan hydrique est cruciale dans le cadre des études hydrologiques d'un bassin versant. Cela a été souligné à plusieurs reprises dans notre analyse. En l'absence de mesures directes sur le cours d'eau, il est courant de recourir à diverses méthodes pour estimer le bilan hydrique d'un bassin versant. L'une de ces méthodes implique de transposer, selon un modèle spécifique, les débits d'un bassin versant voisin qui a déjà été étudié du point de vue hydrologique, vers le bassin versant considéré. Idéalement, les deux bassins versants devraient être similaires en termes de superficie, de forme, de structure géologique, de couverture végétale, de pente moyenne, de direction et de sens d'écoulement du cours d'eau, ainsi que de quantité d'eau moyenne et de répartition des précipitations annuelles. Cependant, cette similitude n'est pas toujours présente dans la réalité. Dans notre cas, nous avons utilisé les données de débits du bassin versant voisin de l'Oued Allalah pour estimer les débits au site du futur barrage de Tazoult.

L'Oued Allalah se jette dans la Mer Méditerranée à environ 25 km à l'Est de l'Oued Tarzout, près de la localité de Ténès, comme indiqué sur la carte de situation en annexe 1. Sur l'Oued Allalah, une station hydrométrique de Sidi Akacha (02.02.07) a été installée. Cette station occupe une superficie versante de 295 km² et est située approximativement à mi-chemin de la longueur totale du cours d'eau.

Dans la suite, nous aborderons la méthode de détermination des débits au site du barrage de Tarzout en utilisant les débits de l'Oued Allalah mesurés à la station hydrométrique de Sidi Akacha.

Les crues sont des phénomènes d'écoulements variables caractérisés par des débits élevés. L'étude des crues vise à établir les hydrogrammes de crues fréquentielles du bassin versant et à déterminer les débits maxima probables correspondants.

Tableau 36 : La série des débits maximaux de station de Sidi Akacha.

Années d'observation	Q _{max} m ³ /s	Années d'observation	Q _{max} m ³ /s
1983-1984	28.00	1996-1997	339.20
1984-1985	52.73	1997-1998	121.30
1985-1986	162.20	1998-1999	117.90
1986-1987	153.20	1999-2000	239.91
1987-1988	28.00	2000-2001	212.00
1998-1999	96.00	2001-2002	357.20
1999-1990	130.88	2002-2003	43.39
1990-1991	71.60	2003-2004	22.22
1991-1992	42.60	2004-2005	39.29
1992-1993	19.42	2005-2006	325.50
1993-1994	17.71	2006-2007	112.10
1994-1995	120.80	2007-2008	73.95
1995-1996	90.10		

Source : ANRH

Pour calculer le débit de crue probable pour différentes périodes de retour, on utilise l'analogie avec les données de Sidi Akacha selon la relation suivante :

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

$$Q_{\text{interannuel}}^{\text{bassin versant}} = \frac{S_{\text{BV}}^{\text{bassin versant}}}{S_{\text{BV}}^{\text{station}}} Q_{\text{interannuel}}^{\text{station}}$$

Tableau 37 : La série des débits maximaux de station de Site.

Années d'observation	Q max m ³ /s	Années d'observation	Q max m ³ /s
1983-1984	11.09	1996-1997	134.35
1984-1985	20.88	1997-1998	48.040
1985-1986	64.24	1998-1999	46.700
1986-1987	60.68	1999-2000	95.020
1987-1988	11.09	2000-2001	83.970
1988-1989	38.02	2001-2002	141.48
1989-1990	51.84	2002-2003	17.190
1990-1991	28.36	2003-2004	8.8000
1991-1992	16.87	2004-2005	15.560
1992-1993	07.69	2005-2006	128.92
1993-1994	07.01	2006-2007	44.400
1994-1995	47.84	2007-2008	29.280
1995-1996	35.67		

II.6 .1 Les Débits fréquents :

$$A_{\%} = e^{\ln \bar{X} + U * \sigma_{\ln X}}$$

Avec :

$\ln \bar{X}$: C'est l'apport moyen après la transformation de la série de sidi Akacha en logarithme.

A%: apport de fréquence donnée.

U : variable réduite de Gauss.

Variance (σ^2), pour n<30 année on a :

$$\sigma^2 = \frac{1}{n-1} * \sum_i^n (x_i^2 - n * \bar{x}^2)$$

n = 25 ans

$\ln \bar{X} = 3.487 \text{ Mm}^3$

$$\sigma^2 = 0.825$$

L'écart type :

$$\sigma = \sqrt{\sigma^2} = 0.908$$

Coefficient de variation :

La variabilité de l'apport annuel est caractérisée par le coefficient de variation Cv

$$Cv = \sigma_{\ln x} / \ln \bar{X} = 0.26$$

$$Cs = 2 * Cv = 0.521$$

Les calculs des Débits fréquents a conduit au tableau suivant :

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau 38 : les Débits fréquents de la station de site.

Période de retour (ans)	Fréquence (%)	Variable de Gauss	Débits (m ³ /s)
10000	0,9999	4.856	977
2000	0,9995	3.83	662
1000	0,999	2.701	552
200	0,995	2.385	346
100	0,99	1.78	276
50	0,98	1.33	215
20	0,95	-0.85	148

Tableau 39 : Ordonnées maximales des hydrogrammes (Débits fréquents) de crue par différentes périodes de retour.

Période de retour	20	50	100	200	1000	10000
Q _{max} (m ³ /s)	148	215	276	346	552	977

II 6.2 détermination des temps caractéristiques au site du barrage de Tarzout :

Tableau 40 : Principaux éléments géométriques du bassin versant de l'Oued Tarzout jusqu'au site du barrage de Tarzout

Cours d'eau	A [km ²]	L _s [km]	L _c [km]	H _{max} [m]	H _o [m]	H _u [m]	S ₁ [%]	S ₂ [%0]
Oued Tarzout	116.84	19.4	9.1	867	100	371	1.81	27.2

Où :

- A - superficie du bassin versant étudié,
- L_s - longueur du cours d'eau principal (talweg),
- L_c - distance séparant le centre de gravité du bassin versant et le site,
- H_{max} - altitude maximale du cours d'eau principal,
- H_o - altitude du site,
- H_u - altitude moyenne du cours principal,
- S₁ - pente du lit rectifié,
- S₂ - pente maximale du cours d'eau.

La durée de la pluie (T_k) est déterminée d'après la formule SCS :

$$T_k = T_c * (1 + T_c)^{-0.20}$$

$$T_k = 1.99 \text{ heures}$$

T_c : Le temps de concentration moyenne.

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

Afin de définir le temps de montée de l'hydro gramme (T_m), on a appliqué, les formules ci-dessous :

(a) Kennedy-Watt

$$T_0 = 1.864 * A^{0.39} * S_2^{-0.31}$$

$$T_m = (T_k / 2 + T_0) * 3 / (2+k)$$

$$T_m = 0.28 \text{ heures}$$

(b) Kennedy-Watt

$$T_0 = 2.3 - (L_{cp} / \sqrt{S_2})^{0.66}$$

(c) Bell-Om Car

$$\text{Log } T_m = 0.037 + 0.47 \log L_s$$

$$\text{Donc : } T_m = 4.39 \text{ heures}$$

(d) Linsey-Kohler

$$T_0 = 0.40 * L_s^{0.67} * (L_s * L_c / \sqrt{S_1})^{0.086}$$

$$T_m = (T_k / 2 + T_0) * 3 / (2+k)$$

Le temps de retard (T_d) s'obtient selon la formule :

$$T_d = K t_m$$

Tableau 41 : le coefficient relatif à la surface du bassin versant (K).

Description du cours d'eau	Valeur de K
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2 – 2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales	3,0 – 4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4,0 – 7,0

Le temps de base de l'hydrogramme s'obtient en additionnant le temps de montée et le temps de retard de l'hydro gramme, soit :

$$T_b = T_m + T_d$$

$$T_b = 13.17 \text{ heures}$$

Tableau 42 : récapitulatif temps caractéristiques au site du barrage de Tarzout :

caractéristiques	désignations	Valeur	caractéristiques	désignations	Valeur
durée de la pluie	Tk	1.99	temps de décrue	Td	8.78
temps de montée	Tm	4.39	temps de base	Tb	13.17

Remarque : unité c'est « heure ».

II.6. 3 Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski :

L'Hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous détermine ses caractéristiques principales qui sont :

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

Pour dessiner l'hydrogramme de crue, on suit la méthode de Sokolovski, qui le divise en deux parties non symétriques calculées à partir des temps de montée et de décrue.

A - Pour le débit de la montée :

$$Q_{montée} = Q_{max} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2$$

B - Pour le débit de décrue :

$$Q_{déc} = Q_{max} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3$$

Avec :

Q_m : débit instantané de la montée (m³/s) ;

Q_d : débit instantané de la décrue (m³/s) ;

T_m : temps de la montée de la crue en heures ;

T_d : temps de la décrue en heures ;

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

Les Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour sont donnés par le tableau et la Figure.

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau 43 : les valeurs de débits de crues en fonction de temps.

Temps (h)	Période de retour (ans)				
	20	50	100	1000	10000
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0.25	7,68	11,16	14,32	28,64	50,70
0.5	30,72	44,62	57,28	114,57	202,78
2	69,12	100,40	128,89	257,78	456,26
2.5	122,87	178,50	229,14	458,28	811,12
3	148,00	215,00	276,00	552,00	977,00
3.75	128,37	186,49	239,40	478,80	847,43
4	100,09	145,40	186,65	373,30	660,71
4.39	76,30	110,83	142,28	284,56	503,65
5	56,61	82,23	105,57	211,13	373,69
5.5	40,64	59,03	75,78	151,57	268,26
6	27,99	40,67	52,21	104,41	184,80
6.75	18,29	26,57	34,11	68,22	120,74
7.25	11,14	16,18	20,77	41,53	73,51
8	5,48	7,96	10,22	20,44	36,19
8.5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9	7,68	11,16	14,32	28,64	50,70
9.5	30,72	44,62	57,28	114,57	202,78
10	69,12	100,40	128,89	257,78	456,26
10.5	122,87	178,50	229,14	458,28	811,12
11	148,00	215,00	276,00	552,00	977,00
11.5	128,37	186,49	239,40	478,80	847,43
12	100,09	145,40	186,65	373,30	660,71
12.6	76,30	110,83	142,28	284,56	503,65
13.17	56,61	82,23	105,57	211,13	373,69

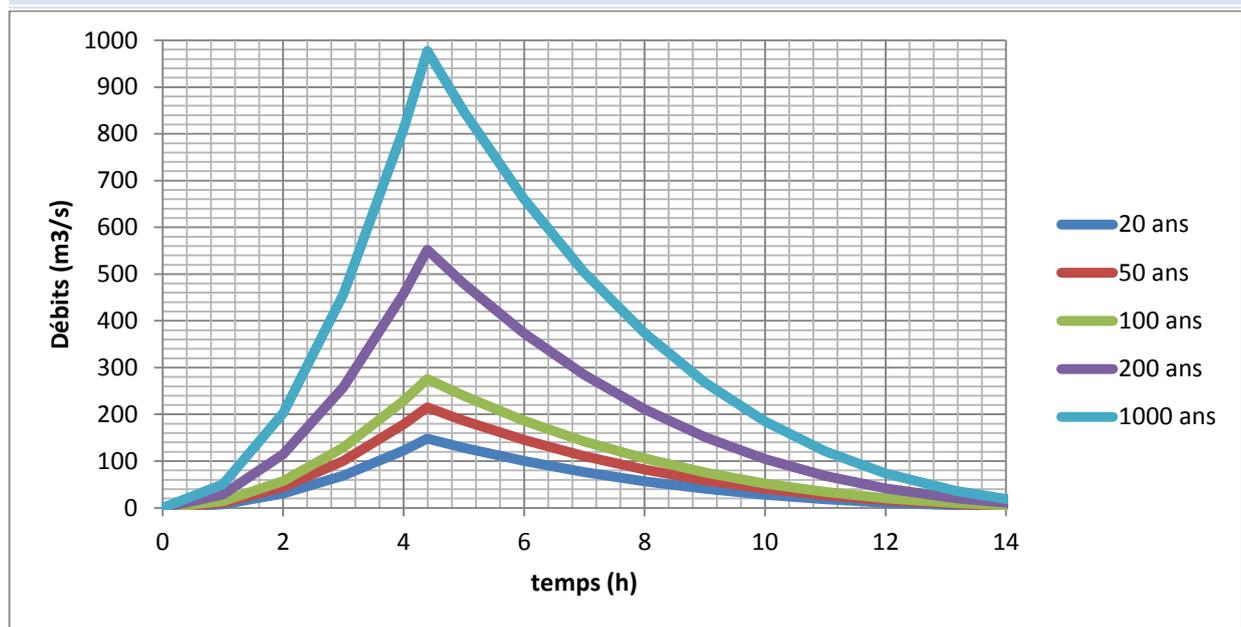


Figure 21 : Hydro grammes des crues.

I.6.4 Choix de fréquence de la crue du projet et de chantier :

La crue de projet est définie comme la crue ayant la plus faible fréquence qui entre dans la retenue du barrage. Elle est essentielle pour déterminer le niveau des plus hautes eaux, la hauteur du barrage et pour dimensionner l'évacuateur de crues tout en prenant en compte les possibilités de laminage.

Souvent, la crue de projet considérée est le débit de pointe maximal, bien que ce ne soit pas toujours la crue la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crues. Une crue moins abrupte mais plus étalée dans le temps pourrait être plus préjudiciable. La période de retour minimale préconisée pour cette crue est généralement située entre 100 et 1000 ans.

Le choix de la période de retour dépend du risque associé à la rupture du barrage. Il est également lié à la vulnérabilité de la vallée en aval, c'est-à-dire l'occupation des zones susceptibles d'être inondées en cas de rupture. Lorsque la sécurité publique est en jeu, la période de retour ne doit en aucun cas être inférieure à 1000 ans. Cela garantit une marge de sécurité maximale pour prévenir les catastrophes potentielles liées à la rupture du barrage.

L'estimation de la crue de projet ne dépend pas uniquement des facteurs hydrologiques et du coût de l'ouvrage, mais également du risque potentiel que représente la rupture du barrage pour la vie des personnes et les pertes économiques résultant de cette rupture. Par conséquent, il est crucial de prendre en compte tous ces aspects lors de la détermination de la crue de projet, afin d'assurer la sécurité des habitants et des biens situés en aval du barrage. Cela implique souvent d'opter pour des périodes de retour plus longues, telles que 1000 ans, pour minimiser le risque de rupture et ses conséquences graves.

En d'autres termes, il s'agit de trouver un compromis optimal entre les coûts de construction et les risques encourus en aval. Dans cette perspective, il est important de se référer aux recommandations du comité international des grands barrages, qui offre des lignes directrices pour évaluer et minimiser les risques tout en considérant les implications économiques de la

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

construction. Cette approche permet de garantir la sécurité des populations en aval tout en prenant en compte les contraintes budgétaires du projet.

Plusieurs comités et écoles ont formulé des recommandations pour le choix de la crue de projet. Parmi ces références, on peut citer :

✚ Le comité international des grands barrages (CIGB).

Il existe plusieurs méthodes pour la détermination de la crue de projet, telles que :

- ✓ Méthode du GRADEX (gradient exponentiel).
- ✓ Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable-débits maximum probable).

Le comité international des grands barrages donne les recommandations suivantes :

Tableau 44 : Catégories des dommages résultant des crues.

Domages élevés	Domages importants	Domages faibles
Les pertes humaines anticipées sont évaluées en fonction de la densité de population et des autres centres d'activité en aval.	Pas de pertes de vies prévues, mais il y a une possibilité. Pas de développement urbain et un nombre limité de bâtiments en aval.	Aucune perte de vies prévue.
Domages financiers importants, incluant les pertes subies par les entreprises industrielles, commerciales et agricoles, ainsi que les dégâts aux bâtiments publics, aux habitations et aux infrastructures du barrage et d'autres réservoirs en aval.	Domages économiques importants, y compris des dommages aux bâtiments publics majeurs, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs en aval.	Pertes économiques limitées, comprenant des bâtiments agricoles, des terres et des routes locales.
Le barrage est crucial pour l'activité économique et des réparations ne sont pas envisageables.	Réparation possible du barrage. Disponibilité de sources de secours pour l'approvisionnement en eau ou en électricité.	Le barrage peut être réparé en cas de dommages, avec des pertes indirectes limitées.

Tableau 45 : Crues de projet recommandé.

Catégorie des dommages	Crue de projet recommandé
Elevés : Perte de vie Domage considérables	1/100000 à 1/10000
Important : Pas de pertes de vies Domage importants	1/10000 à 1/1000
Faibles : Pas de perte de vies Domages légers	1/1000 à 1/100

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

La détermination de la crue de projet doit prendre en considération les caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant, telles que les précipitations, la superficie, la perméabilité, etc.

Il est nécessaire de calculer l'indice global "I_g" qui est associé à l'ensemble de ces paramètres, tel que :

$$I_g = I_a * I_d * I_r.$$

Avec :

I_a : représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les Difficultés topographiques).

I_d : représente la somme des indices des difficultés géologiques et Géotechniques).

I_r : représente les risques.

Lorsque le risque est de niveau moyen ou modéré (degré 02), le dimensionnement est effectué pour la crue centennale, avec une vérification basée sur la crue cinq centennale et parfois millénaire.

En cas de risque élevé (degré 03), la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Dans notre situation, les difficultés géologiques et géotechniques sont assez complexes, et nos connaissances en hydrologie semblent être de niveau moyen. De plus, le risque en aval est modérément élevé en raison de l'emplacement relativement éloigné du site par rapport aux zones urbaines et du volume d'emmagasinement assez important.

Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de 0,01% (T = 10000ans)

$$Q_{0.01\%} = 977 \text{ M}^3/\text{s}$$

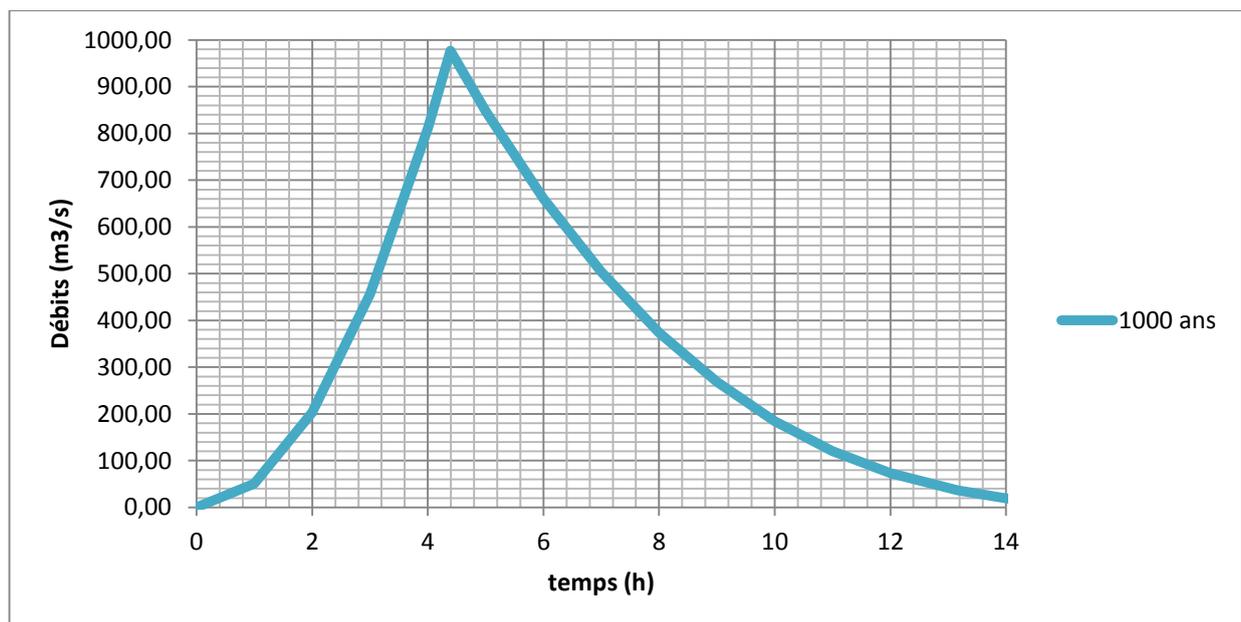


Figure 22 : Hydro gramme de crue de projet Q 0,01%.

Pour la crue des travaux Nous adoptons crue de période de retour (T = 20 ans)

$$Q_{\text{crue travaux}} = 148 \text{ M}^3/\text{s}$$

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

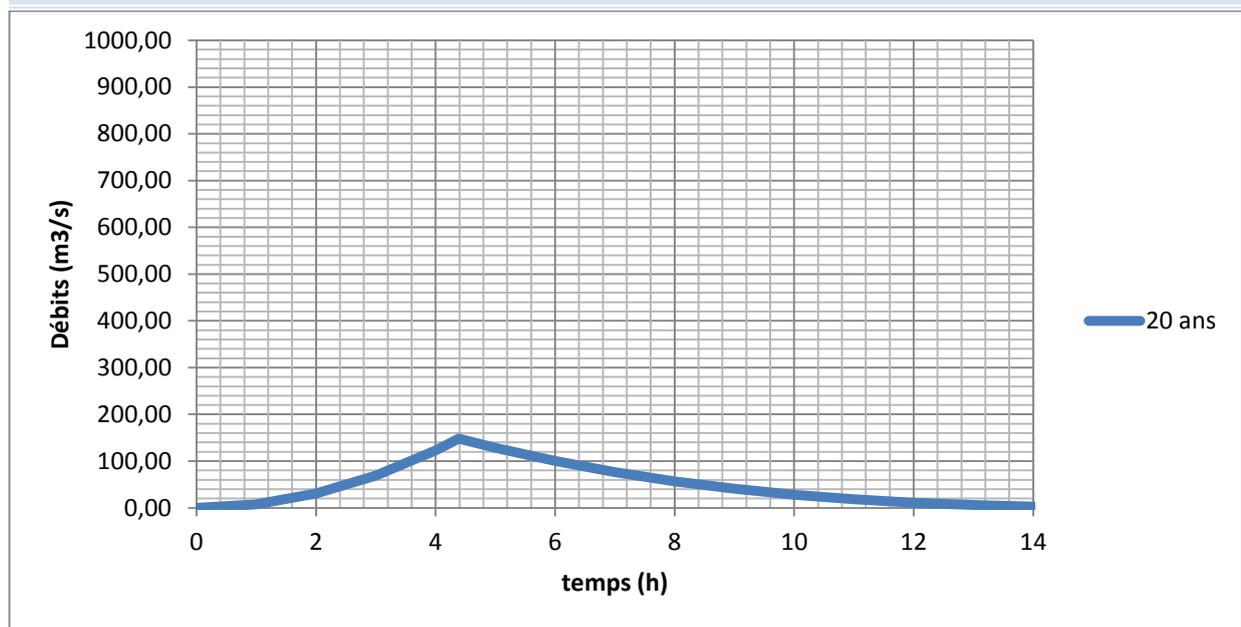


Figure 23 : Hydro gramme de crue de projet Q crue travaux.

II.7 Régularisation :

L'objectif de l'étude de régularisation est de définir la capacité de la retenue de l'Oued Allalah de manière à optimiser la régularisation de ses apports. Il s'agit donc de déterminer les paramètres de la retenue et un mode d'exploitation qui permettent une utilisation rationnelle des eaux, répondant ainsi aux besoins des consommateurs. La retenue est principalement destinée à l'irrigation des terres environnantes.

Lors de la définition du volume de la retenue collinaire, nous avons pris en considération les diverses conditions influant sur la régularisation des masses d'eau, notamment les apports, l'évaporation, la consommation ainsi que les pertes par infiltration et évaporation.

Le calcul de la régularisation a été effectué en utilisant la méthode du bilan d'eau.

Il existe deux types de régularisation qui sont utilisés :

- ✚ La régularisation saisonnière.
- ✚ La régularisation interannuelle.

Dans cette étude, une régularisation saisonnière a été effectuée étant donné que les apports excèdent la demande.

Les paramètres nécessaires pour effectuer le calcul de la régularisation comprennent...

- La répartition mensuelle de la demande en eau d'irrigation.
- La répartition mensuelle de l'apport (A 80% Hm3).
- La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporation.

II.7.1 Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface » :

La création du plan d'eau en courbe de niveau offre deux informations cruciales : d'une part, elle révèle les variations du volume de la retenue en fonction de l'altitude de la retenue normale, et d'autre part, elle expose les changements de la surface submergée de la retenue en fonction de l'altitude du plan d'eau. Ces données sont essentielles pour calculer les pertes par évaporation.

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

Les altitudes enregistrées varient de 100 m à 867 m, créant ainsi un écart d'altitude d'environ 20 mètres. Les volumes ont été estimés en utilisant l'expression appropriée :

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

$$\Delta V_i = \frac{2}{3} S_1 \Delta H$$

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

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

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

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

Le tableau présente les données topographiques de la retenue.

Tableau 46 : Courbes topographiques et volumétriques.

côte(m)	H (m)	S (Ha)	S moy (Ha)	(m)	ΔV (Mm3)	Vh (Mm3)
100	0	0	0,46875	5	3.125	0
105	5	0,9375	2,8125	5	0,1406	3.125
110	10	4,6875	6,25	5	0,3125	3.2656
115	15	7,8125	8,59375	5	0,4297	3.5781
120	20	9,375	11,71875	5	0,5859	4.0078
125	25	14,0625	16,09375	5	0,8047	4,5937
130	30	18,125	20	5	1	5.3984

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

135	35	21,875	24,6875	5	1,2344	6,3984
140	40	27,5				7,6328
145	45	32,5	30	5	1,5	9.1328
			34,84	5	1,742	
150	50	37,1875	40	5	2	10,8748
						12,8748
155	55	42,8125				

			46,25	5	2,3125	
160	60	49,6875	52,8125	5	2,6406	15 ,1873
						17,8279
165	65	55,9375	58,28125	5	2,9406	20,7685
						24,0966
170	70	60,625	66,5625	5	3,3281	
175	75	72,5		5		
180	80					

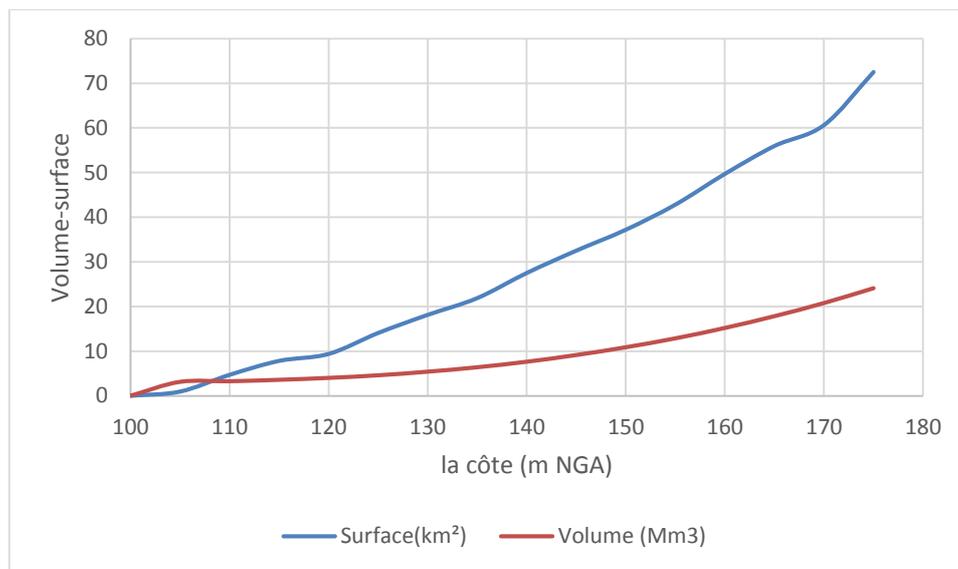


Figure 24 : Courbes Capacité - Surface – Hauteur

II.7.2 Répartition des besoins :

La finalité de l'utilisation de la retenue collinaire sur l'Oued Allalah est de répondre aux besoins agricoles. À cet égard, la répartition mensuelle des besoins est supposée suivre une loi agricole simplifiée, fréquemment utilisée dans le Nord de l'Algérie.

Les besoins sont répartis de la manière suivante :

Tableau 47 : Répartition mensuelle des besoins.

mois	Sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	Mar.	avr	mai	juin	juil.	aout
Besoin en (%)	4,71	2,00	0,43	0,00	0,00	0,14	1,71	7,13	18,54	24,82	26,25	14,27
U_{irr} (Mm ³)	0.1	0.02	0	0	0	0	0	0.91	1.22	1.9	1.8	1.43

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

II.7.3 Répartition mensuelle de l'apport A80% (Hm³) :

Tableau 48 : Répartition mensuelle de l'apport A80% (Hm³)

mois	sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	Mar.	avr	mai	juin	juil.	aout
A (%)	1,08	4,16	13,6	17,7	14,53	19,29	15,05	9,40	4,16	0,74	0,06	0,16
A _{80%} (Mm ³)	0.09	0.34	1.11	1.45	1.19	1.57	1.23	0.77	0.40	0.06	0.01	0.01

II.7.4 Calcul du volume utile :

Pour calculer le volume utile du barrage, vous avez besoin des éléments suivants :

- L'apport annuel A80%.
- La consommation totale.
- Le volume mort de la retenue.

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

II.7.4.1 Procédé de calcul :

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

La période à bonne hydraulité s'étend du mois de novembre au mois d'octobre.

$$V_{rf} = V_{ri} + (W-U).$$

Où :

V_{rf} : Volume de remplissage final

V_{ri} : Volume de remplissage initial

S : Volume excédentaire à évacuer

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau 49 : Déférérence entre les apports et les besoins

Mois	A80% (Mm ³)	U80% (Mm ³)	A-U-II
Oct	0,34	0.02	0.32
Nov	1.11	0	1.11
Dec	1.45	0	1.45
Jan	1.19	0	1.19
Fev	1.57	0	1.57
Mrs	1.23	0	1.23
Avr	0.77	0.91	-0.14
Mai	0.40	1.22	-0.82
Jui	0.06	1.9	-1.84
Juil	0.01	1.8	-1.80
Aut	0.01	1.43	-1.42
Sep	0.09	0.1	-0.01

Du tableau on a :

$$V_s = 6.87 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 6.03 \text{ Mm}^3$$

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d : V_u = V_d$$

Alors :

$$V_u = 6.03 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

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

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 6.03 + 2,37 = 8.40 \text{ Mm}^3$$

II.7.5 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans des conditions normales d'exploitation, c'est-à-dire la cote normale de la retenue (NNR). Elle représente la capacité de stockage disponible pour retenir l'eau dans des conditions opérationnelles standards.

L'alternance entre la période de remplissage et de restitution s'appelle le temps de fonctionnement. À cela s'ajoutent deux consignes d'exploitation :

1. Première consigne d'exploitation :

Cette consigne implique de remplir le barrage jusqu'au niveau normal de la retenue (NNR) pendant les crues, puis de restituer de l'eau par la suite. Tout excédent d'eau est évacué par l'évacuateur de surface. Le niveau de remplissage initial est fixé, et pour chaque mois, le remplissage final est déterminé en prenant en compte le NNR et le niveau du volume mort (NVM) à ne pas dépasser.

2. Deuxième consigne d'exploitation :

Cette consigne consiste à évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface. On remplit d'abord le barrage, puis on restitue de l'eau aux consommateurs.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau suivant :

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau 50 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm3)

Mois	A _{80%}	U _{80%}	A _{80%} - U _{80%}	1ère consigne			2ème consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Octobre	0,34	0,02	0,32		2,37		2,05	2,37	0,32
				2,37	2,69	0	1,85	2,37	0,52
Novembre	1,11	0	1,11	3,80	3,80	0	2,96	2,96	0,00
				5,25	5,25	0	4,41	4,41	0,00
Décembre	1,45	0	1,45	6,44	6,44	0	5,60	5,60	0,00
				8,01	8,01	0	7,17	7,17	0,00
Janvier	1,19	0	1,19	9,24	8,40	0,84	8,40	8,40	0
				8,26	8,26	0,00	8,26	8,26	0
Février	1,57	0	1,57	7,44	7,44	0,00	7,44	7,44	0
				5,60	5,60	0	5,60	5,60	0
Mars	1,23	0	1,23	3,80	3,80	0	3,80	3,80	0
				2,38	2,38	0	2,38	2,38	0
Avril	0,77	0,91	-0,14	2,37	2,37	0	2,37	2,37	0
Mai	0,40	1,22	-0,82						
Juin	0,06	1,9	-1,84						
Juillet	0,01	1,8	-1,80						
Aout	0,01	1,43	-1,42						
sept	0,09	0,1	-0,01						
						0,88	2,37	2,37	0,88

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

II.7.6 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

Les pertes dans la retenue peuvent être de deux types : pertes par infiltration et pertes par évaporation.

A) Pertes par évaporation :

$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy}$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

$$V_{moy} : \text{volume moyenne} \quad [V_{moy} = \frac{V_{rfi} + V_{rfi+1}}{2}]$$

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

B) Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100}$$

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

Avec : δ : coefficient dépendant des conditions hydrologiques de la cuvette.

$$\delta = (0.5 \div 1.5). \text{on prend } \delta = 0.75$$

Tableau 51 : Les pertes dans la retenue.

Mois	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mars	avr	mai	juin	juil.	Aout	sept
Es (m)	0,0842	0,062	0,0417	0,037	0,0448	0,069	0,085	0,1185	0,1669	0,2071	0,1825	0,1505
V_{inf} Mm ³	0,0184	0,0232	0,0324	0,0419	0,0518	0,0561	0,0522	0,0459	0,0379	0,0294	0,0220	0,0181
V_{evp} Mm ³	0,0006	0,0058	0,0049	0,0068	0,0093	0,0149	0,0176	0,0229	0,0273	0,0188	0,0016	0,0011
I Mm ³	0,0190	0,0290	0,0373	0,0487	0,0611	0,0710	0,0698	0,0688	0,0652	0,0482	0,0236	0,0192
W-(U +π)	0,208	1,019	1,3587	1,0923	1,4429	1,03	0,3182	-0,6518	-1,2272	-1,3332	-0,7106	-0,1642

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau 52 : Régularisation saisonnière en tenir compte des pertes en (Mm3)

Mois	A _{80%}	U _{80%}	A _{80%} - (U _{80%} +P)	1ère consigne			2eme consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Octobre	0,34	0,02	0,30		2,37		2,37	2,08	0,29
				2,37	2,67	0	2,09	2,39	
Novembre	1,11	0	1,08						
				3,75	3,75	0	2,39	3,47	0,00
Décembre	1,45	0	1,41						
				5,16	5,16	0	3,47	4,88	0,00
Janvier	1,19	0	1,14						
				6,31	6,31	0	4,88	6,02	0,00
Février	1,57	0	1,51						
				7,82	7,82	0	6,02	7,53	0,00
Mars	1,23	0	1,16						
				8,98	8,69	0,29	7,53	8,69	0
Avril	0,77	0,91	-0,21						
				8,48	8,48	0,00	8,69	8,48	0
Mai	0,40	1,22	-0,89						
				7,59	7,59	0,00	8,48	7,59	0
Juin	0,06	1,9	-1,91						
				5,68	5,68	0	7,59	5,69	0
Juillet	0,01	1,8	-1,84						
				3,85	3,85	0	5,69	3,85	0
Aout	0,01	1,43	-1,45						
				2,40	2,40	0	3,85	2,40	0
sept	0,09	0,1	-0,03						
				2,37	2,37	0	2,37	2,37	0
						0,29	2,37	2,37	0,29

$$V_u = 6.33 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{\text{NNR}} = 8.7 \text{ Mm}^3$$

II.8. Laminage des crues :

L'étude de laminage a pour objectif de déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue (le niveau du volume forcé), la hauteur d'eau maximale déversée par l'évacuateur de crue et sa variation dans le temps tout au long du passage de la crue.

Cette étude doit être menée pour des crues de formes et de durées diverses afin de déterminer la cote maximale du plan d'eau ainsi que le débit maximal correspondant de l'évacuateur de crue dans les conditions les plus défavorables de laminage.

Effectivement, le calcul de laminage permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans compromettre l'aménagement global. Ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue. Cette approche est cruciale pour garantir une gestion efficace des crues tout en minimisant les coûts associés aux infrastructures d'évacuation.

$$Q * dt = q * dt + S * dh$$

Avec :

Q: le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumulé à l'instant -t- est :

$$Q - q = S * \frac{dh}{dt}$$

Avec :

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

Il existe plusieurs procédés de laminage des crues, y compris les méthodes de Hildenblat, Kotcherine, step by step, et Muskingum. Dans ce travail, nous examinons la méthode de Muskingum.

II.8.1) La méthode de MUSKINGUM :

II.8.1.1 Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière

Pendant une crue, le mouvement de l'eau dans un tronçon de rivière ou d'égout est décrit par les équations de Saint-Venant. Ces équations expriment la conservation de la masse et de la quantité de mouvement le long d'un tronçon orienté dans la direction principale d'écoulement X. L'équation de la quantité de mouvement se présente comme suit :

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

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

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

En plus des notations habituelles, dans ces équations, (q) représente le débit latéral par unité de longueur du tronçon de rivière. Ce débit peut entrer dans le tronçon ou en sortir, et il est pris en compte dans les calculs.

La signification des cinq termes de l'équation est la suivante :

a) Le terme 1 représente l'accélération temporelle locale. Plus précisément, il rend compte de la vitesse de la variation du débit durant la crue. A titre d'exemple, si le débit de crue augmente de 1 m³/s à 2m³/s en une heure, ce terme vaut (1 m³/s - 2m³/s)

/ 3600s = 0,000277m³/s. L'importance relative de ce terme, qui en l'occurrence est faible, doit être comparée avec celle des autres termes apparaissant dans l'équation.

b) Le terme 2 représente l'accélération convective qui peut exister quand il y a un changement dans la géométrie (élargissement, rétrécissement). En absence de changement de section ce terme peut être négligé.

c) Le terme 3 traduit le bilan des forces de pression dues au changement de la profondeur y avec l'abscisse x.

d) Le terme 4 exprime les forces de gravité (S₀) et les forces de frottement (S_f).

e) Le terme 5 exprime l'apport ou la perte de la quantité du mouvement dus à un apport ou une perte d'eau sur le côté latéral.

La résolution des équations 1 et 2 peut être réalisée, mais elle peut parfois poser des difficultés d'ordre pratique et numérique (Cunge et Wegner, 1964). C'est pourquoi, selon les applications et les contextes, on a souvent cherché à simplifier ce système d'équations.

Selon plusieurs études (Cunge et al. 1980), les trois premiers termes de l'équation peuvent être négligés pour la plupart des crues dans les rivières. Ainsi, en l'absence d'apport de débit latéral, l'équation III.68 se simplifie comme suit :

$$S_0 = S_f$$

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

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

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

Ou : (INPUT ou Inflow) désigne le débit d'entrée QE.

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

S désigne l'emmagasinement d'eau dans le tronçon.

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

II.8.1.2 Méthode de Muskingum

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t_1 et t_2 , l'équation 71 s'écrit :

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

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

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

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

II.8.1.3 Principe de la méthode de solution

Le laminage à travers un réservoir est causé par la restriction qui limite le débit de sortie lorsque l'évacuation se fait par le fond, à travers une vanne ou un orifice. Dans le cas d'un barrage déversoir de grande surface, le débit d'entrée ne provoque qu'une faible variation de la hauteur d'eau. Cette hauteur dans le réservoir détermine le débit de sortie, ce qui entraîne un processus de laminage. Lorsque le déversoir est équipé d'une contraction latérale, le laminage est encore plus marqué.

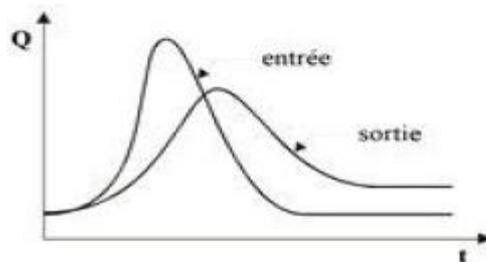


Figure 25 : Laminage à travers un barrage

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

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

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

Cette équation permet de résoudre partiellement le problème car elle permet de calculer la quantité inconnue $[2S_2/\Delta_T + O_2]$ en fonction d'autres quantités toutes connues qui figurent dans le membre de droite. Rappelons que les indices 1 et 2 désignent respectivement le début et la fin d'un intervalle de temps **I₁** et **I₂**, qui représentent les débits d'entrée au début et à la fin de l'intervalle, sont connus car l'hydrogramme d'entrée du réservoir est supposé connu à tous les instants. S_1 et O_1 sont connus car ils constituent les conditions initiales qui prévalent avant le début de la crue. Au cours de la crue, S_1 et O_1 et sont connus à cause de la récursivité des calculs. Le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent.

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

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

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

Tableau 53 : Valeurs de h et les plages de variation en période de crue

H_1	S_1	O_1	$2S_1/\Delta t + O_1$
H_2	S_2	O_2	$2S_2/\Delta t + O_2$
H_3	S_3	O_3	$2S_3/\Delta t + O_3$
H_n	S_n	O_n	$2S_n/\Delta t + O_n$

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

$$f(O) = \frac{2S}{\Delta t} + O$$

II.8.1.4 Calcul du débit de sortie

Il existe plusieurs types d'évacuation de l'eau des réservoirs. En général, on peut les regrouper dans l'une ou l'autre des deux familles suivantes :

1) Evacuation à surface libre par un déversoir :

Dans ce cas, le débit de sortie se calcule par une relation de la forme :

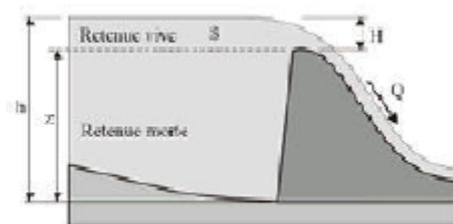


Figure 26 : Evacuateur à surface libre à entonnement frontal

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

$$Q = CBH^{3/2} = CB(h - z)^{3/2}$$

Ou : C : c'est une constante qui tient compte de la forme du déversoir

B : est la largeur de déversoir

H : est la charge au-dessus de la crête z en avant du déversoir,

h : est la profondeur d'eau en amont du déversoir.

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

$$Q = mA \sqrt{2gh}$$

Ou : m : est une constante de débit

A : est la section d'écoulement

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

II.8.1.5 Calcul du volume stocké

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

$$S = Ah$$

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

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

$$S = a_0 + a_1h + a_2h^2 + a_3h^3 + \dots + a_nh^n$$

Les coefficients (a_0), (a_1), (a_2), ..., (a_n) qui sont propres à chaque réservoir, doivent être déterminés à partir des relevés géodésiques sur le fond et les berges. Ces coefficients sont essentiels pour établir les courbes d'emménagement des réservoirs naturels, en prenant en compte les variations de la forme du réservoir.

Que la section soit constante ou variable avec la profondeur, la connaissance de (h) permet de déterminer le volume stocké. C'est un élément clé pour évaluer la capacité de stockage d'eau dans un réservoir, qu'il soit naturel ou artificiel.

- **Application de la méthode de Muskingum pour une largeur de déversoir $b=65m$**

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

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

Pour $b= 65 m$ et $m = 0,49$: $Q= 142.43 H^{3/2}$

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

La courbe capacité-hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire avec un coefficient de corrélation ($r = 0.9883$) entre les altitudes (100m NGA) et (200m NGA). Cette forte corrélation indique une relation linéaire très précise entre la capacité du réservoir et sa hauteur pour ces valeurs d'altitude.

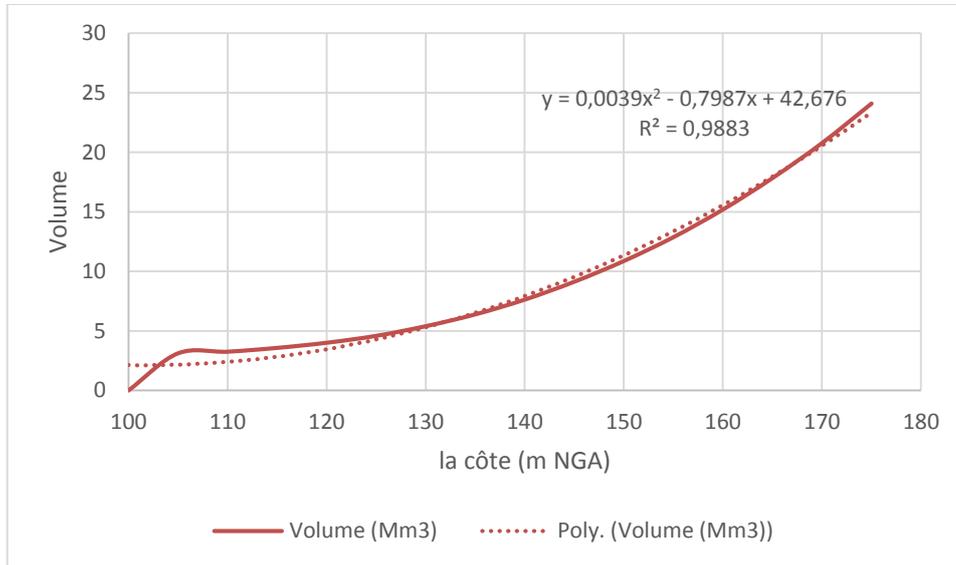


Figure 27 : Modélisation de la courbe capacité- hauteur

$$V(Mm3) = 0.0039H^2 - 0.7987H + 42.676$$

La courbe surface-hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire avec un coefficient de corrélation ($r = 0.9883$) entre les altitudes (100m NGA) et (200m NGA). Cette forte corrélation indique une relation linéaire très précise entre la surface du réservoir et sa hauteur pour ces valeurs d'altitude.

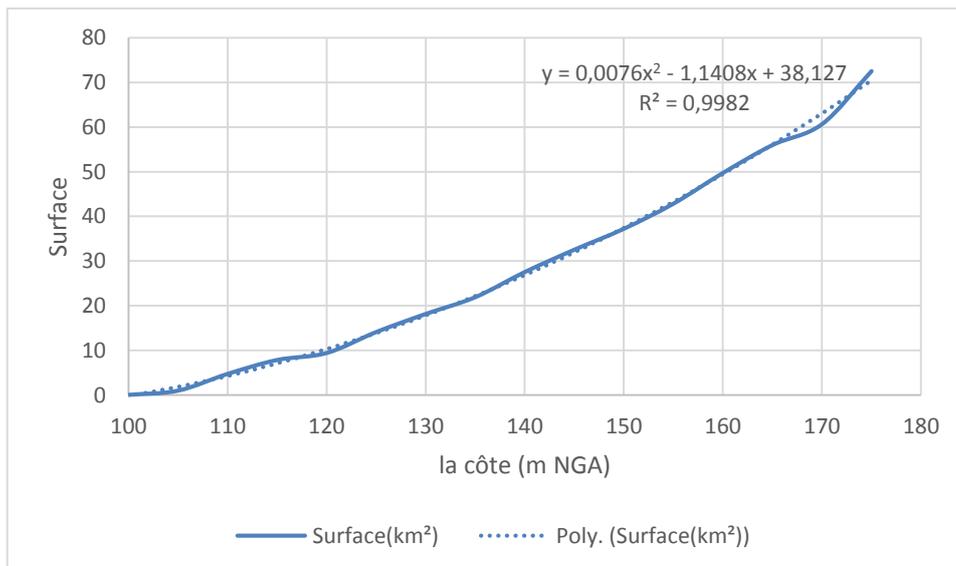


Figure 28 : Modélisation de la courbe surface-hauteur

$$S(Km2) = 0.0076H^2 - 1.1408H + 38.127$$

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

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

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

La valeur maximale de débit d'entrée $Q_e = 977 \text{ m}^3/\text{s}$ nous donne la plage à couvrir avec le variable

$H : 799 = 43,41 H^{3/2}$, soit $H_{\max} = 9.66 \text{ m}$.

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

Tableau 54 : Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour $b=65 \text{ m}$.

COTE (m)	H	Surface Ha	surface m ²	volume m ³	O m ³ /s	2S/dt + O
145.2	0	38.127	381270	426760	0	0
146.2	1	38.19	381900	551900	141,077884	336,577884
147.2	2	38.26	382600	725200	399,028515	801,917404
148.2	3	38.33	383300	1119900	733,062191	1355,22886
149.2	4	38.42	384200	1536800	1128,62307	1982,40085
150.2	5	39.52	395200	1976000	1577,2987	2675,07648
151.2	6	40.63	406300	2437800	2073,41298	3427,74632
152.2	7	41.75	417500	2922500	2612,79898	4236,41009
153.2	8	42.88	428800	3430400	3192,22812	5098,0059
154.2	9	44.03	440300	3962700	3809,10288	6010,60288
155.2	10	45.18	451800	4518000	4461,27442	6971,27442

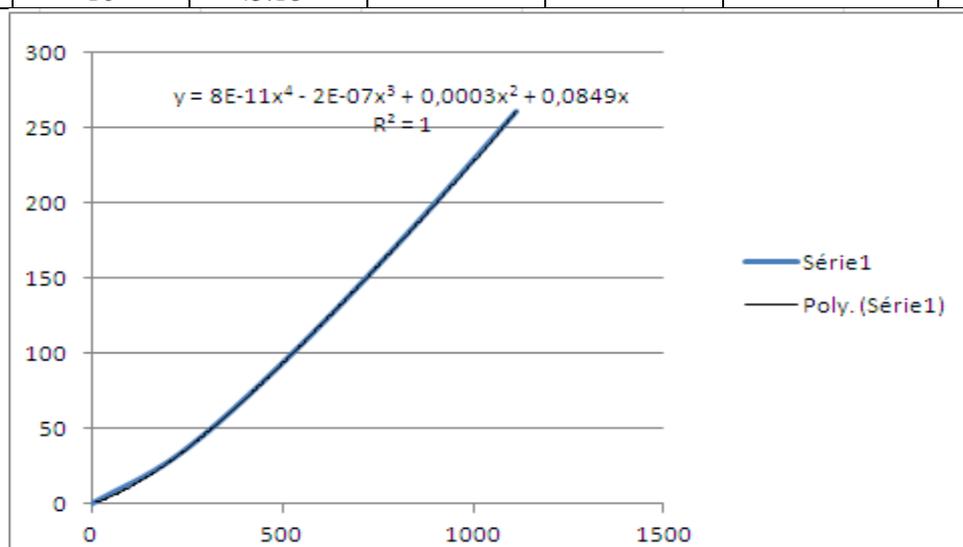


Figure 29 : Courbe caractéristique du barrage pour $b=65 \text{ m}$.

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

Utilisons la courbe caractéristique du barrage et l'équation

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

On détermine l'hydrogramme des débits de sortie

Tableau 55 : Calcul de l'hydrogramme de sortie pour b=65 m.

T(h)	I	I1+I2	2S/dT+O	2S/dT+O-2O	O
0	0	0	0	0	0
0,5	131,75	131,75	131,75	99,83	15,96
1	92,33	224,08	323,91	229,78	47,07
2	64,70	157,03	386,80	267,56	59,62
2,5	56,78	121,48	389,04	268,87	60,08
3	52,55	109,33	378,20	262,50	57,85
4	45,34	97,89	360,39	251,92	54,24
5	40,43	85,77	337,69	238,21	49,74
6	36,82	77,26	315,47	224,56	45,45
7	34,02	70,85	295,41	212,03	41,69
8	31,77	65,80	277,83	200,87	38,48
9	29,91	61,68	262,55	191,06	35,75
10	28,34	58,24	249,30	182,43	33,43
11	26,98	55,32	237,75	174,84	31,45
12	25,81	52,79	227,63	168,13	29,75
13	24,77	50,57	218,70	162,16	28,27
14	23,84	48,61	210,77	156,81	26,98
15	23,01	46,86	203,67	152,00	25,83
16	22,26	45,28	197,28	147,65	24,82
17	21,58	43,85	191,50	143,68	23,91
18	20,96	42,54	186,22	140,05	23,09
19	20,39	41,34	181,40	136,71	22,34
20	19,86	40,24	176,95	133,63	21,66
21	19,37	39,22	172,85	130,76	21,04
22	18,91	38,27	169,04	128,10	20,47
23	18,48	37,39	165,49	125,61	19,94
24	18,08	36,57	162,17	123,27	19,45

Le calcul de l'hydrogramme laminé pour les différentes largeurs b de 15 à 75 m est donné dans le tableau

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau 56 : Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties.

Hydrogramme d'entrée			Hydrogramme de sortie (m ³ /s)						
			Hd=9.66m	Hd=6.87m	Hd=5.49m	Hd=4.64m	Hd=4.06m	Hd=3.63m	Hd=3.30m
T(h)	I	I ₁ +I ₂	B=15m	B=25m	B=35m	B=45m	B=55m	B=65m	B=75m
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5	50,70	50,70	1,45	1,22	4,97	5,28	5,84	6,22	6,47
1	202,78	253,48	5,73	11,36	19,07	31,41	45,11	47,99	49,91
2	456,26	659,04	21,03	37,21	71,39	98,79	185,97	197,84	205,76
2,5	811,12	1267,38	53,79	83,59	158,28	168,17	439,80	467,88	486,59
3	977,00	1788,12	118,71	138,49	374,30	397,69	649,52	690,97	718,61
4	847,43	1824,43	280,73	327,51	552,78	587,33	745,49	793,08	824,80
5	660,71	1508,14	414,58	483,68	634,46	674,11	728,47	774,97	805,97
6	503,65	1164,36	475,85	555,15	619,98	658,73	644,86	686,02	713,46

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

7	373,69	877,34	464,98	542,48	548,82	583,12	528,69	562,43	584,93
8	268,26	641,95	411,61	480,22	449,95	478,07	398,71	424,16	441,13
9	184,80	453,06	337,46	393,70	339,33	360,54	282,89	300,95	312,99
10	120,74	305,54	254,50	296,91	240,76	255,81	195,65	208,14	216,47
11	73,51	194,25	180,57	210,67	166,51	176,92	133,71	142,24	147,93
12	36,19	109,70	124,89	145,70	113,79	120,90	89,15	94,84	98,63
13	19,30	55,48	85,34	99,57	75,87	80,62	58,62	62,36	64,85

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

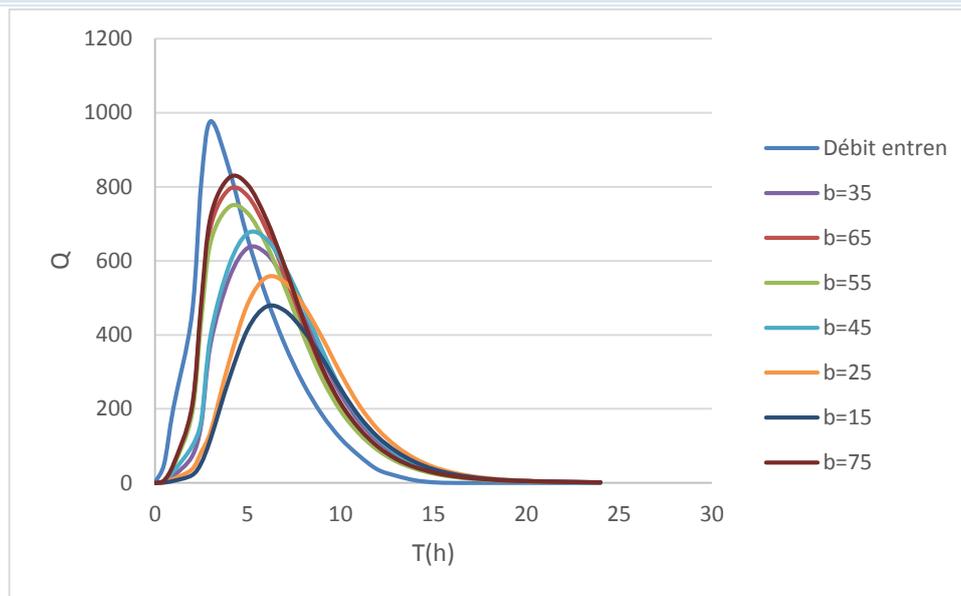


Figure 30 : Hydrogramme de sorties

Tableau 57 : Tableau récapitulatif des résultats de laminage

B (m)	Hd (m)	NPHE (mNGA)	q laminé (m ³ /s)	V forcé (Mm ³)
15	9.66	154.86	475,85	5,93
25	6.87	152.07	555,15	5,11
35	5.49	150.67	634,46	4,69
45	4.64	149.84	674,11	4,44
55	4.06	149.26	745,49	4,27
65	3.63	148.83	793,08	4,14
75	3.03	148.50	824,80	4,05

CHAPITRE III : L'ETUDE D'OPTIMISATION

CHAPITRE III : L'ETUDE D'OPTIMISATION

Introduction :

L'objectif de l'étude d'optimisation est de trouver la largeur optimale de l'évacuateur de crue, en correspondance avec la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique pour l'aménagement. Le calcul implique l'évaluation du coût approximatif de l'ouvrage pour différentes largeurs de déversoir correspondant à différentes hauteurs de la digue.

III.1) Calcul du coût approximatif de la digue :

Dans un premier temps, le calcul du volume de la digue est effectué pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût. Le volume de la digue est donné par la formule suivante :

$$V = \sum V_i$$

$$\text{Avec : } V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * L$$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

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

B_i : Largeur de base [$B_i = (m_1 + m_2) * H_i + b$]

m_1, m_2 : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i

$$[H_i = \text{NNR} - C_f + R + h_{\text{dév}} + t].$$

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

III.1.1) Calcul de la revanche :

La tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux 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. Cette mesure est calculée à l'aide de la Formule de Davis (reprise par Post et Lond) :

$$R = 0.75 * H_v + \frac{V^2}{2g}$$

Avec :

H_v : hauteur des vagues (m).

V : vitesse des vagues (m/s).

Pour la hauteur des vagues il existe plusieurs formules :

a) Formule de Stevenson :

$$H = 0.75 + 0.349 * \sqrt{F} - 0.26 * \sqrt[4]{F}$$

CHAPITRE III : L'ETUDE D'OPTIMISATION

Avec : F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch [F = 1,26 km].

AN : H=0,86m R=1,16m

b) Formule de Molitor :

$$H = 0.75 + 0.032(U.F)^{0.5} - 0.27F^{0.25}$$

Avec : U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U= 23 Km/h.

AN : H=0,532m R=0,86m

c) Formule de Mallet-paquant :

$$H = 0.5 + 0.33 * \sqrt{F}$$

AN : H=0,87m R=1,18m

Il existe aussi la formule simplifiée pour qui donne directement la revanche :

$$R = 1 + 0,3 * \sqrt{F}$$

AN : R=1,34m

On prend une valeur moyenne donc :

$$R = \frac{1.16 + 1.18 + 1.34 + 0.86}{4} = 1.14m$$

Pour des raisons de sécurité on prend : R = 1,15 m

III 1.2) Le tassement :

On calcule le tassement d' après les formules suivantes :

✓ T= 0.015 Hb

✓ T= 0.001 Hb^{3/2}

Avec :

T : Tassement de la crête du barrage

Hb : Hauteur du barrage

Les tassements sont estimés de 0.5 m.

III.1.3) La largeur en crête :

La largeur du barrage près de son couronnement, lorsque la retenue est pleine, doit permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et pour d'éventuels travaux ultérieurs. Cette largeur dépend de plusieurs facteurs, notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimale du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein. Différentes formules sont utilisées pour calculer la largeur en crête :

CHAPITRE III : L'ETUDE D'OPTIMISATION

1. Formule de KNAPPENT :

$$b_{\alpha} = 1,65 \sqrt{H}$$

2. Formule d'E- F-PREECE :

$$b_{\alpha} = (1.1 * \sqrt{H_b}) + 1$$

3. Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{\alpha} = 3.60^3 \sqrt{H_b} - 3$$

4. Formule pratique (pratique) :

$$b_{\alpha} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b}$$

H_b : Hauteur du barrage [m] ;

$$H_b = NNR - C_f + h_{dev} + R + t.$$

Avec :

$$NNR = 145.2 \text{ m} \quad R = 1.15 \text{ m} \quad t = 0.5 \text{ m}$$

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

Tableau 58 : Variation de la largeur de la crête en fonction de la charge déversante

B (m)	Hd (m)	NPHE (m NGA)	q laminé (m ³ /s)	V forcé (Mm ³)	Cote crête (m)	Hb(m)	Largeur en crête du barrage (m)				bcr moyenn e
							KNAPIEN	PREECE	SIMPLIF	PRATIQU E	
15	9.66	154,86	475,85	5,93	156,51	56,51	12,403567	9,269045	10,81479	12,52885	11,2540
25	6.87	152,07	555,15	5,11	153,72	53,72	12,0934983	9,062332	10,58358	12,21565	10,9888
35	5.49	150,69	634,46	4,69	152,34	52,34	11,9371542	8,958102	10,46626	12,05773	10,8548
45	4.64	149,84	674,11	4,44	151,49	51,49	11,8398279	8,893218	10,39296	11,95942	10,7714
55	4.06	149,26	745,49	4,27	150,91	50,91	11,7729552	8,848636	10,34248	11,89187	10,7139
65	3.63	148,83	793,08	4,14	150,48	50,48	11,723131	8,815420	10,30482	11,84154	10,6712
75	3.03	148,23	824,80	4,05	149,88	49,88	11,6532528	8,768835	10,25189	11,77096	10,6112

On opte pour une largeur de crête égale à 11.5m

➤ **Pentes des talus :**

Amont : $m_1 = 1 : 1,65$

Aval : $m_2 = 1 : 1,65$

➤ **Calcul du coût de la digue :**

Le calcul du volume de la digue pour les différentes lames déversantes est effectué en premier lieu afin de déterminer son coût. Le volume de la digue est donné par la formule suivante :

$$V_B = \sum V_i$$

Avec :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * L$$

V_i : le volume du barrage à la cote i.

CHAPITRE III : L'ETUDE D'OPTIMISATION

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

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

B_i : Largeur de base [$B_i = (m_1 + m_2) * H_i + b$]

m_1, m_2 : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i

$$[H_i = \text{NNR} - C_f + R + h_{\text{dév}} + t].$$

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

III. 1.4) Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes :

En se basant sur le profil longitudinal de l'axe du barrage donné, les volumes de la digue pour les différentes largeurs déversantes peuvent être calculés en utilisant les formules mentionnées précédemment.

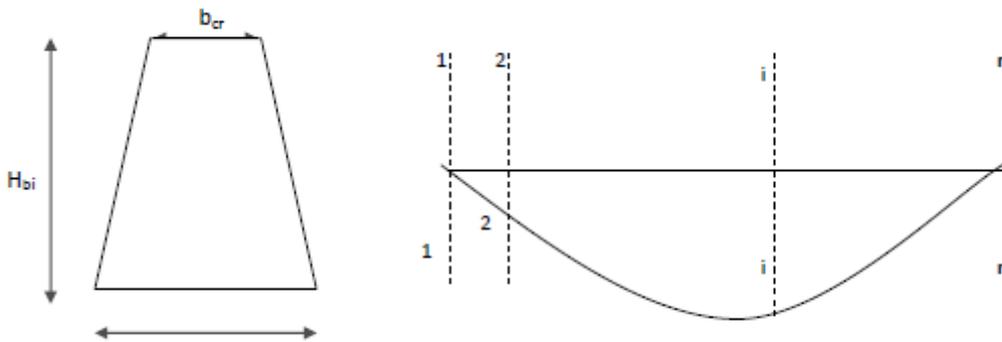


Figure 31 : profil longitudinal de l'axe du barrage.

Tableau 59 : Volume totale de la digue pour chaque largeur déversant.

Digues	coup N°	H_i (m)	B_i (m)	S_i (m ²)	S_m (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)	V_T (m ³)
Digue N°1 $b_d=15m$ $h_d=9.66$ $H_B=56.51m$	1	0	11,00	0	0	0	0,00	317331,29
	2	8,96	20,67	141,88	70,94	47,26	3352,62	
	3	30,96	48,53	921,52	531,70	63,98	34018,17	
	4	56,51	79,99	2720,06	1820,79	70,38	128147,2	
	5	23,96	40,04	611,49	1562,47	86,48	135122,41	
	6	0,0	11,00	0	305,75	54,59	16690,89	
Digue N°2 $b_d=25m$ $h_d=6.87m$ $H=53.72m$	1	0	11,00	0	0	0	0,00	306484,94
	2	8,66	21,50	140,73	70,37	47,26	3325,69	
	3	30,66	48,16	906,92	523,83	63,98	33514,64	
	4	53,72	76,50	2494,67	1700,80	70,38	119702,304	
	5	23,66	39,68	599,54	1544,61	86,48	133577,87	
	6	0,0	11,00	0	299,77	54,59	16364,44	

CHAPITRE III : L'ETUDE D'OPTIMISATION

Digue N°3 b _d =35m h _d =5.49m H _B =52.34m	1	0	11,00	0	0	0	0,00	301683,46
	2	8,56	21,37	138,54	69,27	47,26	3273,70	
	3	30,56	48,04	902,13	520,34	63,98	33291,35	
	4	52,34	74,83	2388,57	1645,35	70,38	115799,733	
	5	23,56	39,55	595,48	1538,68	86,48	133065,05	
	6	0,0	11,00	0	297,74	54,59	16253,63	
Digue N°4 b _d =45m h _d =4.64m H _B =51.49m	1	0	11,00	0	0	0	0,00	298368,63
	2	8,46	21,25	136,42	68,21	47,26	3223,60	
	3	30,46	47,92	897,35	516,89	63,98	33070,62	
	4	51,49	73,80	2324,33	1610,84	70,38	113370,92	
	5	23,46	39,43	591,54	1532,81	86,48	132557,41	
	6	0,0	11,00	0	295,77	54,59	16146,08	
Digue N°5 b=55m H _d =4.06m H=50.91m	1	0	11,00	0	0	0	0,00	295369,79
	2	8,32	21,08	133,45	66,73	47,26	3153,66	
	3	30,32	47,75	890,65	512,05	63,98	32760,96	
	4	50,91	73,10	2281,09	1585,87	70,38	111613,53	
	5	23,32	39,26	586,03	1524,58	86,48	131845,68	
	6	0,0	11,00	0	293,02	54,59	15995,96	
Digue N°6 b=65m H _d =3.63m H _B =50.48m	1	0,0	11,00	0	0	0,0	0,00	293933,45
	2	8,29	21,05	132,85	66,43	47,26	3139,48	
	3	30,29	47,71	889,16	511,01	63,98	32694,42	
	4	50,48	72,58	2249,25	1569,21	70,38	110441	
	5	23,29	39,23	584,93	1522,81	86,48	131692,61	
	6	0,0	11,00	0	292,47	54,59	15965,94	
Digue N°7 b _d =75m	1	0	11,00	0	0	0	0,00	291680,46
	2	8,22	20,96	131,36	65,68	47,26	3104,04	
h _d =3.03m H _B =49.88 m	3	30,22	47,63	885,90	508,63	63,98	32542,15	
	4	49,88	71,85	2205,08	1545,94	70,38	108803,26	
	5	23,22	39,14	582,13	1518,75	86,48	131341,5	
	6	0,0	11,00	0	291,07	54,59	15889,51	

Digue en enrochement on admet Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 30 000 DA.

CHAPITRE III : L'ETUDE D'OPTIMISATION

Tableau 60 : Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs

Digue	b (m)	hd (m)	V totale (m3)	Coûts DA
1	15	9,66	317331,29	9519938700
2	25	6,87	306484,944	9194548320
3	35	5,49	301683,463	9050503890
4	45	4,64	298368,63	8951058900
5	55	4,06	295369,79	8861093700
6	65	3,63	293933,45	8818003500
7	75	3,03	291680,46	8750413800

III.2.) Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues :

Les coûts du seuil déversant et du canal d'approche seront pris en compte, étant donné que le chenal et le bassin de dissipation conservent leur profil pour les différentes largeurs du déversoir. Ces coûts sont essentiels pour l'évaluation globale du projet et doivent être intégrés dans l'analyse financière.

III.2 .1) Coût du déversoir :

Le déversoir envisagé sera de type « Creager ». Ce profil est choisi car il s'adapte mieux à la lame d'eau, évitant ainsi tout décollement de l'eau et réduisant les contraintes exercées sur le parement. Le déversoir sera construit en béton armé pour assurer sa robustesse et sa durabilité. Ce choix de construction garantit la stabilité et l'efficacité du déversoir dans différentes conditions d'écoulement.

La section transversale du déversoir est déterminée en schématisant le profil du déversoir sous la charge déversante à l'aide de l'équation du profil donnée par

L'équation du profil Creager est donnée par l'expression suivante :

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{K} \left(\frac{X}{H} \right)^n$$

Avec :

$$K=2.127 \quad \text{et} \quad n= 1.85$$

$$Y=0.47 \frac{X^{1.85}}{H^{0.85}}$$

Avec :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Cette courbe est tracée en attribuant à chaque fois une valeur à la variable "X" afin de déterminer la valeur correspondante "Y".

La charge, représentée par "H", est définie pour chaque largeur du déversoir.

CHAPITRE III : L'ETUDE D'OPTIMISATION

Le volume du déversoir peut être calculé en utilisant la formule suivante : $V_{dév} = S * b$

Avec :

S : section transversale du profil ;

b : largeur déversant.

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 30 000DA.

Tableau 61 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes

Profil	b (m)	h _d (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coûts (da)
1	15	9,66	151.98	2279,7	68391000
2	25	6,87	97.24	2431	72930000
3	35	5,49	70.16	2455,6	73668000
4	45	4,64	53.48	2406,6	72198000
5	55	4,06	42.10	2315,5	69465000
6	65	3,63	33.67	2188,55	65656500
7	75	3,03	21.90	1642,5	49275000

III.2 .2) Coût du coursier :

Les caractéristiques du coursier comprennent :

- La longueur du coursier est : L = 116 m

- La hauteur du mur : H = h_{cr} + R

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{gb^2}} \text{ m}$$

R= 1.15 m

- la largeur du coursier est : L = Q^{0.4}

-L'épaisseur est : e = 0,5m

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 62 : Coût du Coursier pour différentes largeurs déversantes

Largueur déversant b (m)	Débit déversant q (m ³ /s)	Largueur du coursier L(m)	La section S (m ²)	Volume de béton V (m ³)	Coût (MDA)
15	62.25	5,22	1055.6	527.8	16.89
25	57.39	5,05	1182.04	591.02	17.91
35	64.92	5,31	1227.28	613.64	19.64
45	66.17	5,35	1302.68	651.34	20.84
55	62.57	5,23	1358.36	679.18	21.73
65	60.08	5,15	1400.12	700.06	22.4
75	64.85	5,31	1431.44	715.72	22.9

CHAPITRE III : L'ETUDE D'OPTIMISATION

III.2.3) Coût du bassin de dissipation :

La dissipation se fait à travers un bassin d'amortissement de longueur ($l = 60$ m) et de largeur (b). L'épaisseur du bassin est égale à ($e = 0,5$ m).

Le coût du béton par mètre cube est estimé à 32 000 DA.

Tableau 63 : Coût du Bassin d'amortissement pour différentes largeurs déversantes

Largueur déversant b (m)	Largueur du bassin B (m)	La section S (m ²)	Volume de béton V (m ³)	Coût (MDA)
15	5,22	546.00	273.00	8.74
25	5,05	611.40	305.70	9.78
35	5,31	634.80	317.40	10.16
45	5,35	673.80	336.90	10.78
55	5,23	702.60	351.30	11.24
65	5,15	724.20	362.10	11.59
75	5,31	740.40	370.20	11.85

Tableau 64 : coût de l'évacuateur de crue pour différentes largeurs déversantes

N°	b (m)	h_d (m)	Coûts (M DA)
1	15	9,66	86.142
2	25	6,87	92.474
3	35	5,49	95.2016
4	45	4,64	99.42
5	55	4,06	102.22
6	65	3,63	106.80
7	75	3,03	110.61

III.2. 4) Calcul du coût approximatif du barrage :

Tableau 65 : Récapitulatif des prix totaux

Largueur déversant b (m)	Coût EVC MDA	Coût digue MDA	Coût totale MDA
15	86.14	256.05	342.19
25	92.47	249.04	341.56
35	95.20	245.97	341.17
45	99.42	240.02	339.44
55	102.22	236.365	338.58
65	106.80	231.07	33786
75	110.61	226.31	336.92

CHAPITRE III : L'ETUDE D'OPTIMISATION

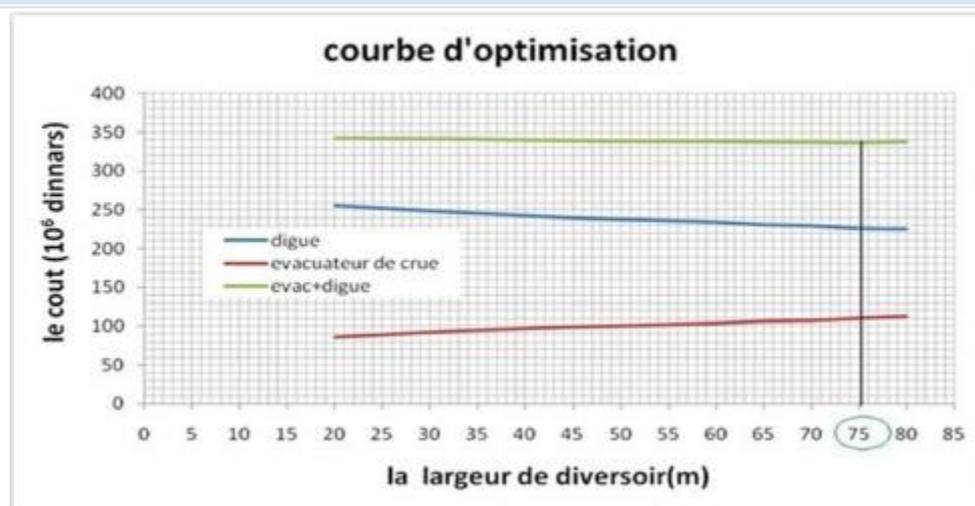


Figure 32 : Courbes d'optimisations

Résultat :

Suite au tracé de la courbe d'optimisation de la digue, du déversoir et du bassin de dissipation (correspondant aux coûts en fonction de la hauteur), et après examen des résultats antérieurs, notre choix a été fondé sur le coût total moyen.

La courbe d'optimisation des coûts révèle un point optimal situé à une largeur de déversoir de 75 mètres.

Donc la hauteur du barrage est : $H_b=49.88\text{m}$

Et le niveau de crête est : \blacktriangledown Crête= 149.88 mNGA

Le tableau suivant présente les caractéristiques du barrage, obtenues grâce à l'étude de laminage des crues :

Tableau 66 : Récapitulatif les caractéristiques du barrage.

Dénomination :	Unité :	Quantité
Revanche	m	1.15
Tassement	m	0.5
largeur de crête	m	11.5
Largeur de déversoir	m	75
La hauteur de charge déversée.	m	3.03
Le débit évacué	m^3/s	324,25

CHAPITRE IV

ETUDE DES VARIANTES

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES

Introduction

En parallèle avec la recherche et la sélection des sites, il est essentiel de considérer les différents types d'ouvrages possibles en fonction des conditions géologiques, hydrologiques et topographiques relevées. En se basant sur les résultats du rapport hydrologique et des études géologiques, plusieurs variantes pour le barrage ont été développées. Après avoir pris en compte les aspects géologiques et géotechniques, la décision a été prise d'opter pour un barrage en matériaux meubles.

IV.1. Choix du site du barrage :

IV.1.1 Sites du barrage possibles :

Les deux sites de barrages les plus favorables ont été sélectionnés pour faire l'objet de l'élaboration dans la présente étude. Il s'agit des sites suivants :

- Site du barrage n° 2 :

Le site du barrage est situé environ 1,50 km en amont de l'embouchure de l'oued Tarzout dans la Méditerranée. Ses coordonnées, selon le système Lambert, sont les suivantes : $x=349,80$, $y=352,15$.

- Site du barrage n° 5 :

Le site du barrage est situé environ 5,50 km en amont de l'embouchure de l'oued Tarzout dans la Méditerranée. Ses coordonnées, selon le système Lambert, sont les suivantes : $x=352,50$, $y=350,60$.

Les autres sites ont été submergés en raison de la construction du barrage et de la création de la retenue.

IV.1.2 Choix du site d'implantation du barrage :

Le choix de l'axe du barrage est déterminé par des critères économiques, de sécurité et de facilité d'exécution de l'ouvrage.

Le choix de l'axe du barrage est influencé par la topographie, la géologie et l'hydrologie du site. Plus précisément, l'axe est déterminé en prenant en compte les éléments suivants :

1. L'axe projeté doit être perpendiculaire à la trajectoire naturelle du cours d'eau.
2. L'emplacement des ouvrages annexes de l'aménagement doit être pris en considération lors de la projection de l'axe.
3. L'axe choisi doit permettre d'obtenir la longueur la plus courte possible pour l'ouvrage.

IV.2. Critères de choix d'un type de barrage :

Le choix du type de barrage est influencé par plusieurs paramètres essentiels :

a) Topographie et apport du bassin versant :

La topographie du site est un critère clé dans le choix de l'ouvrage. Le volume de la retenue est un élément central, sauf pour les plans d'eau touristiques et les petits barrages hydroélectriques.

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES

b) Morphologie de la vallée :

L'environnement naturel du barrage est crucial. La forme de la vallée impacte le choix du site et du type de barrage le plus adapté

c) Géologie et conditions de fondation :

Les caractéristiques géologiques telles que la nature du sol, sa résistance, son épaisseur, son inclinaison, sa fracturation et sa perméabilité sont des facteurs déterminants pour le choix du type de barrage.

d) Disponibilité en matériaux (zones d'emprunt) :

Le choix du type de barrage dépend de la disponibilité des matériaux de construction en termes de qualité et de quantité. Il est important que la distance d'approvisionnement soit réduite pour minimiser les coûts de transport et accélérer la réalisation du projet en évitant tout retard dû à des problèmes d'approvisionnement, notamment dans le cas d'un site éloigné.

e) Critères hydrauliques :

Des considérations hydrauliques entrent également en jeu. Les barrages en béton ou en maçonnerie offrent une meilleure sécurité face aux incertitudes liées à l'hydrologie, car les débordements ne leur causent que des dégâts mineurs. En revanche, un barrage en terre classique a rarement la capacité de supporter un débordement au-dessus de sa crête.

f) Critères socio-économiques :

Certains types d'ouvrages sont choisis en fonction de considérations socio-économiques, regroupées en trois critères principaux :

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

g) Risques sismiques :

Les barrages situés dans des zones sismiques doivent être conçus avec des paramètres plus stricts, impliquant des talus moins abrupts, des crêtes plus larges, ainsi que des filtres et des drains plus importants pour assurer une meilleure résistance aux séismes.

IV.3 Variantes pour le barrage :

Pour le site du barrage et la cote normale de retenue choisie, trois types de barrages ont été étudiés. Il s'agit des types de barrages suivants :

❖ Barrage en enrochements à noyau central d'argile :

Un barrage en enrochement est principalement constitué d'un amas de gros cailloux. Sa résistance à la pression de l'eau dépend du poids du massif. Cependant, ce tas de cailloux n'est pas imperméable en lui-même. Il est nécessaire d'ajouter un élément d'étanchéité, généralement un noyau central argileux, qui constitue la partie la plus délicate de l'ouvrage. Ce type de barrage est souvent économique dans les régions difficiles d'accès car il nécessite

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES

peu de transport. De plus, il peut tolérer les tassements et offre une bonne résistance aux séismes.

❖ Barrage en enrochements à écran en béton :

La création d'un noyau étanche peut poser des défis, comme le manque de matériaux adaptés et des difficultés de mise en œuvre. Dans ce contexte, un barrage en enrochement avec un masque en béton peut être la solution idéale pour construire la digue. Le masque en béton est une paroi étanche plaquée sur le versant amont du barrage. Son principal avantage réside dans sa facilité de réparation en cas de besoin.

❖ Barrage en terres hétérogènes ou zoné :

Un barrage en zones homogènes est composé de plusieurs parties, chacune faite d'un matériau différent, en fonction du rôle qu'elle doit jouer. L'étanchéité est assurée par un noyau en matériau argileux, qui peut être placé en amont ou au centre de la digue. Le noyau interne présente l'avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, mais il est difficile à réparer en cas de fuite.

Nous examinerons ces trois options afin d'évaluer celle qui est la plus économique tout en satisfaisant naturellement les objectifs du projet. Cette étude des différentes alternatives nous aidera à choisir le réservoir le plus optimal.

IV.3.1 La revanche :

La distance entre la crête du barrage et la ligne d'eau maximale dépend de la hauteur des vagues (H), de la vitesse du vent (U) et de la vitesse de propagation des vagues (V). Cette distance est calculée selon la Formule de Davis (adoptée par Post et Lond).

$$R = 0.75 * H_v + \frac{V^2}{2g}$$

Avec :

H_v : hauteur des vagues (m).

V : vitesse des vagues (m/s).

Pour la hauteur des vagues il existe plusieurs formules :

d) Formule de Stevenson :

$$H = 0.75 + 0.349 * \sqrt{F} - 0.26 * \sqrt[4]{F}$$

Avec : F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch [F = 1,26 km].

AN : H=0,86m R=1,16m

e) Formule de Molitor :

$$H = 0.75 + 0.032(U.F)^{0.5} - 0.27F^{0.25}$$

Avec : U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U= 23 Km/h.

AN : H=0,532m R=0,86m

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES

f) Formule de Mallet-pequant :

$$H = 0.5 + 0.33 * \sqrt{F}$$

AN : H=0,87m R=1,18m

Il existe aussi la formule simplifiée pour qui donne directement la revanche :

$$R = 1 + 0,3 * \sqrt{F}$$

AN : R=1,34m

On prend une valeur moyenne donc :

$$R = \frac{1.16 + 1.18 + 1.34 + 0.86}{4} = 1.14\text{m}$$

Pour des raisons de sécurité on prend : R = 1,15 m

IV.3.2. La hauteur du barrage :

El l'est calculée de la manière suivante :

$$H_b = \text{NNR} - C_f + R + h_{\text{dév}} + t.$$

Avec :

$$\text{NNR}=145.2 \text{ m} \quad h_{\text{dév}}=3.03\text{m} \quad R=1,15\text{m} \quad t=0,5 \text{ m} \quad \text{Donc : } H = 49.88\text{m}$$

IV.3.3. La largeur en crête :

La largeur du barrage près de son couronnement, lorsque la retenue est pleine, doit permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et pour d'éventuels travaux ultérieurs. Cette largeur dépend de plusieurs facteurs, notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimale du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein. Différentes formules sont utilisées pour calculer la largeur en crête :

1. Formule de KNAPPENT :

$$b_{\alpha} = 1,65 \sqrt{H}$$

2. Formule d'E- F-PREECE :

$$b_{\alpha} = (1.1 * \sqrt{H_b}) + 1$$

3. Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{\alpha} = 3.60 \sqrt[3]{H_b} - 3$$

H_b : Hauteur du barrage [m] ;

On a opté précédemment pour une largeur de crête égale à : b_{cr}= 11.5 m

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES

IV.3.4. La longueur en crête :

La longueur en crête est tirée à partir du plan de l'aménagement elle est égale à : $L_{cr} = 272$ m

IV.3.5. Pentas des talus :

La pente des talus doit garantir la stabilité statique de l'ouvrage. Cela signifie que les inclinaisons des talus sont déterminées en fonction des conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Pour les parements du massif, on choisit généralement des pentes qui semblent optimales, en tenant compte de la nature des matériaux utilisés. Ces pentes sont ensuite vérifiées à l'aide de calculs de stabilité. La sélection de la pente du talus dépend du type de barrage et de sa hauteur, comme indiqué dans le tableau ci-dessous :

Tableau 67 : valeurs indicatives des fruits de talus des barrages en terre

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H<5	- Homogène	2,5	2,0
	- A zones	2,0	2,0
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2,0	2,0
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2,0	2,5
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0
H≥20	- Homogène granulométrie étendue	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage .on choisit pour les calculs les pentes :

- Parement amont $m_1 = 2,5$
- Parement aval $m_2 = 2,5$

Tableau 68 : Valeurs des pentes des talus du barrage en pierres

Type du barrage	Fruit des talus	
	Amont	Aval
Barrages maçonnée en pierre sèche	0,5- 0,7	0,6 – 1
Barrages en enrochements	1,2 -1,3	1,3 – 1,4
Barrage terre – enrochements à noyau	1,5 – 2,0	1,3 – 2,0
Barrage terre –graviers à noyau	2,0 – 2,5	2,0 – 2,5

D'après le tableau, on a choisi $m_1=m_2=1,6$. Ce qui va être vérifié après par calcul de stabilité.

IV.3.6. Les bermes :

Les bermes jouent un rôle crucial dans l'optimisation des fruits de talus et remplissent plusieurs objectifs, tels que l'accès facilité pour la réparation des talus et l'amélioration de la stabilité de l'ouvrage. Ces bermes ont généralement une largeur comprise entre 2 et 4 mètres, pouvant atteindre 6 mètres en cas de construction de routes. Elles sont équipées de rigoles latérales conçues pour capter et évacuer les eaux des précipitations, contribuant ainsi à la préservation de la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage.

IV.3.6.1. Talus amont :

Dans notre conception, les bermes ont été prévues au niveau du parement amont du barrage. Elles serviront à faciliter les contrôles, les réparations et à renforcer la stabilité des talus. Pour notre projet spécifique, nous avons proposé l'installation de trois bermes, chacune ayant une largeur de 3 mètres, situées aux cotes de 115 mètres NGF, 130 mètres NGF et 145 mètres NGF respectivement. Ces bermes joueront un rôle essentiel dans l'entretien et la sécurité de l'ouvrage.

IV.3.6.2. Talus aval :

Les bermes situées au niveau du talus aval ont pour fonction d'évacuer les eaux de ruissellement. Dans notre proposition, nous avons prévu l'installation de quatre bermes, chacune ayant une largeur de 3 mètres et positionnées aux mêmes cotes successives. Ces bermes contribueront à la gestion efficace des eaux de surface et à la préservation de la stabilité de l'ouvrage.

IV.3.7. Revêtement de la crête et des talus de la digue :

Les talus d'un barrage sont vulnérables à l'érosion causée par le ruissellement des eaux de pluie, aux ravinements provoqués par le drainage des eaux de saturation du barrage, et en ce qui concerne le parement amont, aux agressions des vagues. Ces phénomènes naturels peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage, d'où l'importance de prévoir des mesures efficaces pour prévenir ces problèmes.

IV.3.7.1. Talus amont :

Pour protéger le talus en amont contre l'érosion due à l'action des vagues, une couche de Rip-rap d'une épaisseur "e" sera placée, conformément aux méthodes spécifiées. Pour assurer la conformité au critère du filtre, une couche de transition de 0,4 m d'épaisseur sera intercalée, composée de 0,2 m de gravier et 0,2 m de sable respectivement, entre le Rip-rap et le remblai tout-venant sous-jacent. Les matériaux utilisés pour le Rip-rap seront issus des excavations, éventuellement complétés par des matériaux provenant de la carrière.

L'épaisseur de l'enrochement est donnée par la formule suivante :

$$e = C * V^2$$

Avec :

V : Vitesse de propagation des vagues déterminée par la formule de Gaillard (m/s).

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

Le coefficient est donné par le tableau suivant :

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES

Tableau 69 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de γ_p

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\gamma_p=2,50$	$\gamma_p=2,65$	$\gamma_p=2,80$
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e=0,35$ m.

Les dimensions des éléments du Rip-rap seront déterminées de manière à ce que 50 % de l'enrochement soit constitué de blocs d'un poids égal ou supérieur au poids calculé selon la formule :

$$W_{50} = 0.52 * \gamma_p * e^3$$

AN : $W_{50} = 0.0658$ tonnes

On peut déterminer le volume avec la formule suivante :

$$V_{50} = \frac{W_{50}}{\gamma_p}$$

AN : $V_{50} = 0.026$ m³

Le diamètre D_{50} peut être déterminé en considérant les blocs avec un volume compris entre une sphère et un cube. En considérant le poids indiqué et une forme des blocs moyenne entre une forme sphérique et cubique on obtient une valeur moyenne de $D_{50} = 0,30$ m.

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e = 0,70$ m

IV.3.7.2. Talus aval :

Le revêtement doit être conçu pour prévenir toute érosion potentielle due aux pluies et à la présence éventuelle d'un niveau d'eau permanent.

Concernant le talus aval, il n'existe pas de méthodologies bien établies. Le choix de la solution dépend du jugement du consultant, en tenant compte de l'importance de l'ouvrage, du régime des pluies et des conditions locales.

Pour protéger le talus aval, on utilise l'enrochement de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'une épaisseur ($e = 0,3$ m).

IV3.8. La crête :

Pour assurer une stabilité optimale, prévenir la dégradation et faciliter la circulation des engins, un revêtement de la crête doit être réalisé. Cela peut être accompli en utilisant une couche de produits asphaltiques d'une épaisseur de 30 cm, sous-jacée par deux couches épaisses de 20 cm chacune. La première couche est constituée de gravier et la seconde de sable.

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES

IV.4. Etanchéité du barrage :

Pour garantir l'étanchéité dans le cas où le remblai ne présente pas une perméabilité suffisante, un noyau argileux compacté sera installée au centre du barrage. Ce noyau sera disposé verticalement et devra s'élever au-dessus du niveau des plus hautes eaux d'au moins 0.5 mètres. Pour protéger sa partie supérieure, une couche de sable sera ajoutée ou, de manière préférentielle, le sommet du barrage sera traité en chemin avec une chaussée enrobée bitumineuse. De part et d'autre du noyau, des drains filtrants seront installés pour assurer l'évacuation latérale des eaux.

a) Dimensionnement du noyau :

- **La hauteur :**

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1$$

Avec : H_b : hauteur du barrage (m).

H_n : hauteur du noyau (m).

$$AN : H_n = 49.88 - 1 = 48.88 \text{ m}$$

- **La largeur en crête du noyau :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$L_{n,s} = \frac{1}{6} H_b$$

$$AN : L_{n,s} = 1/6 * 49.88 = 8.31 \text{ m}$$

- **Les fruits des talus du noyau :**

Ils doivent être d'une telle sorte à vérifier la condition suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm}$$

Avec :

I_{adm} : gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau.

b_{moy} : largeur moyenne du noyau.

ΔH : la charge d'eau.

$$b_m = \frac{L_{n,s} + L_b}{2}$$

Avec :

$L_{n,s}$: largeur en crête du noyau.

L_b : largeur en base du noyau.

$$\Delta H = H_1 - H_2$$

Avec : H_1 : Hauteur d'eau à l'amont correspond au NPHE, ($H_1=52.91 \text{ m}$)

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval ($H_2=0\text{m}$).

Pour notre cas : $I_{adm}=1,5$

On aura : $b_{moy}=35,5 \text{ m}$

À partir de la formule on aura : $L_b = 2 * b_{moy} - L_{n,s}$

$$AN : L_b = 62.69 \text{ m}$$

De la formule ci-après on détermine les fruits de talus :

$$L_b = 2 * m * H_n + L_{n,s}$$

On aura :

$$m=0.55$$

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES

- **La cote en crête du noyau :**

$$NCN = C_{fond} + H_n$$

$$NCN = 100 + 48.88 = 148.88 \text{ mNGA}$$

IV.4.2. Les drains :

L'objectif principal de ces constructions est de contrôler l'écoulement des eaux de filtration et de réduire le volume des matériaux saturés du barrage, augmentant ainsi sa stabilité. Les conditions requises pour les systèmes de drainage comprennent :

- **Capacité adéquate :** Le système doit avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau rapidement afin d'éviter le colmatage.
- **Prévention des retards :** Pour éviter les retards dans l'écoulement de l'eau, le système doit comporter une ou plusieurs couches filtrantes.
- **Contrôle du fonctionnement :** Il est crucial de surveiller et de contrôler le fonctionnement du système de drainage en permanence pour assurer son efficacité.

a) Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme) :

Les prismes de drainage sont les éléments prédominants pour gérer l'écoulement de l'eau dans un barrage. Au centre, ces prismes sont construits en pierres, et un filtre est placé à l'envers au niveau de la zone de contact entre le remblai et la fondation. Dans la partie du remblai qui traverse le lit de la rivière, leur disposition est spécifique. Leur hauteur minimale est déterminée par le niveau d'eau dans le talus en aval, et leur stabilité est soumise aux critères établis par le concepteur. La hauteur du prisme peut être calculée en fonction de (0.15 - 0.2) fois la hauteur totale du barrage (H). La partie supérieure du prisme (berme) doit avoir une largeur de 3 mètres afin de permettre son placement et son compactage à l'aide d'engins appropriés.

- **Hauteur :**

$$H_p = (0,15 \div 0,2) H_b$$

Avec : H_b : hauteur du barrage (49.88m).

$$H_p = 7 \text{ m}$$

- **Largeur en crête :**

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p$$

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

- **fruits de talus :**

$$m_1 = (1 \div 2,5)$$

$$m_2 = (1,5 \div 2,5)$$

Donc on prend : $m_1 = 2$ et $m_2 = 2,5$

b) Dimensionnement du drain tapis :

C'est le type de drainage le plus efficace pour la digue, car d'une part, on utilise moins de matériaux saturés, et d'autre part, il contrôle les filtrations de la retenue. Son inconvénient c'est qu'il existe une possibilité d'obstruction qui peut s'avérer très dangereuse. La sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur. Dans le dessin, on doit utiliser un facteur de sécurité plus élevé. Pour son dimensionnement on recommande d'utiliser des épaisseurs

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES

minimales de $e = 0.80$ m ; par rapport aux matériaux à employer et du remblai on peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre. La longueur est déterminée par la formule suivante :

$$L_d = \frac{L_b}{3}$$

Avec : L_b : Longueur transverse du barrage ($L_b = 300$ m).

Donc :

$$L_d = 100 \text{ m}$$

IV.4.3. Les filtres :

Placer des filtres entre des sols de granulométrie différente est une pratique cruciale pour prévenir des phénomènes tels que le renard. En utilisant des matériaux filtrants avec une granulométrie plus grossière, on empêche les particules fines du sol de migrer avec l'eau à travers le filtre, garantissant ainsi la stabilité et l'intégrité de la structure, qu'il s'agisse d'une digue, d'un barrage ou d'autres ouvrages hydrauliques.

La conception des filtres, doit obéir aux conditions suivantes :

1. Ils doivent posséder une perméabilité plus élevée que le matériau à protéger, afin de servir de drain. Il est accepté dans la pratique que le matériau du filtre ait une perméabilité 100 fois plus élevée que celle du matériau à protéger.
2. Ils doivent être suffisamment fins pour éviter le phénomène de renard.
3. Le filtre ne doit pas être ni colmaté ni dégradé par entraînement de ses éléments.
4. Le matériau ne doit pas subir de modifications ou de dégradation dans le temps.
5. Ils ne doivent pas posséder plus de 5% de particules plus petites que le tamis (0.074mm) et ces dernières ne doivent pas être en plastique.
6. Pour éviter la dégradation du filtre, on accepte les particules de 5 cm (2 pouces) comme taille maximale.

Critères de conception :

$$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{85}^{sol}} \leq 4 \div 5 \text{ Condition de l'entraînement de particules fines par le phénomène de renard.}$$

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

$$\frac{D_{60}^{filtre}}{d_{10}^{sol}} \leq 20 \text{ Coefficient d'uniformité du filtre.}$$

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES

IV.5. Calcul du volume des différents matériaux :

Le coût du barrage est évalué de la manière suivante :

On élabore le profil en long du barrage en sélectionnant des sections transversales spécifiques. Sur chaque coupe, la hauteur de la digue est calculée en utilisant la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi}$$

Avec :

H_{bi} : hauteur du barrage à la coupe « i ».

N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

N_{pi} : Côte du pied du barrage dans la section « i ».

L'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i" est déterminée ainsi :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} * H_{bi}$$

Avec :

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

B_{pi} : Largeur du pied du barrage au droit de la section « i »

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) * H_{bi}$$

Avec :

m_1 et m_2 ; fruits de talus amont et aval respectivement.

Le volume total du barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i$$

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * d$$

Avec :

V_i : volume de la digue à la coupe « i »

S_i : surface de la digue à la coupe « i »

S_{i+1} : surface de la digue à la coupe « i+1 »

d : Distance horizontale séparant deux sections successives S_i et S_{i+1}

IV.6. Estimation du coût des variantes :

Le calcul du volume des différents matériaux et le tableau sont mentionnés dans l'annexe : Annexe N°7.

Le tableau suivant récapitule le coût des différentes variantes étudiées :

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES

Tableau 70 : les coûts des différentes variantes étudiées.

variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût	Totale
Enrochementa noyau d'argile	Noyau	257025,0899	500	128,51254	540,642
	Recharge (Enrochement)	745705	400	298,28200	
	rip-rap	28657,2657	800	22,92581	
	Filtres et drain	75768,3021	1200	90,92196	
Zoné	Noyau	384916,8013	500	192,45840	730,414
	Recharge (tout-venants)	1197592,46	400	479,03698	
	rip-rap	29459,6691	800	23,56774	
	Filtres et drain	29459,67	1200	35,35160	
Avec masque	Recharge (enrochement)	759473,7707	800	767,57902	769,527
	Filtres et drain	42381,0709	1200	50,85729	
	masque en béton	12590,90118	12000	151,09081	

Conclusion :

En se basant sur le tableau précédent, il est évident que notre choix se porte vers la première variante en raison de son caractère économique. Il est important de noter que cette option est parfaitement adaptée à notre site, compte tenu de la limitation des matériaux de construction disponibles, ce qui rend impossible la construction d'un barrage zoné. Ainsi, après avoir pris en considération ces aspects économiques et techniques, nous optons pour la construction d'un "barrage en enrochement à noyau d'argile".

CHAPITRE V
ETUDE DETAILLEE DE LA DIGUE

CHAPITRE V : ETUDE DETAILLEE DE LA DIGUE

Introduction :

Les barrages en enrochement peuvent être construits à partir de matériaux constitutifs contenus dans des fourchettes beaucoup plus larges, contrairement aux barrages en béton ou même en terre, qui nécessitent des matériaux de construction beaucoup plus spécifiques.

Le seul type de barrage adapté à ces matériaux est une digue dite "en enrochements à noyau central d'argile". Le barrage sera fondé dans des matériaux alluviaux situés au-dessus du complexe rocheux.

V.1 Dimensionnement :

V.1.1. La revanche du barrage :

Un barrage en remblai ne supporte pas la surverse ni le déferlement de vagues par-dessus la crête. Dans le cas contraire, le talus aval et la crête du barrage seraient rapidement érodés, pouvant même entraîner l'ouverture d'une brèche. Ce risque de déferlement de vagues doit être circonscrit par l'adaptation d'une revanche suffisante entre le niveau d'eau en amont (PHE) et la cote de la crête.

Le dimensionnement de la revanche tient compte de la hauteur potentielle des vagues et de l'effet de projection de l'eau vers la crête. Ainsi, pour des raisons de sécurité, la revanche a déjà été calculée et adoptée comme suit : $R = 1,15$ m.

V.1.2. La hauteur du barrage :

Elle est donnée par la relation :

$$H_{\text{bar}} = h_{\text{NNR}} + h_d + R$$

h_{NNR} : Hauteur au niveau normal de la retenue déterminée à l'aide de la courbe capacité-hauteur (m) ;

h_d : Hauteur d'eau correspond au volume forcé en (m) ;

R : Revanche du barrage en (m) ;

AN: $h_{\text{NNR}} = 45.2$ m; $h_d = 3.03$ m; $R = 1.15$ m;

On trouve $H_{\text{bar}} = 49.38$ m

Cette hauteur est mesurée au-dessus de la vallée. Étant donné la couche d'alluvions importante dans le lit de l'oued, il serait nécessaire d'effectuer une excavation jusqu'à atteindre la couche imperméable. Cette profondeur est d'environ 3 mètres ; donc la hauteur au-dessus de la fondation sera t de

$H_{\text{bar}} = 52.31$ m

on prend

$H_{\text{bar}} = 53$ m

V.1.3. Largeur en crête :

La largeur en crête b_{cr} du remblai est déterminée par des considérations d'accessibilité ou de communication. Sa valeur minimale est de 3 mètres pour permettre la circulation des engins. On prend $b_{\text{cr}} = 11,5$ mètres.

CHAPITRE V : ETUDE DETAILLEE DE LA DIGUE

V.1.4. Les bermes :

Pour des hauteurs de barrages dépassant les dix mètres, on prévoit des bermes qui auront un rôle dans l'optimisation des fruits de talus d'une part et d'autre part l'accès pour la réparation des talus amont et aval. Elles sont généralement de 2 à 3 mètres de largeur et de pente 1%.

V.1.5. Pentas des talus :

La pente des talus est déterminée en fonction de la hauteur du barrage, du type de matériaux utilisés et des conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Pour le parement amont, la pente du talus est de 1/1,6. Pour le parement aval, la pente du talus est également de 1/1,6. Ces pentes sont choisies en considérant la nature des matériaux et sont vérifiées à l'aide d'une méthode de stabilité pour assurer la sécurité du barrage.

V.1.6. Dimensionnement du noyau :

Les dimensions du profil trapézoïdal du noyau sont les suivantes :

- Largeur en crête du noyau :

La largeur au sommet du noyau est choisie pour faciliter la conduite du chantier et permettre le passage des engins de compactage. Elle est généralement de l'ordre de 5 à 7 mètres. On prend :

$$b_{\text{noy}} = 5 \text{ m}$$

- Cote de la crête du noyau :

Afin d'éviter le phénomène de siphonage dû à l'effet de capillarité par la crête du noyau, on prend généralement :

$$\Delta C_{\text{moy}} = NPHE + (0,5 - 1)m$$

ΔC_{moy} : Cote de crête du noyau *mNGA* ;

NPHE : Niveau des plus hautes eaux *mNGA*.

$$\text{Donc } \Delta C_{\text{moy}} = 148.73 \text{ mNGA}$$

- Largeur à la base du noyau :

Elle dépend de la hauteur de charge H et de la perméabilité du matériau constructif du noyau.

Elle est déterminée suivant la condition :

$$\frac{\Delta H}{B_{\text{moy}}} \leq J_{\text{adm}} \rightarrow B_{\text{moy}} \geq \frac{\Delta H}{J_{\text{adm}}}$$

ΔH : Différence de charge entre l'amont et l'aval ; $\Delta H = H_1 - H_2$

B_{noy} : Largeur à la base du noyau (m) ;

J_{adm} : Gradient hydraulique du noyau admissible qui est donné en fonction de la nature du sol de fondation.

CHAPITRE V : ETUDE DETAILLEE DE LA DIGUE

Tableau 71 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

Type de sol	Classes de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.50	1.50	1.80	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.70	0.80	0.90	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

La classification de notre barrage en classe II, selon le tableau N71, nous permet de sélectionner le gradient hydraulique admissible à partir du tableau N72, en tenant compte des spécifications de notre ouvrage.

Tableau 72 : Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

Type de sol	Classes de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.50	1.50	1.80	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.70	0.80	0.90	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

D'après le tableau, on a : $J_{adm} = 1.15$

$$\text{Donc : } B_{moy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}} = \frac{45.2-0}{1.15} = 39.30 \quad \text{on prend } B_{noy}=39 \text{ m}$$

V.1.7. Pente des talus du noyau :

Généralement pour le noyau on prend des pentes identiques pour l'amont et l'aval. Cette pente est calculée suivant la relation :

$$m = \frac{B_{noy} - b_{noy}}{H_n}$$

Où :

B_{Noy} : Largeur à la base du noyau (m) ;

b_{Noy} : Largeur au crête du noyau (m) ;

H_n : Hauteur du noyau (m) ; $H_n=48.88\text{m}$

AN : $B_{noy} = 39 \text{ m}$; $b_{noy} = 5\text{m}$;

On prend : $m_1 = m_2 = 0,70$

CHAPITRE V : ETUDE DETAILLEE DE LA DIGUE

V.1.8. Protection des talus :

Les travaux de protection du remblai sont essentiels pour prévenir la dégradation due à l'action mécanique des eaux extérieures, que ce soit les eaux de retenue pour le talus amont ou les eaux de ruissellement pour le talus aval, afin de garantir la stabilité de l'ouvrage.

- **Talus amont :**

Pour protéger le talus amont, la solution retenue est l'utilisation d'un revêtement en rip-rap. Il est nécessaire de déterminer l'épaisseur du revêtement ainsi que le diamètre moyen des pierres pour assurer une protection adéquate.

Le diamètre moyen de la pierre réduite en une sphère est donné par la relation suivante :

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{Q_p}{0.524\gamma_p}}$$

Avec :

D_p : Diamètre moyen de la pierre (m) ;

γ_p : Poids volumique de la pierre ($\gamma_p = 25 \text{ kN/m}^3$).

Q_p : Poids d'une pierre, calculé par la formule suivante.

$$Q_p = \frac{0.025\gamma_p h^2 \lambda}{\left(\frac{\gamma_p}{\gamma_w} - 1\right)^3 \sqrt[3]{1 + (m_1)^3}} \quad \text{En tonne}$$

Où :

m_1 : Pente du talus amont ;

γ_w : Poids volumique de l'eau en T f/ m^3 .

h : Hauteur des vagues (m).

λ : Longueur d'onde de la vague en m.

Selon LABOZOVSKY : $\lambda = \alpha \lambda_0$ et $h = \beta h_0$

Avec :

λ_0 et h_0 : Valeurs calculées en eau profonde ;

α et β : Coefficients en fonction de la hauteur maximale d'eau dans la retenue déterminés à partir de l'abaque N°1 en annexe 4.

$$h_0 = 0.073kw\sqrt{D_\epsilon} \quad \text{Et} \quad \lambda_0 = 0.073w\sqrt{D/\epsilon}$$

K : Coefficient caractérisant l'intensité et l'accroissement de la vague

$$K = 1 + e^{-0.44D/w}$$

ϵ : Cambrure de la vague donnée par : $\epsilon = \frac{1}{(9 + 19e^{-\frac{14}{w}})}$

D : Longueur de l'élan ou longueur du fetch qui devra vérifier la condition suivante :

$$D < D_{cr} = 30W^2 \cdot \epsilon$$

$$D = 1,26 \text{ km}$$

W : Vitesse des vagues en m/s

$$\text{AN : } W = 3,12 \text{ m/s}$$

Les résultats du calcul sont consignés dans le tableau suivant :

CHAPITRE V : ETUDE DETAILLEE DE LA DIGUE

Tableau 73 : Tableau Récapitulatif des différents paramètres calculés

Formules	Valeurs
$\varepsilon = \frac{1}{(9 + 19e^{-\frac{14}{w}})}$	0,11
$K = 1 + e^{-0.44D/w}$	2,00
$\lambda_0 = 0.073w\sqrt{D/\varepsilon}$	0,77
$h_0 = 0.073kw\sqrt{D\varepsilon}$	1,54
h_0/λ_0	0,10
$\alpha = f(h_0/\lambda_0)$	0,42
$\beta = f(h_0/\lambda_0)$	0,55
$H = \beta h_0$	0,70
$\lambda = \alpha \lambda_0$	5,36

$$Q_p = \frac{0.025\gamma_p h^2 \lambda}{\left(\frac{\gamma_p}{\gamma_w} - 1\right)^3 \sqrt[3]{1 + (m_1)^3}}$$

AN: $\gamma_p = 25 \text{KN/m}^3$; $h = 0,70 \text{m}$; $\lambda = 5,36$; $\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$; $m_1 = 2$

$$Q_p = 0,162 \text{KN}$$

Le diamètre moyen résulte :

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{Q}{0.52\gamma_p}}$$

AN: $Q = 0,162 \text{KN}$; $\gamma_p = 25 \text{KN/m}^3$

$$D_p = 0,25 \text{m ou } 250 \text{mm}$$

D'où l'épaisseur de la couche pour l'encrochement s donnée par :

$$\delta = (2.5 - 3)D_p$$

$\delta =$ Epaisseur de la couche d'encrochements. On prend $\delta = 0.50 \text{m}$

V.2. Etude d'infiltrations :

Dans la conception d'un barrage en terre, les infiltrations d'eau sont inévitables en raison de la charge hydraulique créée derrière la digue. Ces infiltrations peuvent affecter le volume de stockage et compromettre la stabilité de l'ouvrage en provoquant des phénomènes d'érosion souterraine tels que les renards. L'eau s'infiltrant sous pression peut créer des chemins à travers la digue ou la fondation, entraînant des particules fines et des pressions de filtration.

Pour évaluer ces infiltrations, les méthodes hydrauliques sont largement utilisées. Elles incluent l'analyse de l'écoulement souterrain stabilisé en cas de problèmes de planification. Ces méthodes permettent de déterminer la position de la ligne phréatique, les débits de fuite à travers la digue et la fondation, ainsi que les valeurs moyennes de vitesse et de gradient de filtration.

CHAPITRE V : ETUDE DETAILLEE DE LA DIGUE

Pour estimer le débit de fuite à travers le barrage et évaluer les risques d'émergence d'eau potentiellement dangereux le long du talus aval, il est essentiel de tracer la ligne phréatique. Ce tracé est réalisé à partir du modèle théorique simple étudié par KOZENY.

V.2.1. Défaut d'étanchéité et conséquences des infiltrations :

Les infiltrations qui peuvent se produire à travers le barrage ou ses fondations entraînent généralement deux principales conséquences à savoir :

- Les fuites diffuses : Lorsque le remblai est trop perméable, le débit de fuites peut devenir excessif, réduisant ainsi le volume d'eau utilisable en deçà des prévisions initiales, ce qui ne satisfait plus l'ensemble des besoins prévus.
- La surélévation de la ligne de saturation : Lorsqu'un remblai est soumis à une charge hydraulique, il se sature partiellement. Toutefois, des erreurs dans l'identification des propriétés hydrodynamiques des matériaux constitutifs ou des défauts d'exécution peuvent entraîner une élévation inattendue de la ligne de saturation du remblai. Une telle configuration altère les conditions de stabilité du talus aval (risque de glissement) et peut générer des sous-pressions non prises en compte dans le projet. De plus, elle augmente le risque d'apparition de renards, un phénomène d'érosion régressive souterraine.

V.2.2. Hypothèses simplificatrices dans les calculs de filtration hydraulique des barrages en terre :

Dans les calculs de filtration, pour simplifier le processus :

- On considère la filtration dans un seul plan.
- Les composantes de vitesse perpendiculaires à ce plan sont considérées nulles.
- Le sol du massif du barrage est supposé homogène et isotrope, et la couche imperméable a un coefficient de filtration nul.
- La position de la ligne phréatique est déterminée uniquement par les dimensions de la section transversale du barrage et n'est pas influencée par la qualité du sol dans les barrages en terre homogènes.

V.2.3. La ligne de saturation :

Pour estimer les fuites à travers le barrage et évaluer les risques d'émergence d'eau, il est essentiel de tracer la ligne de saturation. Ce tracé est réalisé à partir du cas théorique simple étudié par KOZENY, qui considère un écoulement plan à travers un massif perméable reposant sur une fondation plane imperméable. Le tracé commence à partir d'un point situé à l'intersection du plan d'eau et du parement amont du barrage.

D'après KOZENY, c'est une parabole d'équation :

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2Y_0}$$

$$Y_0 = \sqrt{H^2 + b^2} - b$$

b : épaisseur de la base du barrage diminuée des 7/10 de la projection horizontale de la partie mouillée du talus amont ;

X et Z : Coordonnées dans le plan (x, z) ;

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

AN : b=29,6 m ; H=45.2 m

CHAPITRE V : ETUDE DETAILLEE DE LA DIGUE

On trouve : $Y_0=29,42$ m

Les coordonnées X et Z qui définissent la parabole de KOZENY sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 74 : Coordonnées de la parabole de KOZENY

X	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	29,6
Y	29,42	31,36	33,18	34,91	36,55	38,13	39,64	41,1	42,51	43,87	45,19	46,48	47,73	48,94	50,13	51,06

Pour déterminer le point où la parabole de base coupe la face aval du massif central, nous utilisons l'équation en coordonnées polaires de cette parabole. Cela nous permet de trouver précisément le point d'intersection sur la face aval du barrage.

$$a = \frac{\Delta l}{1+\Delta l} = f(\theta) \text{ Déterminé à partir de l'abaque CASAGRANDE en annexe 4}$$

Θ : angle au pied du noyau $\theta = 71^\circ$

$$\text{On remarque que } 30^\circ < \theta < 180^\circ \text{ donc } 1 = Z_0 \frac{1-a}{1-\cos \theta}$$

A partir de l'abaque de CASAGRANDE, on trouve :

$$a = 0,28 \text{ donc :}$$

$$l = 31,41$$

$$\text{Donc il vient : } \Delta l = \frac{al}{1-a}$$

$$\text{AN : } a = 0,28, l = 31,41 \text{ m}$$

$$\Delta l = 12,22$$

Donc C sera si tué sur le talus aval à la distance de :

$$d = l + \Delta l = 31,41 + 12,22 = 43,63$$

$$d = 42,63 \text{ m}$$

La ligne phréatique coupera le talus aval du noyau à la distance $l = 31,41$ m à partir du point A.

V.2.4. Calcul du débit de fuite à travers le barrage :

Le débit de fuite est estimé à partir de la loi de DARCY traduite par l'expression suivante :

$$q = K i A$$

q : Débit de fuite en m^2/s ;

i : Gradient hydraulique adimensionnel ;

A : Longueur mouillée sur le parement aval du barrage en m ;

K : Coefficient de perméabilité du noyau (m/s).

Or dans le cas de l'écoulement parabolique, la section A est estimée par l'ordonnée Z de la ligne phréatique et le gradient hydraulique i par sa pente $\frac{dZ}{dY}$

$$q_{\text{bar}} = K \cdot Z \frac{dZ}{dY} \text{ Cela nous donne : } q_{\text{bar}} = K(\sqrt{H^2 + b^2} - b)$$

$$\text{AN: } K=1,9 \cdot 10^{-9} \text{ m/s; } H=45,2 \text{ m; } b=29,6 \text{ m;}$$

$$\text{On trouve: } q_{\text{bar}} = 5,59 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s/ml}$$

CHAPITRE VI
ETUDE DE STABILITE

Introduction :

L'étude de la stabilité d'un barrage est cruciale, car elle détermine la géométrie de l'ouvrage, y compris les pentes des talus et les principes de drainage à appliquer. Un barrage mal dimensionné peut compromettre la sécurité des populations en aval, ainsi que les exploitations agricoles et autres aménagements locaux. Deux formes d'instabilité mécanique sont généralement observées dans un barrage en remblai : le glissement des talus et, bien que moins probable, l'instabilité mécanique des fondations. L'analyse de la stabilité du barrage implique la détermination des actions et des combinaisons les plus défavorables par rapport au mécanisme de rupture envisagé. Dans cette étude, nous nous pencherons sur la stabilité vis-à-vis du risque de glissement des talus.

VI.1) Stabilité des talus

Pour évaluer la stabilité au glissement, plusieurs méthodes de calcul à la rupture sont disponibles, parmi lesquelles la méthode de Fellenius, Bishop, Taylor, et d'autres. Dans notre cas, nous utiliserons la méthode de Fellenius, également connue sous le nom de méthode suédoise, car elle est la plus pessimiste. L'analyse de stabilité sera réalisée pour les scénarios suivants liés à la charge hydraulique du barrage :

- Cas 1 : Charge hydraulique normale (retenue au niveau normal).
- Cas 2 : Vidange rapide (charge hydraulique réduite).

VI.2) Méthode de FELLENIUS

Dans la méthode de Fellenius, la masse considérée comme instable par rapport à la surface de glissement est fictivement découpée en "n" tranches verticales juxtaposées de faible épaisseur. Chaque tranche "i" est soumise aux forces suivantes :

- Son poids propre W_i (sol et eau) ;
- Les forces de réaction du sol avec les composantes tangentielle T_i et normale N_i ;
- Les efforts inter-tranchent F_{i-1} et F_i appliqués sur les faces latérales.

Soit « l_i » la portion de cercle de glissement interceptée par la t tranche d'ordre "i" que nous considérons.

Pour la résolution analytique des équations d'équilibre on suppose que les efforts inter tranches qui s'appliquent sur les faces latérales s'équilibrent c'est à dire $F_i = F_{i+1}$.

Ces efforts sont considérés comme des forces internes par rapport au massif susceptible de glisser.

Etablissons le diagramme des forces agissant sur la tranche "i".

CHAPITRE VI : ETUDE DE STABILITE

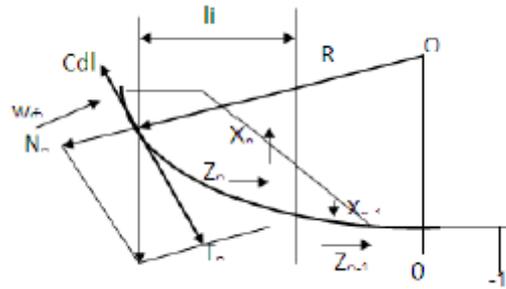


Figure 33 : Schéma de calcul statique

La verticale menée du centre "O" du cercle de glissement passera au milieu de la première tranche. Pour le talus aval, les tranches se trouvant à droite dans le sens du glissement sont numérotées négativement, tandis que celles de gauche sont numérotées positivement contrairement au talus amont.

La force de résistance au cisaillement pour la tranche i s'exprime à la rupture selon la loi de COULOMB comme suit :

$$(T)_{\text{imobilisable}} = C_i l_i + (W_i \cos \alpha_i - U_i l_i) \operatorname{tg} \alpha_i$$

Où :

C_i : Cohésion du sol à la surface de rupture ;

α_i : Angle de frottement interne du même sol ;

U_i : Pression interstitielle régnant à la base de la tranche ;

Le terme $C_i l_i$ représente la part due à la cohésion

Le terme $(W_i \cos \alpha_i - U_i l_i) \operatorname{tg} \alpha_i$ représente celle due au frottement

$W_i \cos \alpha_i$ composante verticale.

Compte tenu de la forme circulaire de la ligne de glissement, l'équilibre limite global s'écrit en termes de moments résultants par rapport au centre "O" du cercle de rupture de rayon R .

$$\sum M^t_{\text{Résistant}} = K_s \sum M^t_{\text{moteur}}$$

K : Coefficient de sécurité pour le cercle considéré,

$$\sum M^t_{\text{Résistant}} = \sum_{i=-n}^n R C_i l_i + (W_i \cos \alpha_i - U_i l_i) \operatorname{tg} \alpha_i$$

VI.4. Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

VI.4.1. Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :

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

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

Avec :

G_i : poids propre de la tranche.

b : largeur d'une tranche ($b=0.1R$).

h_i : hauteurs des tranches.

γ_i : densité du massif correspondant (en dessous, au-dessus de la ligne de saturation et des fondations).

VI.4.2. Force de pression interstitielle :

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

$$U_i = \gamma_w * h * dl$$

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

CHAPITRE VI : ETUDE DE STABILITE

VI.4.3. Forces de cohésion :

$$F_0 = C * dl$$

$$dl = \frac{2\pi * R * \theta}{360} = \frac{b}{\cos \alpha}$$

Avec :

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

VI.4.4. forces de frottement :

$$F_f = (N_n - U_i dl) \tan \varphi = (G_i \cos \alpha - U_i dl) \tan \varphi$$

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.

VI.4.5. force sismique :

$$T'_n = a * G_i$$

Avec :

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

Tableau 75 : Coefficient de stabilité admissible des talus.

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

Notre barrage appartient à la classe II, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : $K_{ss, adm} = 1,15 - 1,20$

- avec séisme : $K_{as, adm} = 1,05 - 1,10$

VI.3. Ordre de calcul (Méthode des tranches) :

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. Détermination du talus moyen.
3. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), le premier est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
4. Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 * H_b$$

$$R_2 = K_2 * H_b$$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b = 49,88m$).

($K_1 - K_2$) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau suivant :

CHAPITRE VI : ETUDE DE STABILITE

Tableau 76 : 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	3,74	4,8	5.6

Pour notre cas:

talus	Pente du talus	K1	K2	R1 (m)	R2 (m)
Amont	1,65	0,74	1,66	41,25	90,75
Aval	1,65	0,75	1,66	41,25	90,75

Le centre des rayons étant le point « B »

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 77 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation		Coefficients de sécurité	
		Sans séisme $K_{SS, adm} = 1,10 \div 1,15$	Avec séisme $K_{as, adm} = 1,05$
Fin de construction	Talus aval $R_1=66,05m$ $R_2=57,71m$ $R_3=69,24m$	1.49 1.57 1.83	1.22 1.27 1.39
	Talus amont $R_1=67,03 m$ $R_2=68,86 m$ $R_3=74.57 m$	1.35 2.66 2.05	1.12 1.92 1.52
Fonctionnement Normal	Talus aval $R_1=66,05 m$ $R_2=57,71 m$ $R_3=69,24 m$	4.42 4.64 2,64	1.32 3.34 1,91
Vidange Rapide	Talus amont $R_1=67,03 m$ $R_2=68,86 m$ $R_3=74,47 m$	1,37 1,92 1.30	1,08 1,24 1,06

CHAPITRE VI : ETUDE DE STABILITE

Conclusion :

Cela signifie que l'analyse de stabilité a montré que le coefficient de sécurité minimum calculé pour différentes situations est toujours supérieur aux coefficients de sécurité admissibles, que ce soit avec ou sans séisme. Par conséquent, la stabilité des pentes des talus de notre ouvrage est garantie dans toutes les conditions considérées.

CHAPITRE VII

ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction :

Une compréhension approfondie du site de construction est essentielle pour établir un planning technologique des engins et garantir leur utilisation optimale dans différentes opérations. Cela permet de répondre aux contraintes d'espace et de temps imposées par le marché. Par conséquent, une gestion efficace du chantier contribue significativement à réduire le coût de l'ouvrage, le rendant ainsi plus abordable.

La réalisation de ces constructions est souvent complexe, mais quelle que soit la nature des défis rencontrés, il est impératif de posséder une connaissance précise de l'organisation du chantier.

Notre étude vise à planifier l'organisation du chantier du barrage de TARZOUT en garantissant les éléments suivants :

- **Qualité améliorée :** Cela implique une étude approfondie, le choix judicieux de la main d'œuvre, ainsi que la sélection de matériaux de qualité.
- **Rapidité d'exécution :** Nous nous efforcerons d'accélérer toutes les opérations du chantier pour respecter les délais prévus.
- **Économies réalisées :** Nous travaillerons sur la synchronisation des différentes tâches et sur la réduction des coûts liés aux travaux.
- **Optimisation de l'utilisation des ressources :** Cela inclut une organisation efficace de l'emploi du matériel et du personnel, tout en assurant leur sécurité.

Ces éléments sont cruciaux pour mener à bien la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions possibles.

VII.1 - Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :

Il est essentiel de rappeler les rôles des divers intervenants avant d'aborder en détail le chantier de construction d'un barrage.

VII.1.1 - Le maître de l'ouvrage :

L'entrepreneur est une entité, qu'elle soit une personne physique ou morale, pour le compte de laquelle les travaux sont exécutés. Son rôle majeur consiste à définir l'objectif à atteindre (le programme), organiser le financement du projet, passer et régler les marchés des travaux. Une fois les ouvrages terminés et réceptionnés, l'entrepreneur en devient le propriétaire, et parfois même, le gestionnaire.

VII.1.2 - Le maître d'œuvre :

Le maître d'œuvre, choisi par le maître d'ouvrage, peut être une personne physique ou morale et joue plusieurs rôles cruciaux. Ces fonctions comprennent la réception de l'ouvrage, la préparation du dossier pour les entreprises consultées, l'assistance au maître d'ouvrage dans l'évaluation des offres, la supervision de la réalisation des travaux, ainsi que la proposition pour l'acceptation et le paiement des travaux une fois le décompte établi.

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

Dans le cas particulier d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé d'interpréter les données recueillies tout au long de la phase de mise en eau jusqu'à son achèvement, ainsi que de rédiger le rapport initial sur la première mise en eau.

VII.1.3 - L'entrepreneur :

L'entrepreneur est une personne physique ou morale qui a conclu un contrat de travaux avec le maître d'ouvrage. Il est chargé de l'exécution des travaux et parfois même de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction jusqu'à ce qu'il soit réceptionné.

VII.2 - INSTALLATIONS DU CHANTIER

VII.2.1 - Installations destinées au personnel :

Les termes fournis semblent se rapporter aux aménagements temporaires de chantier, englobant couramment les dortoirs, vestiaires, cantines, sanitaires et les locaux administratifs du chantier. Ces structures jouent un rôle essentiel pour garantir le bien-être et la sécurité des travailleurs sur le site de construction tout au long de la période des travaux.

VII.2.2 - Installations destinées au stockage des matériaux :

Dans le cas de notre projet, nous utilisons des silos ou des baraquements en bois ou en métal pour le stockage du ciment. Les agrégats, quant à eux, sont entreposés en plein air, mais nous avons prévu des cloisonnements entre les différents types d'agrégats afin d'éviter leur mélange et de faciliter le dosage du béton. Pour les aciers, nous avons prévu des endroits de stockage éloignés de l'humidité, tels que des baraquements ou des hangars, pour assurer leur qualité.

VII.2.3 - Installations destinées à la réparation des engins :

En effet, les grosses réparations ne sont généralement pas effectuées sur le chantier lui-même. Cependant, il est crucial de disposer d'un atelier correctement équipé pour assurer l'entretien courant ainsi que les réparations d'urgence des divers équipements et matériels. Cela garantit la continuité des opérations sur le chantier et permet de résoudre rapidement les problèmes techniques imprévus.

VII.2.4 - Installations pour la préfabrication :

Il s'agit généralement de hangars équipés du matériel nécessaire pour fabriquer les éléments de l'ouvrage, tels que les poutres, dalles, conduites, murettes, etc. Ces installations offrent un espace adapté et équipé pour la fabrication des composants de construction de manière efficace et précise sur le chantier.

VII.3 - Ordre d'exécution des travaux :

- Mise en place des installations de chantier.
- Positionnement des axes des diverses structures.
- Canalisation et déviation de la rivière.
- Après la finalisation des travaux dans la zone de stockage principale, nous procédons simultanément à la finalisation des travaux dans le système d'évacuation des crues ;
- Dernière phase de la canalisation et remplissage d'eau.

VII.3.1- Excavation effectuée pour la création des infrastructures temporaires du chantier :

a) Réalisation des accès routiers :

La desserte du site du barrage comprend deux routes principales et quatre pistes dérivées. Des ponts provisoires seront construits à l'aide de buses pour permettre le passage de part et d'autre de l'ouvrage, aussi bien en aval qu'en amont. Ces buses seront installées et revêtues de béton pour assurer la solidité et la sécurité de la traversée.

b) Mise en place des plateformes :

Les bureaux et les logements seront érigés à 500 mètres en aval de l'axe du barrage, du côté droit de la rive. La superficie totale du site s'étendra sur 25 000 m², ce qui entraînera un volume de terrassement estimé à environ 12 500 m³, compte tenu d'une excavation de 50 cm.

Il est important de souligner que les mêmes engins de terrassement seront utilisés pour les voies d'accès et les plates-formes, ce choix étant motivé par des considérations économiques.

c) Identification des équipements requis :

Pour l'exécution des voies d'accès il y a lieu de se disposer d'un chargeur dont le rendement est :

$$R = (K_f + K_r + K_t) * G / T \quad \text{m}^3/\text{h}$$

Où :

G : capacité du godet.

K_r : coefficient de remplissage de godet.

K_t : Indice d'efficacité de l'utilisation du temps de la machine.

T : durée d'un cycle.

K_f : coefficient de foisonnement.

Pour le transport de ces matériaux on a besoin de camions benne dont le rendement est :

$$R = (K_t * G) / T \quad \text{m}^3/\text{h}$$

Où :

G : capacité de la benne du camion.

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : Période d'un cycle.

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

Le régalage sera assuré au moyen d'un bulldozer de rondement :

$$R_c = (K_t * G) / T \quad \text{m}^3/\text{h}$$

Où :

G : capacité de la lame.

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Avant d'entreprendre la construction des voies d'accès, il est essentiel de préparer le terrain à l'aide d'un bulldozer à rendement élevé. Étant donné que le délai d'exécution est assez significatif, il est impératif de mobiliser un second bulldozer afin d'accélérer le processus de travail. Cette approche permettra de garantir une préparation rapide et efficace des voies d'accès sur le chantier.

VII.3.2 -Dérivation provisoire :

Il est clairement avantageux de dimensionner la galerie de dérivation selon les spécifications requises afin qu'elle puisse également servir de galerie de vidange.

Les calculs doivent être effectués dans cette perspective, ce qui conduira inévitablement à examiner les deux alternatives suivantes :

- Dérivation en une seule étape par le biais d'une galerie.
- Dérivation en deux étapes avec utilisation d'un canal à ciel ouvert suivi d'une galerie.

Dérivation réalisée d'un seul coup :

Selon cette solution, l'écoulement de l'oued serait bloqué par un batardeau, forçant l'eau à s'écouler sous pression dans la galerie de vidange. Cependant, cela empêcherait le démarrage des travaux d'extraction des alluvions graveleuses de l'oued vers le barrage avant l'achèvement de la galerie et du batardeau. Par conséquent, la digue du batardeau serait contrainte de reposer sur des fondations qui n'ont pas été préparées pour la plupart de sa superficie. Cette option n'a pas été étudiée plus en détail en raison des délais de construction qu'elle impliquerait.

Dérivation en deux étapes :

En raison des circonstances évoquées précédemment, il est essentiel de prendre en compte la dérivation de l'oued en suivant les deux étapes suivantes. Cela facilitera la réalisation des travaux de fondation supplémentaires pendant la construction de la galerie.

Étape initiale :

L'intention est de réaliser une tranchée à découvert du côté droit de la rive et d'ériger une structure de barrage temporaire.

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

Deuxième étape :

La déviation sera réalisée en créant un canal de 7 mètres de largeur dans la partie droite du support, suivi d'une traversée dans une galerie circulaire de 5 mètres de diamètre. Dans cette configuration, le batardeau atteindra l'élévation de 135,65

. Mise en place du batardeau principal :

Les impératifs économiques recommandent l'utilisation des matériaux provenant des fouilles les plus proches pour la construction des éléments de l'aménagement. Par conséquent, il est plus judicieux de synchroniser l'excavation de l'évacuateur de crues avec le remblayage de la digue du batardeau principal, afin d'éviter une manipulation inutile des déblais. En conséquence, les massifs du batardeau principal seront construits avec des colluvions, tandis que le masque amont (dispositifs d'étanchéité) sera composé d'argile limoneuse disponible en amont du barrage.

a) Phase de réalisation du batardeau principal :

Les matériaux utilisés pour la construction des massifs de confinement seront extraits des fouilles de l'évacuateur de crues. Cependant, l'écran d'étanchéité requiert des matériaux provenant d'une carrière spécialement désignée à cette fin. Les opérations d'exécution suivront la séquence suivante :

1. Enlèvement de la couche de terre végétale.
2. Préparation des tranchées de confinement.
3. Création des voies d'accès et des rampes.
4. Excavation et déplacement de la terre nécessaire.

Après ces étapes, les terres seront placées dans le corps du batardeau en suivant cette séquence :

1. Déchargement des terres dans la zone désignée.
2. Nivellement des terres déchargées.
3. Hydratation des terres jusqu'à atteindre le taux d'humidité optimal.
4. Compactage progressif des terres par strates superposées.

Note : Les strates de remblai doivent être disposées dans la séquence suivante :

1. Massif en aval.
2. Écran d'étanchéité.
3. Massif en amont.

Exécution du massif du batardeau :

Étant donné que les matériaux provenant des excavations de l'évacuateur de crues sont en quantité plus que suffisante pour la construction des massifs du batardeau, nous opterons pour l'utilisation d'un chargeur pour le chargement et de camions à benne pour le transport de ces matériaux.

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

b) Exécution du remblai des massifs :

- Pour le nivellement des terres, un bulldozer sera déployé.
- Pour l'humidification, un camion-citerne d'une capacité de 10 m³ équipé d'une pompe de remplissage et d'un dispositif d'arrosage sera requis.

Le calcul du volume d'eau requis pour l'humidification d'un mètre cube de terre est effectué en suivant la formule ci-dessous : $q = \quad /$

Où :

- W0 : Humidité optimale demandée.
 - Wn : Humidité naturelle de sol.
 - Wp : Déshydratation pendant le transport.
 - Dm : La densité du sol en condition humide.
 - d : Densité de l'eau employée pour l'humidification.
- Le volume total d'humectage : $Q = q.V$

Avec

Vm : volume total des massifs.

- Un compacteur (rouleau à pieds de mouton) :

Pour le compactage de ces matériaux, il est nécessaire d'utiliser un compacteur dont le rendement est :

$$RP = g \cdot n \cdot K \cdot K \cdot m^3/h.$$

Où ;

g : Volume que peut contenir le godet de l'excavatrice.

n : Le nombre de cycles effectués en une heure de travail, $n = 3600/T$

Avec :

T La durée d'un cycle est de 30 secondes.

Kr : Coefficient de la capacité du godet utilisée.

Kt : coefficient d'utilisation du temps.

Kf : coefficient de foisonnement des terres.

VII.3.3 - Percement de la galerie de dérivation :

Habituellement, l'extraction de roches dures se fait au moyen d'explosifs afin de respecter un planning précis et d'éviter des travaux d'excavation longs et complexes. Il est donc avisé d'opter pour cette méthode efficace lors de la création de tunnels souterrains. Toutefois, il est impératif de prendre des mesures de sécurité pour préserver l'intégrité des zones environnantes et minimiser les risques d'accidents imprévus autant que possible.

a) Volume des travaux :

Su=25 m² (section unitaire).

L=265m (longueur de la galerie).

V=6625 m³ (volume des excavations de la galerie).

L'excavation de la galerie de dérivation sera réalisée à partir de l'amont d'une part, et de l'aval d'autre part, dans le but de minimiser au maximum le délai d'exécution de la galerie, étant donné son importance. L'excavation sera effectuée en pleine section pour assurer un travail efficace.

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

Définitions des engins nécessaires :

- d) ▪ Un chargeur a pneus.
- e) ▪ Un camion benne.
- f) ▪ Perforatrice à chenille.
- g) ▪ Ventilateur.

II.3.4 - Percement du puits vertical (La prise d'eau) :

Après l'excavation de la galerie de dérivation, le puits vertical de la prise d'eau sera excavé du haut vers le bas pour créer un puits d'environ (4 m²), destiné à être utilisé comme puits d'évacuation des déblais. L'élargissement du puits débutera du haut et se fera à partir du point d'entrée de l'eau. Les déblais excavés seront déchargés dans la galerie de dérivation à l'aide d'une mini-pelle hydraulique. Ensuite, ces déblais seront chargés et transportés à l'aide d'un chargeur et de camions bennes respectivement.

Matériel mis en place :

- perforatrice.
- mini pelle hydraulique.
- chargeur.
- camions bennes.
- grue portique.

VII.3.5 - Exécution des fouilles à ciel ouvert :

a- fouille de l'évacuateur de crue :

La galerie de dérivation est composée de calcaires recouverts de colluvions. Son excavation sera réalisée à l'aide d'explosifs. Tout d'abord, la roche sera perforée à l'aide de perforatrices à chenilles, puis la dynamite sera introduite dans les trous perforés. Après l'explosion, les roches seront chargées sur des camions à benne à l'aide de chargeurs à pneus et transportées vers les remblais du batardeau en premier lieu, puis vers les dépôts de décharge. Le volume total des excavations est estimé à 81 000 m³.

b- fouille de l'assise du barrage :

En raison de l'hétérogénéité des alluvions constituant la fondation du barrage et afin de garantir sa stabilité sous les conditions sismiques, il est recommandé de retirer les alluvions d'une quantité d'environ 230 000 m³ situés sous la partie centrale du barrage.

Étant donné que l'excavation se fait au-dessous du niveau d'eau souterraine, il est nécessaire de creuser plusieurs fosses sur le lieu d'excavation pour capter les eaux souterraines. Ces eaux seront ensuite évacuées à l'extérieur à l'aide de pompes immergées. Ce processus permettra de maintenir le niveau d'eau souterraine à un niveau gérable pendant l'excavation.

b) Définitions des engins nécessaires :

- Excavateur (pelle hydraulique à chenille).
- Un camion benne.
- Perforatrice à chenille.
- Pompes immergées.

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

VII.3.6 - Exécution de la digue :

Le remblayage des différentes zones de la digue sera réalisé à l'aide des matériaux provenant des zones d'emprunt situées à des distances relativement acceptables du chantier. Ces matériaux doivent satisfaire aux exigences du projet en termes de granulométrie, perméabilité, propriétés, etc. Cela garantira que la digue soit construite avec des matériaux adéquats, répondant aux normes spécifiées dans l'étude du projet.

Pour l'excavation des matériaux, l'utilisation d'une pelle hydraulique en butte est recommandée. La capacité de cette pelle sera estimée en fonction du volume des matériaux nécessaires pour le remblayage et d'autres opérations de construction. Cela garantira une exécution efficace des travaux d'excavation sur le chantier.

Compte tenu du volume considérable de matériaux à extraire, il est plus logique de diviser la carrière en bandes. Cette méthode facilitera son exploitation au fur et à mesure des besoins du chantier. Cette approche permet une gestion plus efficace des ressources et garantit un approvisionnement continu en matériaux pour les travaux de construction.

Définitions des engins nécessaires :

- Pelle a butte
- Camion benne
- Bulldozer

a- Exécution du remblai de la digue :

Avant de commencer le terrassement du remblai, il est prévu de réaliser un remblai d'essai. Cette opération vise à déterminer l'épaisseur des couches à compacter, le nombre de passes nécessaires avec les rouleaux, ainsi que le type de rouleaux à utiliser. Étant donné que la digue est composée de différentes zones, il est impératif de respecter l'ordre prévu pour la mise en place des matériaux respectifs. Cela garantira la stabilité et la qualité du remblai sur l'ensemble de la digue.

Mise en place des terres dans le corps de la digue :

Une fois la fondation de la digue préparée, on entame la mise en place des terres dans le corps de la digue. Cette opération implique l'épandage (régalage) des matériaux du remblai, suivi d'un nivellement, d'une humidification puis d'un compactage jusqu'à obtenir le degré de compactage exigé par le projet. Avant de poser la couche suivante, une scarification de la surface exécutée est prévue. Cela garantit une base solide et homogène pour chaque couche de la digue, assurant ainsi sa stabilité et sa durabilité.

Technologie d'exécution des différentes opérations :

- 1- Déchargement : Les matériaux doivent être déchargés régulièrement en respectant la distance appropriée entre deux déchargements successifs. Cette pratique facilite le régalaie ultérieur des matériaux.

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

- 2- Régalage des terres : Le régalage des terres sera effectué à l'aide d'un bulldozer. Cette étape est cruciale pour assurer une répartition uniforme des matériaux sur la surface de la digue.
- 3- Humectage des terres : L'humectage des terres sera réalisé au moyen d'un camion-citerne. L'ajout d'eau est essentiel pour garantir la bonne cohésion des matériaux lors du compactage.
- 4- Compactage : Le compactage des matériaux sera assuré par un compacteur équipé de rouleaux lisses avec vibration. Cette opération permet de comprimer les matériaux et d'obtenir la densité requise, assurant ainsi la stabilité de la digue.

b- Exécution des travaux de carrier des filtres et drains :

Il est prévu d'utiliser le lit de la rivière comme une zone d'emprunt appropriée pour extraire les matériaux de transition nécessaires. L'extraction de ces matériaux sera effectuée à l'aide d'une pelle rétro hydraulique, qui les chargera dans un camion benne. Ce camion benne sera ensuite responsable de leur transport jusqu'à la centrale de concassage, où ces matériaux seront transformés pour répondre aux exigences granulométriques spécifiques du projet d'étude. Cette méthode permet d'assurer l'approvisionnement continu en matériaux de qualité nécessaire à la construction de la digue.

Matériel nécessaire :

- bulldozer
- pelle hydraulique.
- camion benne.

Mise en place des filtres et drains :

La méthode d'extraction des matériaux du lit de la rivière est similaire à celle utilisée pour les massifs de la digue. La principale différence réside dans le processus de compactage, qui est réalisé à l'aide d'un rouleau lisse sans vibration. Cette approche est choisie spécifiquement pour éviter la ségrégation des matériaux pendant le compactage, assurant ainsi l'homogénéité et la cohésion nécessaires des matériaux dans la construction de la digue.

c- Enrochement de protection des paramètres :

Les matériaux utilisés pour l'enrochement de protection (rip-rap) des parements seront des fragments de roche dure, dense, saine et stable à l'air libre ainsi qu'en milieu aquatique. Ces matériaux seront extraits d'une carrière située à 10 km de l'axe de l'ouvrage. La granulométrie de ces matériaux sera conforme aux limites spécifiées dans le projet, garantissant ainsi leur adéquation pour assurer la stabilité des parements de la digue.

Les enrochements sont simplement déversés par des camions et sont ensuite régalés à l'aide d'une pelle mécanique de manière à assurer un bon arrangement des blocs. Cette opération est répétée au fur et à mesure de la montée du remblai, généralement tous les 3 mètres. Ce processus garantit un agencement adéquat des enrochements, assurant ainsi la solidité et la stabilité des parements de la digue.

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

N.B/ La même pelle mécanique sera utilisée pour le nivellement des talus.

VII.3.7 - Exécution des travaux de bétonnage :

a- Généralités :

Les travaux de bétonnage sont souvent cruciaux lors de la construction d'un barrage, car de nombreux éléments de l'ouvrage nécessitent d'énormes quantités de ce matériau. Il est donc essentiel de définir la composition du béton en fonction de son utilisation et de l'importance de l'ouvrage prévu, en respectant les spécifications du projet. Il est important de noter que seules quelques gâchées d'essai et la réalisation d'éprouvettes permettront d'ajuster au mieux la composition finale du béton en fonction des qualités souhaitées et des matériaux réellement utilisés. Cela garantit la résistance, la durabilité et la qualité du béton utilisé dans la construction du barrage.

Nous nous fixerons au calcul de la composition du béton B40, dont la résistance moyenne est de 300 bars, et ceci à titre d'exemple.

b- Composition du béton :

- Affaissement 7 cm.
- Résistance moyenne spécifiée 300 bars.

On suppose que les granulats sont assez secs mais présentent quand même une certaine humidité et l'on trouve :

- Eaux	140 l
- Ciment classe 325	340 kg/m ³
- Sable 0/5 mm	455 l
- Gravier 5/25 mm	360 l
- Cailloux 20/40 mm	498 l

Mise en place du matériel :

- central à béton
- équipement d'alimentation en ciment
- silos à ciment de 200 t
- chargeur à pneus
- camions citernes à ciment.

La centrale à béton sera installée en conjonction avec l'unité de concassage, à une distance d'environ 2 km de l'axe du barrage en amont, à une altitude de 137 mètres, correspondant à la hauteur du batardeau. Le béton frais, mélangé dans la centrale, sera acheminé jusqu'au chantier le plus éloigné en moins de 30 minutes. Cela implique une capacité de transport maximale de X mètres cubes par heure.

c- L'extraction et la fabrication des granulats pour béton et filtres pour les remblais de la digue :

La centrale de concassage, chargée de produire les agrégats et les filtres, sera installée à une distance de 2 km de l'axe du barrage. Les matériaux provenant du lit de l'oued seront concassés,

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

classifiés et stockés en fonction de leur granulométrie, afin d'assurer qu'ils ne soient pas épuisés pendant les travaux de bétonnage et de remblayage.

Cette méthodologie garantit un approvisionnement continu en matériaux de qualité pour les différentes phases de la construction.

Mise en place du matériel :

- + centrale de concassage
- + pelle hydraulique
- + bulldozer
- + 4-camions benne

VII.4 - Planification :

VII.4.1 - Définition :

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace. Elle consiste en :

- + Installation des postes de travail ;
- + Observations instantanées ;
- + Analyse des tâches ;
- + Le chronométrage ;
- + Établissement des buts et des délégations ;
- + Optimisation des procédures ;
- + Consolidation des positions au travail.

VII.4.2 - Techniques de la planification :

Deux approches principales de planification sont les suivantes :

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

a-1- Définition du réseau

Le réseau constitue une représentation graphique d'un projet, permettant d'indiquer les relations entre les différentes opérations, qu'elles soient successives, simultanées ou convergentes, ainsi que leur durée de réalisation. On distingue généralement deux types de réseaux :

- Réseau à flèches

Dans ce contexte, chaque opération est représentée par une flèche, tandis que la succession des opérations est symbolisée par des nœuds.



L'opération A est planifiée avant l'opération B.

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

- **Réseau à noeuds :**

Dans cette méthode de représentation, chaque opération est symbolisée par un nœud, et la succession des opérations est indiquée par des flèches. L'opération (B) ne peut débiter que si l'opération (A) est entièrement terminée. Dans cette méthode de représentation, chaque opération est symbolisée par un nœud, et la succession des opérations est indiquée par des flèches. L'opération (B) ne peut débiter que si l'opération (A) est entièrement terminée.



a-2- Construction du réseau

Pour construire un réseau, il est nécessaire d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches.
- détermination des tâches antérieures.
- Élaboration des diagrammes partiels.
- Combinaison des diagrammes partiels.
- Identification des activités de démarrage et de clôture du projet.
- Élaboration du réseau.

a-3- Différentes méthodes basées sur le réseau :

Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

Le but de cette méthode consiste à diminuer les durées d'exécution d'un projet en se basant sur trois étapes bien définies :

1ère phase : Le personnel requis pour accomplir la tâche en question ;

2ème phase : Examiner de manière méthodique le réseau, heure après heure et jour après jour, en fonction de l'unité de temps choisie ;

3ème phase : Ajuster le réseau en fonction des conditions ou des exigences établies par l'entreprise.

Method P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical):

Il s'agit d'une technique d'ordonnement des tâches et de contrôle des programmes. Cette méthode implique l'organisation de différentes tâches sous forme de réseau, où leur séquence chronologique et leurs interdépendances contribuent toutes à la réalisation d'un produit fini.

Method P.D.M (Procedure Diagram Method):

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) 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).

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

b) Méthodes basées sur le graphique :

Méthode linéaire (ligne of balance technico)

Cette méthode est spécifiquement conçue pour la planification des projets de construction caractérisés par des travaux répétitifs.

Méthode à barres

Cette technique implique la création de deux réseaux ainsi qu'un diagramme à barres (plan de travail).

VII.4.3 - Les étapes de la planification :

La planification est le processus qui consiste à établir la séquence d'exécution des travaux à réaliser. Elle comprend les étapes suivantes :

- Collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises à travers des études comparatives permet une utilisation précise du plan de réalisation de notre projet.

- Décomposition du projet

C'est une étape cruciale, car chaque projet peut être analysé de plusieurs façons différentes. Nous attribuons à chaque tâche un responsable ainsi que les ressources matérielles nécessaires.

- Relations entre les tâches

Il existe deux relations fondamentales entre les tâches lors de la réalisation d'un projet l'une se base sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

- Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul dépend principalement du type d'ouvrage à construire. Dans les cas où les opérations se succèdent, comme dans notre situation, il est préférable d'opter pour la méthode C.P.M (Critical Path Method).

Les paramètres de la méthode C.P.M :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MI

Les éléments essentiels lors de l'application de cette méthode comprennent les paramètres suivants :

Avec :

TR : temps de réalisation ;

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

DCP : Date de début la plus précoce ;

DCPP : Date de début la plus tardive ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard

MT : marge totale.

Et :

$DFP = DCP + TR$

$DCPP = DFPP + TR$

➤ **Chemin critique (C.C)**

Il s'agit du chemin critique, une séquence d'opérations où la marge totale est nulle (0), déterminant ainsi la durée totale du projet (DTR).

Afin de déterminer le chemin critique, il est nécessaire de vérifier la double condition suivante :

$$\begin{aligned} & MT = 0 \\ \text{C.C} \Leftrightarrow & \Sigma TR_{cc} = D.T.P \end{aligned}$$

➤ **Attribution des durées de chaque opération**

Pour déterminer les durées, il est essentiel de s'appuyer sur deux principes fondamentaux :

- L'effectif des ressources (comprenant les effectifs humains et les équipements) ;
Dimensions du projet.
- En suivant les normes C.N.A.T (Comité National Algérien des Transports).

VII.4.4 - Les plannings :

Il existe trois catégories de plan de travail :

a) Plan de travail au plus tôt :

Toutes les tâches débutent dès que possible dans ce type de planification, ce qui est choisi par les entreprises riches en ressources travaillant sur plusieurs chantiers simultanément.

b) Plan de travail au plus tard (PTPP) :

Dans ce type de planification, toutes les tâches débutent à leur date limite, sans retard. Les entreprises choisissent cette méthode lorsque leurs ressources sont limitées, car elle est plus économique.

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

c) Plan de travail intermédiaire :

Dans ce mode de planification, les tâches débutent à une date intermédiaire entre la date la plus précoce et la date la plus tardive. Les entreprises adoptent cette méthode lorsqu'elles disposent de ressources abondantes et travaillent sur un seul chantier (moyens optimaux).

Délai de construction et programme des travaux

L'achèvement de l'ouvrage dans les délais dépend d'une planification minutieuse de chaque opération, en tenant compte de la possibilité d'exécuter certaines tâches simultanément. Une exécution efficace des travaux implique une gestion judicieuse de la main-d'œuvre et des équipements mécaniques, en respectant plusieurs exigences, telles que :

- Séquencer les opérations de manière appropriée, assurant une progression cohérente du travail.
- Respecter les délais impartis pour chaque opération ;
- Réaliser le travail de la manière la plus économique possible.

Cette optimisation des travaux repose sur diverses conditions, notamment la maximisation de la mécanisation des tâches, la disponibilité d'équipements de construction hautement performants exploités par un personnel qualifié, la bonne condition des routes utilisées pour le transport des matériaux, ainsi que la coordination temporelle de différentes tâches sur plusieurs fronts, sans compromettre leur réalisation efficace.

VII.4.5 - Matériel et personnel nécessaire :

1- Matériel nécessaire :

L'utilisation des divers engins sur le chantier peut se faire de manière simultanée dans certains cas, tandis que dans d'autres situations, leur utilisation peut varier d'une opération à une autre, en fonction du planning d'exécution des travaux. Cette flexibilité dans l'affectation des engins permet une meilleure adaptation aux besoins spécifiques de chaque étape du chantier.

Ci-joint liste du matériel nécessaire à cette opération :

- bulldozer
- chargeur (à pneus et à chenilles)
- camion benne
- perforatrice
- pelle hydraulique
- pompe immergée
- camion-citerne
- compacteur lisse
- grue à portique
- camion malaxeur
- foreuse rotative

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER



Le chargeur



Bulldozer



Camion malaxeur



Pelle hydraulique

2- Personnel nécessaire :

L'effectif du personnel requis sur le chantier peut varier d'une période à une autre. Pendant les périodes critiques, le chantier peut nécessiter un effectif maximal, tandis que lors de certaines phases, un nombre important de travailleurs peut ne plus être nécessaire. Cette fluctuation de l'effectif s'adapte aux exigences spécifiques de chaque étape du chantier.

VII.5 Primavera systems, inc. Présentation :

Le logiciel Primavera Systems, Inc offre la possibilité de créer un plan de travail pour un projet, en structurant les tâches et les échéances selon le SDP (Structure de Découpage du Projet). Les membres de l'équipe peuvent enregistrer leurs heures de travail et l'avancement des tâches qui leur sont assignées directement dans le système. Cela permet d'avoir une vue d'ensemble rapide sur l'état d'avancement du projet par rapport au plan initial. Il est également possible d'importer des données depuis MS Project.

Le gestionnaire de points en cours de traitement permet de gérer les modifications et les rapports d'erreur pendant le déroulement du projet. Ainsi, rien n'est oublié, et chaque tâche peut être suivie jusqu'à son achèvement. Primavera est largement utilisé sur les grands chantiers internationaux, devenant une référence dans le domaine. Le logiciel privilégie les fonctionnalités qui apportent une valeur ajoutée à l'utilisateur.

De plus, Primavera élargit son champ d'application en proposant Primavera Prospective, un outil adapté à la gestion par projets dans les organisations matricielles Projet / métier. Cela permet à l'entreprise de disposer d'un outil de contrôle flexible et puissant.

Aussi appelé P3, ce logiciel est le fer de lance de la gamme primavera.

Ses fonctionnalités les plus caractéristiques sont :

- Fonctionne sur une base de données
- Véritable Multi projets
- Multi utilisateurs au niveau projet
- Organisation du planning sur dictionnaires
- Comparaison planning initial
- Ressources à affectation variable et disponibilité variable

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

VII.5.1 PRÉSENTATION DE QUALITÉ DE VOS PLANS DE PROJETS

-Personnaliser les bordures de plan avec des en-têtes et pieds de page, incluant vos logos et références.

- Montrer uniquement les parties pertinentes du plan en affichant ou non les différents Éléments du diagramme à barres, tel que la marge, le chemin critique, les congés, les liaisons, Etc.

- Souligner l'information importante en ajoutant des annotations telles que du texte, des images, et des couleurs

- Contrôler totalement vos impressions.

II.6.6 Planification :

Définition :

Cette approche implique de rechercher en permanence la manière la plus efficace et économique d'utiliser la main-d'œuvre et d'autres ressources disponibles pour garantir l'efficacité de l'action à entreprendre.

-Installation des postes de travail ;

-Observations instantanées ;

-Analyse des tâches ;

-Définition des objectifs et des attributions ;

-Simplification des méthodes ;

-Stabilisation des postes de travail.

Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification, à savoir :

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

Délai de construction et programme des travaux :

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en prenant en considération la durée de réalisation de chaque opération qui le compose, sachant que certaines opérations peuvent être effectuées simultanément. La réussite de ces travaux repose sur une planification minutieuse de chaque tâche.

L'organisation du travail selon une séquence correcte implique une bonne succession des opérations.

Il est essentiel de respecter les délais de réalisation prévus pour chaque opération.

L'objectif est de réaliser le travail de la manière la plus économique possible.

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

Par conséquent, l'optimisation des travaux dépend de plusieurs conditions essentielles, notamment la maximisation de la mécanisation des tâches, la disponibilité d'équipements de construction performants gérés par une main-d'œuvre qualifiée, l'état satisfaisant du réseau routier utilisé pour les opérations de transport, et la synchronisation efficace de diverses activités sur plusieurs fronts sans compromettre leur qualité d'exécution.

Symboles des différentes opérations :

Tableau 78 : Symboles des opérations

Travaux routiers	A	2
Installation de chantier	B	1
Pré batardeau	C	1
Tunnel de dérivation	D	2
Batardeau	E	2
Excavation du barrage	F	3
Recharges du barrage	G	9
Excavation de l'évacuateur de crue	H	2
Construction de l'évacuateur de crue	I	5
Bassin d'amortissement d'E.C	J	1
Puits des vanes	K	1
Embouchure vidange	L	1
Prise d'eau et conduit	M	2
Travaux de finition	N	2

II.6.7 Détermination du chemin critique :

Il s'agit du trajet qui détermine la durée totale du projet (DTR) en reliant les activités ayant une marge totale nulle (0).

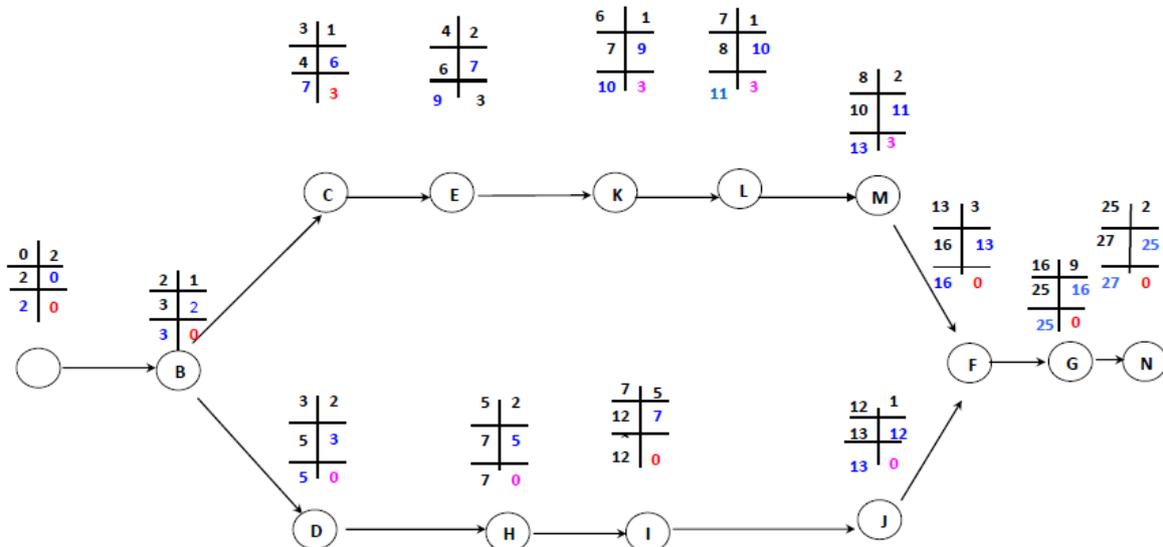
Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

Tableau 78 : Durée des opérations

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	2	0	2	0	2	0
B	1	2	3	2	3	0
C	1	3	4	6	7	3
D	2	3	5	3	5	0
E	2	4	6	7	9	3
F	3	13	16	13	16	0
G	9	16	25	16	25	0
H	2	5	7	5	7	0
I	5	7	12	7	12	0
J	1	12	13	12	13	0
K	1	6	7	9	10	3
L	1	7	8	10	11	3
M	2	8	10	11	13	3
N	2	25	27	25	27	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation est **27** mois.



CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

TRAVAUX	CALENDRIER											
	1 ^{ère} année				2 ^{ème} année				3 ^{ème} année			
	T1	T2	T3	T4	T1	T2	T3	T4	T1	T2	T3	T4
Travaux routiers	2											
Installation de chantier		1										
Pré batardeau			1									
Tunnel de dérivation		1	1									
Batardeau				3								
Excavation du barrage					3							
Recharges du barrage						9						
Excavation de l'évacuateur de crue		2										
Construction de l'évacuateur de crue			5									
Bassin d'amortissement de E.C					1							
Puits des vannes			1									
Embouchure vidange				1								
Prise d'eau et conduite					3							
Travaux de finition									2			

Conclusion :

L'organisation du barrage de TARZOUT implique la détermination et la coordination des moyens nécessaires pour mener à bien les travaux de construction dans les meilleures conditions. Malgré les défis rencontrés, nous avons tenté de couvrir tous les aspects liés à l'organisation du chantier. Une attention particulière a été accordée à l'organisation de la construction, visant à éliminer les temps morts, à garantir une qualité constante, et à maintenir un rythme de travail homogène pour toutes les opérations et sur tous les points du chantier.

Le planning de construction du barrage est représenté par un diagramme à barres. Voici quelques remarques complémentaires pour une explication plus précise :

1. Certains travaux préparatoires doivent être réalisés avant le début de la construction du barrage. Cela inclut la construction des routes d'accès vers le site de construction, les zones d'emprunt, la cité de l'Entrepreneur et du Maître de l'Ouvrage, ainsi que les batardeaux de la 1ère Phase de contrôle de l'oued. La réalisation de ces travaux préparatoires nécessitera 1 an.
2. La durée de construction proprement dite du barrage est également indiquée dans le planning.
3. Il est important de noter que cette durée est à considérer comme un maximum absolu. Dans certaines circonstances, en particulier lors de la construction du barrage en terre, des techniques laborieuses pourraient être utilisées en renonçant partiellement à l'utilisation de gros engins, afin de favoriser l'emploi local.
4. Pour garantir le réalisme du programme et sa cohérence générale, le planning indique les cadences moyennes des travaux de génie civil.

Ce planning détaillé permettra une coordination efficace des différentes étapes du projet, assurant ainsi la progression régulière des travaux tout en maintenant des normes élevées de qualité et d'efficacité.

CHAPITRE VIII
PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

Introduction :

Il est crucial de réduire la fréquence et la gravité des accidents de chantier, car ils ont un impact financier, productif et humain majeur. Bien qu'il existe des dispositifs de consignes et de règlements de sécurité, leur efficacité peut être contestée, mais résoudre ce problème demeure difficile.

VIII.1 Comité de sécurité :

L'agent de sécurité effectue des patrouilles régulières sur le chantier et communique les résultats lors des réunions dédiées à cet effet.

VIII.2 Instructions structurelles sur la sécurité :

VIII.2.1 Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier :

Tout individu, qu'il soit Algérien ou expatrié, travaillant ou accédant au site, doit être informé des règles de sécurité du chantier afin de garantir le respect des consignes de sécurité.

VIII.2.2 Instructions à donner au Chef d'équipe :

Le Chef d'équipe vérifie régulièrement la mise en place des mesures préventives contre les accidents.

- Réunion matinale en matière de sécurité :

Le contremaître de chaque poste organise chaque matin une réunion pour expliquer en détail les travaux à exécuter, en mettant l'accent sur les instructions de sécurité.

- Mise en ordre du chantier :

L'effectif de chaque poste s'engage à effectuer le nettoyage du chantier une fois par mois, à une date préalablement fixée.

VIII.3 Contrôle et entretien du matériel :

Les engins ne peuvent être utilisés sur le site qu'avec le bon de mise en service délivré après le contrôle mécanique. Ils doivent également passer un contrôle journalier dont les résultats sont enregistrés dans le rapport quotidien. Les engins doivent également subir un contrôle périodique, dont les résultats sont consignés dans le carnet d'entretien. Toutes les installations, dispositifs, matériels et engins mis à la disposition des travailleurs doivent avoir une résistance suffisante pour supporter les charges et les efforts auxquels ils sont soumis. De plus, la stabilité des installations et des engins sur les chantiers doit être assurée de manière efficace pour garantir la sécurité des travailleurs exposés à divers risques.

VIII.4 Organisation du service de la sécurité d'ouvrage :

a) Etudes :

- Engagement au sein du Comité d'hygiène et de sécurité.
- Évaluation des postes de travail par le biais d'une "Étude Sécurité".
- Présentation des idées et suggestions émises par le personnel.
- Compilation et analyse des statistiques, suivies d'explications.
- Relations avec les autorités administratives.

b) Exécution :

- Respect des prescriptions légales concernant l'hygiène et la sécurité (conformément au code du travail).
- Mise en œuvre concrète des recommandations et des analyses.

c) Contrôle :

- Investigations à la suite d'incidents.
- Examens des équipements.
- Visites régulières effectuées par des organismes compétents.
- Vérifications éventuelles des véhicules de transport des employés.

d) Animation :

- Prévention des incendies et des accidents liés aux déplacements.
- Dispositifs de secours.
- Formation spécifique destinée à certains métiers.

VIII.6 Causes des accidents de travail :

L'analyse des accidents les plus fréquents révèle des causes à la fois humaines et techniques, impliquant à la fois des erreurs humaines et des défaillances industrielles. Cela souligne l'importance de mettre en place des mesures de sécurité robustes et une formation adéquate pour prévenir ces incidents.

a) Causes humaines :

Ces causes peuvent être :

1. L'insouciance des employés.
2. La sensation de fatigue.
3. Les moments d'inattention.
4. Les mouvements préjudiciables.
5. Incapacité mentale ou physique.
6. Opter pour la voie de moindre résistance.

b) Causes techniques :

1. Des conditions de travail défavorables.
2. Le matériel encombrant sur les chantiers et son mauvais entreposage.
3. Un éclairage insuffisant.

VIII.7.1 Risques potentiels sur le site de construction :

1. Absence de protection ou protection inadéquate.
2. Matériel, engins, et équipements en mauvais état.
3. Matériaux défectueux et stockage inapproprié.
4. Absence de dispositifs de protection individuelle.
5. Défauts de construction.
6. Éclairage insuffisant ou défectueux.
7. Environnement inapproprié.
8. Conditions climatiques adverses.

VIII.7.2 Comportements à risque :

1. Intervenir sans prendre de mesures de sécurité sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
2. Intervenir sans prendre de précautions sur des machines en cours de fonctionnement.
3. Agir sans préavis ni autorisation.
4. Omettre d'utiliser l'équipement de protection individuelle.
5. Comportement imprudent pendant le travail.
6. Travailler à un rythme inapproprié.

VIII.7.3 Mesures préventives :

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

1. Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
2. Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
3. Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
4. Les abris doivent être airés et chauffés.

CHAPITRE VIII : PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

Remarque :

Effectivement, dans le cas où la galerie n'est pas visitable, il n'est pas nécessaire de calculer le débit d'air ni l'éclairage à l'intérieur de celle-ci, car ces aspects sont généralement pris en compte pour les espaces accessibles aux travailleurs ou aux visiteurs. Cependant, il est essentiel de s'assurer que la ventilation et l'éclairage des zones environnantes sont adéquats pour garantir la sécurité et le bien-être des travailleurs impliqués dans les activités liées à la galerie.

Conclusion :

Exactement, la sécurité au travail est cruciale pour garantir le bon fonctionnement des travaux et pour prévenir tout incident ou accident sur le chantier. Une approche claire et simple de la sécurité permet de prévenir les difficultés potentielles, d'assurer la continuité des travaux, et de réaliser des économies en évitant les coûts associés aux accidents du travail et aux dommages matériels. C'est pourquoi il est essentiel de mettre en place des mesures de sécurité robustes et de sensibiliser tous les travailleurs aux protocoles de sécurité.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

À la fin de cette étude, il est essentiel de souligner une fois de plus l'importance d'examiner toutes les variantes envisageables pour un site de barrage, en tenant compte de diverses considérations techniques et économiques. Cette approche permet à l'ingénieur de sélectionner de manière rationnelle la variante la plus appropriée, répondant éventuellement aux exigences du projet.

De plus, ce travail nous a permis de mettre en pratique nos connaissances préalablement acquises, notamment dans l'estimation du volume des travaux, la prévision des crues du projet et du chantier, la conception détaillée de l'ouvrage, ainsi que les calculs d'infiltration et de stabilité. Nous avons également abordé le volet de la protection et de la sécurité sur le chantier, cherchant à circonscrire totalement, ou du moins à réduire de manière significative, la fréquence élevée des accidents pendant le travail.

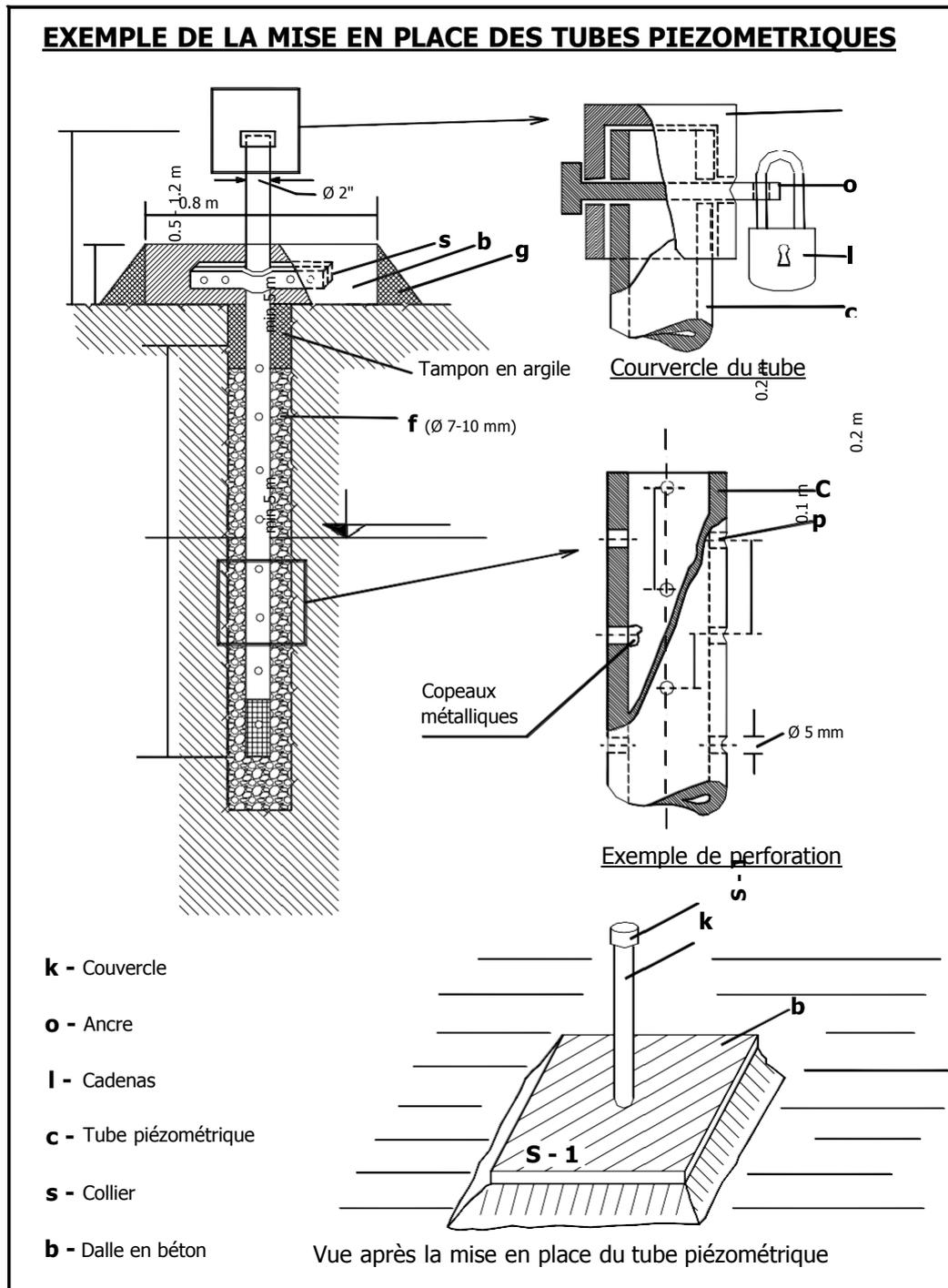
En conclusion, suite à des études technico-économiques approfondies, nous optons pour la variante de la digue en enrochements avec un noyau central argileux pour le barrage de TARZOUT, assurant ainsi l'étanchéité de l'ouvrage

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

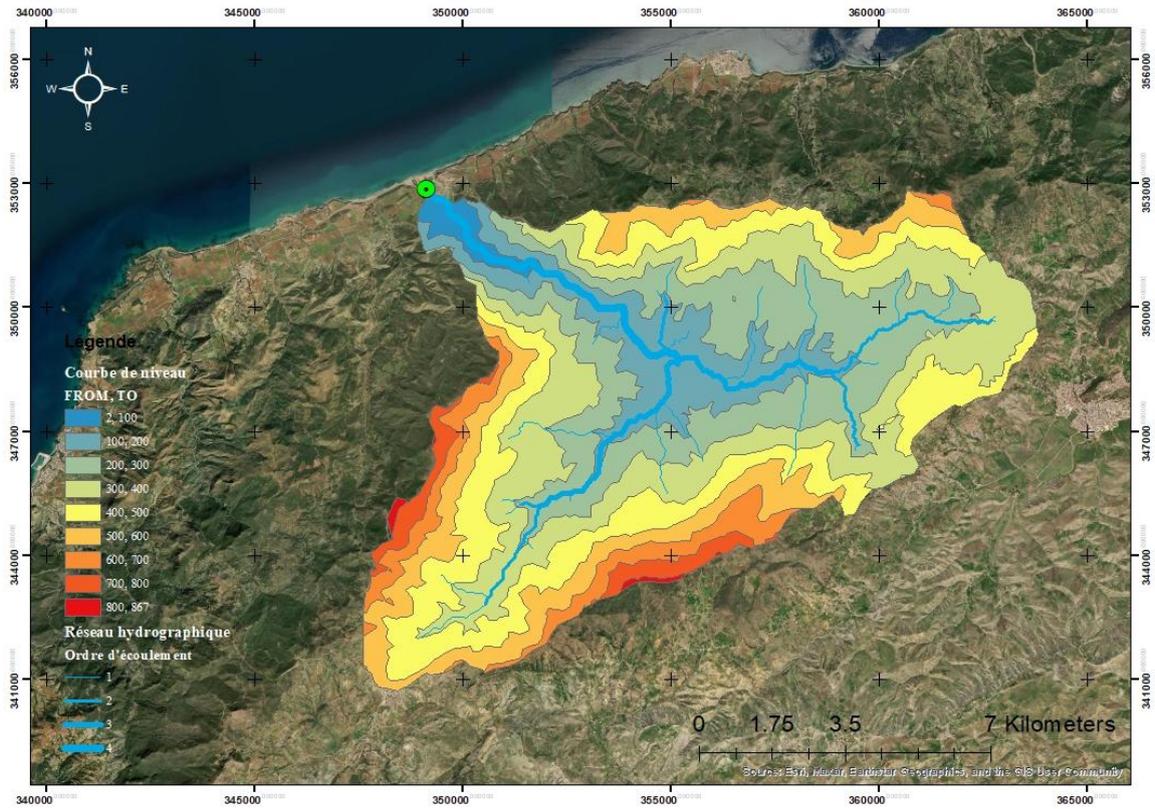
1. ARMANDO LENCASTRE. (2002) : Hydraulique générale.
2. BELOKONEV, E. (1981) : BARRAGE EN MATERIAUX LOCAUX.
3. CFGB : Barrages et développement durable en France. MEDD. France.
Septembre 2003
4. CIGB, (1994) : Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95.
5. CIGB, (1986) : Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 53.
6. DUNGLAS, M. Cours d'ouvrage d'art, Les barrage (1er et 2eme partie)
7. GAUTHIER, VILLARS. (1953) : Les barrages en terre compactée, Pratique Américaines.
8. GERARD DEGOUTTE (1997) : Petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemegref France.
9. HASSANE, M (1998) : Formulaire de calcul des aménagements. ENSH Blida.
10. Michel CARLIER (1972) : Hydraulique générale et appliquée. Edition Eyrolles. Paris.
11. Ouvrage hydrotechniques méarents du projecteur (en russe) Moscou STROÏZDAT 1983
12. TOUAIBIA, B et B. BENLAOUKLI. (2004) : introduction au dimensionnement des retenus collinaires. ENSH Blida.
13. Techniques des barrages en aménagement rural.
14. TOUAIBIA, B (2004) : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.
15. VOLKOV, V (1986) : GUIDE DE LA THESE DE FIN D'ETUDE. ENSH Blida.

ANNEXES

ANNEXE 1 : Exemple de la mise en place des tubes piézométriques.

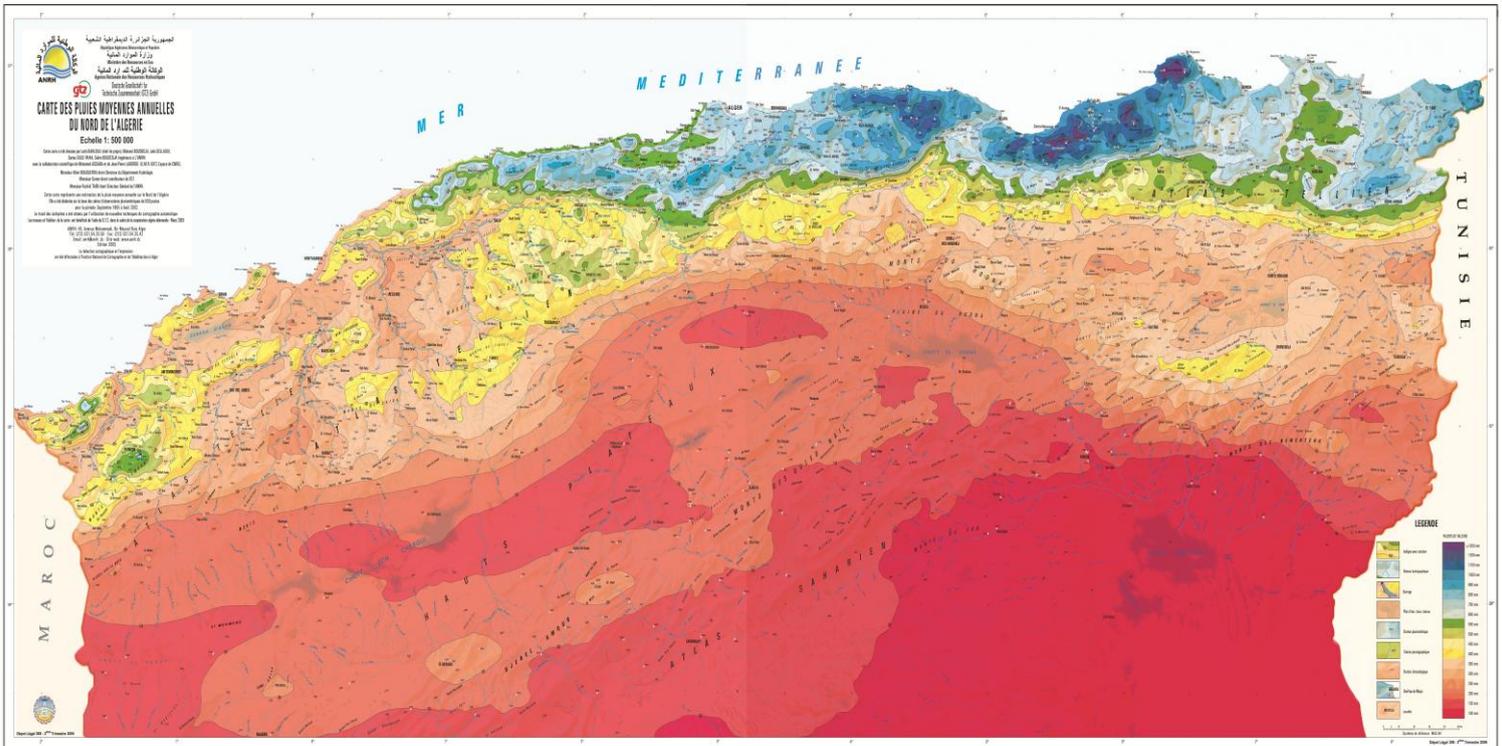


ANNEXE 2 : Carte illustrant la situation de l'Oued Tarzoult, avec la délimitation du bassin versant



ANNEXE 4 : Localisation des stations pluviométriques

CARTE DES PLUIES MOYENNES ANNUELLES DU NORD DE L'ALGERIE



Annexe N°5 : Pluies mensuelles et moyennes annuelles (mm).

Année	Sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuelle
1953/54	11,5	126,4	6,3	46,8	125,2	178,0	77,5	288,4	16,5	7,6	0,0	0,0	884,2
1954/55	0,0	23,1	27,1	69,7	259,1	88,5	80,0	76,3	0,0	33,6	8,5	2,5	493,8
1955/56	0,0	42,8	30,8	53,5	99,7	215,0	20,3	3,5	3,5	0,0	0,0	0,0	469,1
1956/57	11,5	70,6	46,4	37,7	65,2	0,0	36,3	83,4	23,7	25,4	0,0	0,0	400,2
1957/58	5,0	106,5	186,0	205,5	210,5	32,0	33,33	86,33	0,5	6,0	2,5	0,0	861,06
1958/59	0,0	123,5	196,5	89,0	43,5	87,8	42,33	30,33	85,0	28,5	0,0	1,0	697,06
1959/60	66,5	83,5	106,4	83,0	83,0	42,0	59,33	42,33	30,0	3,5	0,3	0,3	554,86
1960/61	9,0	5,5	15,0	124,5	202,0	0,0	22,83	48,83	2,5	28,0	3,0	0,5	400,06
1961/62	2,0	36,5	105,3	34,0	54,0	212,0	114,83	63,33	14,2	53,5	0,0	0,0	654,86
1962/63	0,0	8,0	151,0	71,8	83,0	141,5	37,33	34,33	81,0	10,5	0,5	0,0	575,86
1963/64	27,1	16,0	47,0	249,4	96,2	74,4	81,23	119,93	0,2	14,8	0,0	0,4	696,26
1964/65	0,0	79,6	45,7	109,5	173,0	60,6	41,63	102,63	0,2	13,5	0,0	0,0	584,06
1965/66	3,2	54,7	32,3	55,6	27,0	0,2	71,03	58,93	80,7	4,7	0,0	0,0	318,06
1966/67	28,2	130,1	81,1	12,9	32,9	72,6	25,03	237,03	13,5	33,2	0,0	3,4	632,86
1967/68	9,7	96,4	87,7	297,5	11,6	69,3	81,53	61,73	139,3	0,2	0,0	0,0	839,66
1968/69	4,0	0,0	58,6	123,9	49,2	56,9	60,03	100,33	35,0	23,1	0,0	0,0	455,26
1969/70	26,8	323,0	41,5	179,2	76,5	1,0	66,73	72,53	33,7	5,0	0,0	0,0	860,76
1970/71	3,0	121,3	0,0	130,6	188,3	15,6	105,43	61,73	115,7	3,5	4,3	0,0	545,96
1971/72	48,5	48,0	177,5	110,2	220,2	96,5	220,33	102,83	103,0	17,3	0,0	0,2	881,56
1972/73	173,7	94,0	28,2	86,5	137,5	111,0	88,33	28,83	0,0	27,5	2,0	1,0	596,46
1973/74	90,4	50,8	9,4	191,4	12,6	123,4	185,7	126,9	0,3	6,8	0,0	0,0	797,7
1974/75	30,4	149,6	39,3	1,1	32,8	26,6	162,7	46,0	33,5	4,3	0,0	5,5	531,8
1975/76	1,4	1,8	167,2	65,9	58,5	211,9	11,0	81,3	55,7	8,4	0,0	2,5	665,6
1976/77	12,5	109,3	28,0	49,0	73,3	3,3	28,7	21,6	89,7	0,0	0,0	1,9	417,3
1977/78	11,7	8,3	114,2	49,9	67,9	17,5	46,7	89,3	35,8	0,0	0,0	0,0	441,3
1978/79	0,0	209,5	65,3	52,0	30,4	236,7	122,7	54,7	4,3	0,0	0,0	0,0	471,9
1979/80	86,6	22,9	53,4	128,3	111,4	44,1	73,9	19,5	18,5	0,0	0,0	0,0	558,6
1980/81	6,0	14,0	19,0	244,7	46,5	73,4	46,2	89,1	10,0	6,5	0,0	1,5	579,3
1981/82	5,5	0,0	0,0	39,0	39,5	82,5	27,0	18,0	21,5	0,0	0,5	0,4	385,2

1982/83	22,7	65,7	146,4	79,4	0,0	89,6	18,5	3,3	2,3	0,0	0,0	13,0	494,5
1983/84	0,0	4,7	64,2	55,6	59,4	49,4	39,7	8,5	103,6	5,1	0,0	0,4	433,6
1984/85	6,3	64,3	16,0	88,4	76,1	20,2	129,8	18,7	77,8	0,0	0,0	0,0	584,9
1985/86	2,2	69,4	119,3	58,2	84,1	63,8	88,5	11,2	1,0	1,9	11,3	0,0	523,4
1986/87	48,1	28,9	100,1	111,8	27,5	249,4	14,4	2,7	20,2	2,7	0,0	5,1	610,9
1987/88	0,0	8,4	56,7	53,9	125,8	22,4	53,8	25,5	77,2	5,4	0,0	0,0	429,1
1988/89	21,3	9,6	64,4	231,6	10,0	12,7	130,5	71,7	0,4	26,7	0,0	0,0	578,9
1989/90	13,9	2,7	40,9	23,0	35,6	0,0	41,0	25,0	51,1	0,0	0,0	0,0	233,2
1990/91	0,0	112,8	73,3	100,4	93,7	106,6	147,9	14,4	29,2	29,0	0,0	0,0	707,3
1991/92	0,0	110,0	79,7	14,2	143,5	26,8	136,9	47,3	31,7	30,7	5,9	0,0	626,7
1992/93	0,0	51,8	53,0	62,7	10,5	69,9	11,7	58,2	23,4	0,0	0,0	0,4	341,6
1993/94	13,6	28,0	29,5	18,8	41,2	81,0	3,8	33,8	13,0	0,0	0,0	0,0	262,7
1994/95	30,7	70,3	24,7	47,9	82,2	52,7	100,6	12,9	0,0	1,7	0,0	26,5	450,2
1995/96	57,2	2,4	43,9	23,7	44,9	106,1	64,2	73,6	31,0	0,0	14,9	0,0	461,9
1996/97	25,5	16,1	11,7	33,9	41,6	12,2	0,0	150,2	6,9	0,0	0,0	11,7	309,8
1997/98	31,2	50,6	127,3	46,0	14,7	35,1	29,1	57,6	69,3	0,0	0,0	2,2	463,1
1998/99	12,3	29,0	26,5	24,7	199,5	91,5	56,5	3,2	0,0	0,0	0,0	0,0	443,2
1999/00	30,6	15,4	94,8	260,2	28,1	0,0	7,3	19,3	27,7	0,0	0,0	0,0	483,4
2000/01	37,5	137,9	60,4	25,1	65,9	33,0	0,0	25,5	17,8	0,0	0,0	0,0	403,1
2001/02	6,2	0,0	296,5	30,6	37,5	2,2	62,9	39,4	42,3	0,0	0,0	0,0	517,6
2002/03	0	15,6	71,4	12,4	117,6	61,4	13,4	40,1	30,7	0	0	0	362,6
2003/04	0	29,9	66	60,8	32,4	58,6	37,2	34,2	24,6	7,8	0	0	351,5
2004/05	0	31,7	63,3	105,5	7,6	133,3	38,3	1,2	0	0	0	0	380,9
2005/06	48,1	24,9	99,9	136,2	126,4	110,8	8,8	6,4	131,8	18,6	0	0	711,9
2006/07	11,6	0	3,2	188	19,5	50,1	72,2	129	8,4	0	0	0	482
2007/08	28,3	75,4	213,9	23,2	14,4	33,2	55,8	10,6	48,5	16,5	8,5	0	528,3
2008/09	12,3	12,9	186,5	110,6		15,8	56,6	52,9	3,4	0	0	0	451
2009/10	25,2	0	27,5	118,8	42	82,8	49,3	29,1	27,5	13,3	0	53,5	469
Moyenne	19,6	44,0	60,7	76,1	68,9	73,5	60,4	54,7	23,9	5,9	1,1	2,5	532,4

Source : A.N.R.H

Annexe N°6 : Pluies maximales journalières (mm).

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	Juin	juil	aout	annuelle
1953/54	11,5	39,8	3,6	15,7	48,5	108,9	21,5	96,8	8,7	7,6	0	0	108,9
1954/55	0	17,5	17,2	27	115,3	31,5	20,7	28,3	0	6,8	8,5	2,5	115,3
1955/56	0	13,3	19,1	19,4	21,6	52,7	11,8	3,5	3,5	0	0	0	52,7
1956/57	11,5	20	20,1	10	23	0	26,7	22,5	11,4	22,1	0	0	26,7
1957/58	3,5	17,5	17,2	27	115,3	31,5	20,7	28,3	0	4	0	0	115,3
1958/59	1,4	1,8	29,3	40,8	21,2	79,9	7,2	43,5	18	4	0	0	79,9
1959/60	44	40,2	2,8	62	5,1	25,3	115,9	30,2	0,3	6,8	0	0	115,9
1960/61	24,4	36,2	17,7	1,1	12,6	15,8	36,9	15,1	18,1	2	0	0	36,9
1961/62	1,4	1,8	29,3	40,8	21,2	79,9	7,2	43,5	18	4	0	0	79,9
1962/63	5	21,8	12,4	14,9	29,6	2,5	14,4	21,6	34,4	0	0,3	0	34,4
1963/64	11,7	4,5	41	24,8	27,2	4,1	13,2	47,9	17,6	0	0	0	27,2
1964/65	14	56,3	41,5	54,2	10,7	63,5	59,6	26,7	2,5	0	0	5,5	59,6
1965/66	44,1	5,4	13,8	69	31,5	17	38,5	7	14,5	0	0	2,5	69
1966/67	11,7	4,5	41	152,5	33,5	38	17,5	24,4	6,5	9	0	0	152,5
1967/68	9	11	33	55	5,1	25,3	119	21	0,4	11,2	0,3	0	119
1968/69	44,1	0	15,2	6,5	2,7	5,3	9,7	40	18	5	0	0	44,1
1969/70	0	40,2	2,8	62	5,1	25,3	115,9	30,2	0,3	6,8	0	0	115,9
1970/71	1,4	1,8	29,3	40,8	21,2	65	7,2	1,4	2	3	0	0	65
1971/72	24,4	36,2	17,7	1,1	12,6	15,8	66	19	5	3	0	0	66
1972/73	27	28	16	40,8	21,2	77	7,2	21	0,4	11,2	0,3	0	77
1973/74	44	40,2	2,8	62	5,1	25,3	115,9	30,2	0,3	6,8	0	0	115,9
1974/75	24,4	36,2	17,7	1,1	12,6	15,8	36,9	15,1	18,1	2	0	5,5	36,9
1975/76	1,4	1,8	29,3	40,8	21,2	79,9	7,2	43,5	18	4	0	2,5	79,9
1976/77	5	21,8	12,4	14,9	29,6	2,5	14,4	21,6	34,4	0	0	1,9	34,4
1977/78	11,7	4,5	41	24,8	27,2	4,1	13,2	47,9	17,6	0	0	0	47,9
1978/79	22	56,3	41,5	54,2	10,7	63,5	59,6	26,7	2,5	0	0	0	59,6
1979/80	44,1	5,4	13,8	54,2	31,5	17	38,5	7	14,5	0	0	0	54,2
1980/81	11,7	4,5	41	152,5	33,5	38	17,5	24,4	6,5	0	0	0	152,5
1981/82	3	0	0	29,5	11	24	11	10,5	9	0	0	0	29,5

1982/83	0	5,1	33,9	36,3	42,7	8,9	8	1,8	2,3	0	0	11,5	42,7
1983/84	0	3,1	31	27,3	31,3	36,9	4,8	12,7	21,7	1	0	0	36,9
1984/85	17,7	50	16	36,9	4,8	12,7	21,7	0	44	4,8	0	0	44
1985/86	13,9	37	41,3	56	106,3	93,6	17,9	9,9	106,3	106,3	99,6	99,6	106,3
1986/87	24,7	7,5	47	35,4	12,9	85,6	9,2	2,7	13,6	1,4	0	3,7	85,6
1987/88	0	5,1	33,9	36,3	42,7	8,9	50,3	12	61,4	4	0	0	61,4
1988/89	17,7	6,2	43,6	122	5,5	7,2	92,1	28,8	0,4	26,7	0	0	122
1989/90	13,9	2,7	15,9	10,6	10,7	0	20,7	12,7	36,2	0	0	0	36,2
1990/91	0	45,6	37,5	36,8	37,1	18,3	59,9	8,1	26,2	26,5	0	0	59,9
1991/92	0	64,3	36,6	6,3	49,8	17,5	45,4	24,9	22,6	22,5	5,9	0	64,3
1992/93	0	20,3	26	20,8	10,1	36,9	4,8	12,7	21,7	0	0	0,4	36,9
1993/94	7,5	10,2	9,1	14,4	16,7	29	3,8	9,8	11,8	0	0	0	29
1994/95	20,5	27,9	20,7	29,6	15,8	27	37,9	6,5	0	1,6	0	25,5	37,9
1995/96	31,4	2,4	31,8	12,3	9,1	17,7	19,8	20,9	21,3	0	14,9	0	31,8
1996/97	25,5	11,2	5,2	11	15,8	7,3	0	69,2	2,4	0	0	6,9	69,2
1997/98	17,4	32,6	25	14,9	6,4	10,2	23,1	30,2	23,7	0	0	2,2	32,6
1998/99	9,8	24,6	8	6	98	24	24,4	3,2	0	0	0	0	98
1999/00	24,2	9,8	19,8	86,2	12,4	0	5,9	4,7	26,3	0	0	0	86,2
2000/01	22,8	24,6	27,9	12	15,2	14,1	0	10,9	6,5	0	0	0	27,9
2001/02	3,2	0	166,5	12,8	24,8	2,2	19,3	16,4	30,8	0	0	0	166,5
2002/03	0	10,5	50,4	6,6	29,2	14,7	7,1	14,1	23,7	0	0	0	50,4
2003/04	0	18,1	22,6	22,8	13,6	23,1	25,3	12,3	23	5,4	0	0	25,3
2004/05	0	19,6	28,5	29,3	6,5	40	12,6	0,8	0	0	0	0	40
2005/06	10	10	23,8	33,8	55,8	39,9	5,2	4,1	87,7	17,8	0	0	55,8
2006/07	6,6	0	2,1	43,1	10,2	10,6	18,8	33,5	8,4	0	0	0	43,1
2007/08	20,1	49	91,1	9	10,7	20,5	14,9	6,6	12,4	8,6	6,5	0	91,1
2008/09	5,6	5,5	82,1	26,5		7,3	16	17,1	3,4	0	0	0	82,1
2009/10	8,8	0	20,4	56,1	12,7	40,5	25,3	18,4	16,6	12,4	0	33,3	56,1

Source : A.N.R.H

Annexe N°7 : Série des apports (Mm³) et des débits maximaux (m³/s) de la station SIDIAKACHA(020207).

année		sept	oct	nov	dec	janv	Fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
83 - 84	Q max	0,00	0,01	25,75	4,89	12,66	28,00	7,78	0,59	11,36	0,14	0,01	0,00	28,00
	Apport	0,00	0,00	1,00	0,55	1,04	1,61	0,68	0,10	0,56	0,05	0,01	0,00	5,60
84 - 85	Q max	0,01	12,66	1,29	14,60	11,10	1,19	52,73	23,50	4,15	0,01	0,00	0,00	52,73
	Apport	0,00	0,60	0,16	1,14	2,01	0,28	4,59	0,63	0,63	0,01	0,00	0,00	10,06
85 - 86	Q max	7,09	30,25	36,23	4,86	54,45	162,20	19,42	0,93	0,07	0,74	0,01	0,00	162,20
	Apport	0,06	0,72	1,93	0,58	4,21	15,47	3,12	0,63	0,06	0,05	0,01	0,00	26,83
86 - 87	Q max	0,00	127,28	16,70	153,20	38,13	133,04	1,80	0,23	0,06	0,03	0,03	0,03	153,20
	Apport	0,00	2,24	0,69	13,13	1,60	20,10	1,65	0,35	0,12	0,07	0,07	0,07	40,10
87 - 88	Q max	0,03	0,67	21,46	2,10	28,00	0,23	25,75	3,12	17,38	0,01	0,01	0,00	28,00
	Apport	0,07	0,09	1,64	0,42	3,21	0,19	1,06	0,14	0,68	0,02	0,01	0,00	7,53
88 - 89	Q max	0,00	0,00	9,20	96,00	0,05	0,12	51,00	2,66	0,07	4,14	0,01	0,00	96,00
	Apport	0,00	0,00	0,25	4,47	0,07	0,08	2,37	0,25	0,04	0,13	0,01	0,00	7,68
89 - 90	Q max	3,12	0,48	16,70	0,18	16,70	0,01	0,01	130,88	48,38	0,00	0,00	0,00	130,88
	Apport	0,22	0,04	0,11	0,04	0,84	0,01	0,00	2,01	0,24	0,00	0,00	0,00	3,51
90 - 91	Q max	0,04	12,60	57,90	35,75	31,48	27,25	71,60	2,10	0,50	0,93	0,01	0,00	71,60
	Apport	0,00	0,47	2,30	2,24	2,41	2,50	6,28	0,78	0,22	0,09	0,02	0,00	17,31
91 - 92	Q max	0,04	12,60	10,70	0,00	42,60	4,14	26,50	16,70	8,24	0,04	0,00	0,00	42,60
	Apport	0,01	0,24	0,29	0,01	3,82	0,17	2,14	1,29	0,39	0,02	0,01	0,00	8,39
92 - 93	Q max	0,00	0,01	14,00	10,45	19,42	14,81	6,00	18,74	16,70	0,00	0,00	0,00	19,42
	Apport	0,00	0,00	0,40	0,79	0,38	0,55	0,45	0,66	0,72	0,01	0,00	0,00	3,96
93 - 94	Q max	0,00	3,28	0,44	1,80	14,00	17,72	0,74	5	0,80	0,80		0,00	17,71
	Apport	0,00	0,10	0,03	0,11	0,73	1,76	1,83	0,50	2,04	2,04	0,00	0,00	9,14
94 - 95	Q max	2,02	28,75	35,75	120,80	51,00	27,25	62,50	23,50	0,01	0,00	0,00	68,80	120,80
	Apport	0,14	0,99	2,20	1,68	3,45	0,79	6,00	0,22	0,01	0,01	0,00	0,44	15,93
95 - 96	Q max	90,10	4,50	28,00	31,48	10,45	33,85	66,00	16,70	12,04	0,10	0,01	0,01	90,10
	Apport	2,81	0,14	1,37	1,19	0,89	5,80	8,87	1,99	0,74	0,07	0,02	0,02	23,91
96 - 97	Q max	0,00	0,00	0,46	0,00	8,10	3,70	0,00	339,20	7,38	0,00	0,00	0,00	339,20
	Apport	0,01	0,01	0,01	0,01	0,32	0,14	0,01	10,45	0,20	0,01	0,01	0,01	11,17
97 - 98	Q max	3,00	117,90	121,30	24,14	7,56	7,74	5,01	70,00	35,00	0,00	0,00	0,00	121,30
	Apport	0,10	2,08	5,88	1,46	0,14	0,23	0,11	1,33	1,94	0,01	0,01	0,01	13,29

98 - 99	Q max	0,00	11,40	7,01	2,58	117,90	35,00	86,86	0,70	0,00	0,00	0,00	0,00	117,90
	Apport	0,01	0,32	0,17	0,07	10,28	5,99	5,38	0,17	0,01	0,01	0,01	0,00	22,42
99 - 00	Q max	0	0,52	11,40	239,80	5,01	0,25	1,94	0,07	10,94	0,00	0,00	0,00	239,91
	Apport	0,01	1,37	0,95	21,20	1,58	0,44	0,25	0,01	0,21	0,01	0,01	0,01	26,05
00 - 01	Q max	15,10	212,00	61,74	4,18	15,10	2,44	0,25	38,00	2,44	0,00	0,00	0,00	212,00
	Apport	0,41	4,81	3,08	0,09	1,33	0,76	0,06	0,44	0,10	0,01	0,00	0,00	11,09
01 - 02	Q max	0,58	0,00	357,20	1,20	1,54	0,32	15,04	7,38	3,64	0,00	0,00	0,00	357,20
	Apport	0,02	0,01	18,18	0,49	0,86	0,25	2,80	0,40	0,22	0,00	0,00	0,00	23,23
02 - 03	Q max	0,00	1,67	43,39	5,00	28,60	38,80	1,26	2,85	7,18	0,01	0,01	0,01	43,39
	Apport	0,00	0,18	1,57	0,37	2,55	2,35	0,39	0,40	0,27	0,02	0,01	0,01	8,13
03 - 04	Q max	0,00	0,02	3,15	22,22	0,56	5,71	10,00	2,08	20,65	0,01	0,00	0,00	22,22
	Apport	0,00	0,02	0,41	1,66	0,06	0,43	0,86	0,17	1,20	0,01	0,01	0,00	4,82
04 - 05	Q max	0,00	0,56	39,29	24,60	2,75	14,10	21,57	0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	39,29
	Apport	0,01	0,03	0,83	2,30	0,37	2,09	2,14	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	7,77
05 - 06	Q max	0,00	1,51	11,40	35,30	325,50	31,04	1,51	0,26	68,52	0,01	0,01	0,00	325,50
	Apport	0,00	0,03	0,33	3,47	8,89	5,60	0,49	0,02	3,91	0,01	0,02	0,00	22,78
06 - 07	Q max	0,01	0,00	0,00	112,10	2,52	3,64	9,92	92,50	9,07	0,00	0,00	0,00	112,10
	Apport	0,01	0,00	0,00	4,80	0,18	0,49	1,10	10,58	0,27	0,00	0,00	0,00	17,44
07 - 08	Q max	0,14	10,30	73,95	1,98	2,75	26,20	15,94	0,08	0,73	0,00	0,00	0,00	73,95
	Apport	0,01	0,41	4,91	1,36	0,79	0,97	1,21	0,09	0,13	0,00	0,00	0,00	9,87

Source : A.N.R.H

Annexe N°8. Le calcul du volume des différents matériaux des variantes :

I. Barrage en enrochement a noyau d'argile :

Tableau I.01 : volumes des recharges (argile).

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	85,999	7,0586	1449,233
1	169,988			
2	587,924	376,971	23,65	21741,572
3	990,475	790,204	17,68	33628,011
4	1385,150	1186,807	23,52	67788,164
5	1175,232	1281,175	24,57	76375,295
6	745,426	959,817	20,77	48393,835
7	0	372,220	8,51	32758,262
Volume Total				257025,090

Tableau I.02 : volume des recharges (enrochements)

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	198,761	6.11	3405,918
1	399,525			
2	1654,654	1017,08294	17,21	58923,748
3	2956,719	2315,23204	12,78	98225,937
4	3919,041	3422,4302	17,12	195888,791
5	3573,2366	3731,13848	17,79	223196,321
6	2141,5713	2858,25261	15,13	144062,726
7	0	1070,63569	6,16	22001,563
Volume Total				745705,003

Tableau I.03 : volume des recharges rip-rap.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	19,959	12,88	341,387
1	39,948			
2	85,053	62,485	43,22	3585,105
3	109,471	97,253	31,75	4144,378
4	125,847	117,720	42,88	6717,717
5	121,415	123,666	44,64	7378,542
6	96,659	109,041	37,71	5497,799
7	0	48,347	15,43	993,335
Volume Total				28657,265

Tableau I.04 : volume des graviers.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	34,316	51,14	602,137
1	70,732	107,913	172,11	6190,960
2	145,197		126,83	7216,297
3	192,520	208,99	172,21	11869,980
4	221,559	217,644	178,98	12985,331
5	212,841	188,849	152,01	9522,08
6	164,873	82,431	61,65	1693,969
7	0			
Volume Total				50080,846

Tableau I.05 : volume des sables.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	18,722	51,15	318,866
1	37,402	55,817	172,11	3202,106
2	73,226		126,83	3702,874
3	98,576	107,476	172,21	6076,602
4	116,376	111,276	178,98	6638,743
5	108,176	95,802	151,36	4881,766
6	83,427	42,213	61,65	866,495
7	0			
Volume Total				25687,455

II. Barrage zoné à noyau d'argile :**Tableau II.01** : volume du noyau.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	127,293264	10,571	2170,349
1	254,586502	567,541304	36,5694	32559,843
2	881,4961		25,4182	50361,790
3	1483,30536	1778,84188	35,3844	101517,506
4	2073,37839	1918,17169	36,9892	114378,461
5	1758,86492	1436,40304	31,2601	72472,860
6	1113,9411		12,741	49059,267
7	0,00	557,420548		
Volume Total				384916,801

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	268,01232	11,23	4569,610
1	537,02464	1590,29124	33,422	91225,007
2	2644,55778			
3	4880,87522	3764,2165	25,566	160350,655
4	6200,22802	5535,05163	34,254	315952,456
5	5745,11252	6017,6702	35,796	359004,208
6	3357,05856	4601,08553	32,252	231976,744
7	0	1678,52929	12,33	34493,777
Volume Total				1197592,46

Tableau II.03 : volume du rip-rap.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	20,52	13,15	348,918
1	41,0461135	64,24	43,23	3686,488
2	86,435255			
3	113,53755	99,99	33,85	4260,421
4	129,474493	121,01	44,00	6906,814
5	125,804469	127,26	46,02	7585,141
6	100,3819	112,09	38,87	5650,738
7	0	49,59	15,84	1021,149
Volume Total				29459,669

Tableau II.04 : volume des graviers.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	11,800	10,45	186,340
1	21,8581	30,260	35,56	1808,913
2	41,16831			
3	63,445666	52,200	26,51	2227,800
4	437,351276	250,288	35,41	14291,241
5	156,275288	296,799	36,87	17706,880
6	46,272924	101,266	31,19	5105,216
7	0	23,142	12,77	476,444
Volume Total				41802,835

Tableau IV.05 : volume des sables.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	10,790	10,56	184,962
1	21,499	31,279	35,55	1794,045
2	39,1022		25,42	2057,760
3	55,560	70,062	36,38	3998,032
4	84,633	82,286	36,90	4908,895
5	79,881	63,022	31,22	3177,818
6	46,170	23,033	12,74	473,702
7	0			
Volume Total				16597,214

III. Barrage en enrochement avec revêtement en béton :

Il s'agit d'une structure solide et stable, car elle tire sa résistance de son propre poids, ce qui lui permet de supporter efficacement les tassements et de maintenir des pressions modérées sur sa fondation. Cependant, sa construction est généralement onéreuse en raison des opérations mécaniques nécessaires pour extraire et disposer les roches préexistantes lors du remblai.

L'épaisseur de béton est calculée par la formule suivant :

$$e = 0.3 + 0.001 * H_b$$

Avec :

H_b : hauteur du barrage ; égale 69.5 m

AN :

on prend :

e=0.80m

Tableau III.01 : volume des recharges (enrochements).

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0,000	257,125	6,58	4382,281
1	514,051	1321,413	22,14	75816,223
2	2026,976		16,45	126383,038
3	3904,154	4416,404	22,03	252042,577
4	5028,633	4813,598	23,03	287178,266
5	4596,462	3676,333	19,46	185361,708
6	2755,102	1377,551	7,9323	28309,678
7	0			
Volume Total				759473,771

Tableau III.02 : volume du béton.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	8,514	10,61	145,162
1	17,0277			
2	36,7136	26,871	35,68	1541,571
3	48,4758	42,595	26,50	1814,959
4	56,3580	52,417	35,50	2991,431
5	53,4457	54,902	37,11	3275,443
6	41,5660	47,506	31,36	2395,244
7	0	20,783	12,78	427,091
Volume Total				12590,901

Tableau III.03 : volume des graviers.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	23,544	34,1	401,425
1	47,088			
2	96,796	71,942	114,74	4127,307
3	129,013	102,905	85,22	4810,865
4	148,306	128,660	114,20	7914,320
5	141,901	155,104	119,28	8655,881
6	109,909	135,905	101,84	6347,120
7	0	54,954	41,10	1130,313
Volume Total				33387,231

Tableau III.04 : volume des sables.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	18,702	51,15	319,866
1	37,404			
2	74,226	55,815	172,11	3202,107
3	99,566	86,901	127,83	3701,864
4	113,376	107,476	171,21	6076,602
5	109,177	111,277	178,98	6638,744
6	84,422	95,802	151,26	4880,767
7	0	42,214	61,44	867,496
Volume Total				25687,455

N° de la tranche	largeur, b	hauteur, h ₁	hauteur, h ₂	hauteur, h ₃	densité du sol $\gamma_1, T/m^3$	densité du sol $\gamma_2, T/m^3$	densité du sol $\gamma_3, T/m^3$	(Gn) poids de latranche	sin	cos	tg	N	Tn	C	(dl) longueur de la surface de glissement	C.dl	N.tg	P.tg ϕ	N.tg - P.tg ϕ	α	a.Gn.dn	dn
-2	6,703	0	1,45	0	2,8	2,69	1,69	26,145	-0,143	0,9897	0,4663	25,877	-3,735	0,55	6,7725	3,72	12,067	0	12,067	-11	175,25	67,03
-1	6,703	0	6,83	0	2,8	2,69	1,69	123,15	-0,071	0,9974	0,4663	122,84	-8,797	0,55	6,7202	3,70	57,28	0	57,28	-6	825,49	67,03
0	6,703	0	11,3	0	2,8	2,69	1,69	203,75	0	1	0,4663	203,75	0	0,55	6,703	3,69	95,011	0	95,011	0	1365,74	67,03
1	6,703	0	15,64	0	2,8	2,69	1,69	282,01	0,0714	0,9974	0,4663	281,29	20,143	0,55	6,7202	3,70	131,17	0	131,17	6	1890,29	67,03
2	6,703	0	19,04	0	2,8	2,69	1,69	343,31	0,1429	0,9897	0,4663	339,79	49,045	0,55	6,7725	3,72	158,45	0	158,45	12	2301,22	67,03
3	6,703	0	21,74	0	2,8	2,69	1,69	392	0,2143	0,9768	0,4663	382,89	83,999	0,55	6,8624	3,77	178,54	0	178,54	17	2627,55	67,03
4	6,703	0	23,7	0	2,8	2,69	1,69	427,34	0,2857	0,9583	0,4663	409,52	122,1	0,55	6,9946	3,85	190,96	0	190,96	24	2864,44	67,03
5	6,703	0	24,2	0	2,8	2,69	1,69	436,35	0,3571	0,934	0,4663	407,57	155,84	0,55	7,1763	3,95	190,06	0	190,06	30	2924,87	67,03
6	6,703	0	25,03	0	2,8	2,69	1,69	451,32	0,4286	0,9035	0,4663	407,77	193,42	0,55	7,4189	4,08	190,15	0	190,15	37	3025,18	67,03
7	6,703	0	24,07	0	2,8	2,69	1,69	434,01	0,5	0,866	0,4663	375,86	217	0,55	7,74	4,26	175,27	0	175,27	44	2909,15	67,03
8	6,703	0	21,54	0	2,8	2,69	1,69	388,39	0,5714	0,8207	0,4663	318,73	221,94	0,55	8,1679	4,49	148,62	0	148,62	44	2603,37	67,03
9	6,703	0	16,6	0	2,8	2,69	1,69	299,32	0,6429	0,766	0,4663	229,27	192,42	0,55	8,7508	4,81	106,91	0	106,91	44	2006,31	67,03
													1243,4			47,74	1634,5	0	1634,5		25518,86	

RETENUE PLEIN AMONT

R₁=67,03m, b₁=6,703m

K_{ss} 1,353

N° de la tranche	largeur, b	hauteur, h ₁	hauteur, h ₂	hauteur, h ₃	densite du sol $\gamma_1, T/m^3$	densite du sol $\gamma_2, T/m^3$	densite du sol $\gamma_3, T/m^3$	(Gn)poids de la tranche	sin	cos	tg	N	Tn	C	(dl)longueur de la surface de glissement	C.dl	N.tg	P.tgφ	N.tg - P.tgφ	α	a.Gn.dn	dn
-2	6,703	0	0	3,67	2,8	0,00	1,69	41,574	-0,143	0,9897	0,4663	41,148	-5,939	0,55	6,7725	3,72	19,187	0	19,187	-11	274,60	66,05
-1	6,703	0	0	9,02	2,8	0,00	1,69	102,18	-0,071	0,9974	0,4663	101,92	-7,299	0,55	6,7202	3,70	47,525	0	47,525	-6	674,89	66,05
0	6,703	0	0	13,69	2,8	0,00	1,69	155,08	0	1	0,4663	155,08	0	0,55	6,703	3,69	72,316	0	72,316	0	1024,31	66,05
1	6,703	0	0	17,69	2,8	0,00	1,69	200,39	0,0714	0,9974	0,4663	199,88	14,314	0,55	6,7202	3,70	93,206	0	93,206	6	1323,60	66,05
2	6,703	0	0	21	2,8	0,00	1,69	237,89	0,1429	0,9897	0,4663	235,45	33,984	0,55	6,7725	3,72	109,79	0	109,79	12	1571,26	66,05
3	6,703	0	0	23,69	2,8	0,00	1,69	268,36	0,2143	0,9768	0,4663	262,13	57,506	0,55	6,8624	3,77	122,23	0	122,23	17	1772,53	66,05
4	6,703	0	0	25,58	2,8	0,00	1,69	289,77	0,2857	0,9583	0,4663	277,69	82,792	0,55	6,9946	3,85	129,49	0	129,49	24	1913,94	66,05
5	6,703	0	0	26,93	2,8	0,00	1,69	305,06	0,3571	0,934	0,4663	284,95	108,95	0,55	7,1763	3,95	132,87	0	132,87	30	2014,95	66,05
6	6,703	0	5,59	26,85	2,8	0,00	1,69	304,16	0,4286	0,9035	0,4663	274,81	130,35	0,55	7,4189	4,08	128,15	0	128,15	37	2008,97	66,05
7	6,703	0	7,04	26,93	2,8	0,00	1,69	305,06	0,5	0,866	0,4663	264,19	152,53	0,55	7,74	4,26	123,2	0	123,2	44	2014,95	66,05
8	6,703	0	4,41	21,22	2,8	0,00	1,69	240,38	0,5714	0,8207	0,4663	197,27	137,36	0,55	8,1679	4,49	91,987	0	91,987	44	1587,72	66,05
9	6,703	0	0	8,86	2,8	0,00	1,69	100,37	0,6429	0,766	0,4663	76,879	64,521	0,55	8,7508	4,81	35,849	0	35,849	44	662,92	66,05
													769,08			47,74	1105,8		1105,8		16844,65	

RETENUE VIDE AVAL
 $R_1=66,05m$, $b_1=6,605m$

Kss 1,4999
Kas 1,2189

N° de la tranche	largeur, b	hauteur, h ₁	hauteur, h ₂	hauteur, h ₃	densité du sol $\gamma_1, T/m^3$	densité du sol $\gamma_2, T/m^3$	densité du sol $\gamma_3, T/m^3$	(Gn)pois de la tranche	sin	cos	tg	N	Tn	C	(dl)longueur de la surface de glissement	C.dl	N.tg	P.tgφ	N.tg - P.tgφ	α	a.Gn.dn	dn
-2	6,703	0	0	3,67	2,8	2,69	1,69	41,574	-0,143	0,9897	0,4663	41,148	-5,939	0,55	6,7725	3,72	19,187	0	19,187	-11	278,67	67,03
-1	6,703	0	0	9,02	2,8	2,69	1,69	102,18	-0,071	0,9974	0,4663	101,92	-7,299	0,55	6,7202	3,70	47,525	0	47,525	-6	684,91	67,03
0	6,703	0	0	13,69	2,8	2,69	1,69	155,08	0	1	0,4663	155,08	0	0,55	6,703	3,69	72,316	0	72,316	0	1039,51	67,03
1	6,703	0	0	17,69	2,8	2,69	1,69	200,39	0,0714	0,9974	0,4663	199,88	14,314	0,55	6,7202	3,70	93,206	0	93,206	6	1343,24	67,03
2	6,703	0	0	21	2,8	2,69	1,69	237,89	0,1429	0,9897	0,4663	235,45	33,984	0,55	6,7725	3,72	109,79	0	109,79	12	1594,57	67,03
3	6,703	0	0	23,69	2,8	2,69	1,69	268,36	0,2143	0,9768	0,4663	262,13	57,506	0,55	6,8624	3,77	122,23	0	122,23	17	1798,83	67,03
4	6,703	0	0	25,58	2,8	2,69	1,69	289,77	0,2857	0,9583	0,4663	277,69	82,792	0,55	6,9946	3,85	129,49	0	129,49	24	1942,34	67,03
5	6,703	0	0	26,93	2,8	2,69	1,69	305,06	0,3571	0,934	0,4663	284,95	108,95	0,55	7,1763	3,95	132,87	0	132,87	30	2044,85	67,03
6	6,703	0	5,59	26,85	2,8	2,69	1,69	404,95	0,4286	0,9035	0,4663	365,88	173,55	0,55	7,4189	4,08	170,61	19,338	151,27	37	2714,40	67,03
7	6,703	0	7,04	26,93	2,8	2,69	1,69	432	0,5	0,866	0,4663	374,13	216	0,55	7,74	4,26	174,46	25,409	149,05	44	2895,72	67,03
8	6,703	0	4,41	21,22	2,8	2,69	1,69	319,9	0,5714	0,8207	0,4663	262,53	182,8	0,55	8,1679	4,49	122,42	16,796	105,62	44	2144,28	67,03
													856,66			42,93	1194,1	61,544	1132,6		18481,32	

VIDANGE RAPIDE

R₁=67,03m, b₁=6,605m

Kss 1,3722

N° de la tranche	largeur, b	hauteur, h ₁	hauteur, h ₂	hauteur, h ₃	densité du sol $\gamma_1, T/m^3$	densité du sol $\gamma_2, T/m^3$	densité du sol $\gamma_3, T/m^3$	(Gn)poids de la tranche	sin	cos	tg	N	Tn	C	de la surface de glissement	C.dl	N.tg	P.tg ϕ	N.tg - P.tg ϕ	α	a.Gn.dn	dn
-2	6,703	0	1,45	0	2,8	2,69	1,69	26,145	-0,143	0,9897	0,4663	25,877	-3,735	0,55	6,7725	3,72	12,067	12,318	0,251	-11	175,25	67,03
-1	6,703	0	6,83	0	2,8	2,69	1,69	123,15	-0,071	0,9974	0,4663	122,84	-8,797	0,55	6,7202	3,70	57,28	57,574	0,294	-6	825,49	67,03
0	6,703	0	11,3	0	2,8	2,69	1,69	203,75	0	1	0,4663	203,75	0	0,55	6,703	3,69	95,011	95,011	0	0	1365,74	67,03
1	6,703	0	15,64	0	2,8	2,69	1,69	282,01	0,0714	0,9974	0,4663	281,29	20,143	0,55	6,7202	3,70	131,17	131,84	0,673	6	1890,29	67,03
2	6,703	0	19,04	0	2,8	2,69	1,69	343,31	0,1429	0,9897	0,4663	339,79	49,045	0,55	6,7725	3,72	158,45	161,75	3,301	12	2301,22	67,03
3	6,703	0	21,74	0	2,8	2,69	1,69	392	0,2143	0,9768	0,4663	382,89	83,999	0,55	6,8624	3,77	178,54	187,14	8,593	17	2627,55	67,03
4	6,703	0	23,7	0	2,8	2,69	1,69	427,34	0,2857	0,9583	0,4663	409,52	122,1	0,55	6,9946	3,85	190,96	207,94	16,97	24	2864,44	67,03
5	6,703	0	24,2	0	2,8	2,69	1,69	436,35	0,3571	0,934	0,4663	407,57	155,84	0,55	7,1763	3,95	190,06	217,84	27,79	30	2924,87	67,03
6	6,703	0	25,03	0	2,8	2,69	1,69	451,32	0,4286	0,9035	0,4663	407,77	193,42	0,55	7,4189	4,08	190,15	232,93	42,78	37	3025,18	67,03
7	6,703	0	24,07	0	2,8	2,69	1,69	434,01	0,5	0,866	0,4663	375,86	217	0,55	7,74	4,26	175,27	233,69	58,42	44	2909,15	67,03
8	6,703	0	21,54	0	2,8	2,69	1,69	388,39	0,5714	0,8207	0,4663	318,73	221,94	0,55	8,1679	4,49	148,62	220,69	72,06	44	2603,37	67,03
9	6,703	0	16,6	0	2,8	2,69	1,69	299,32	0,6429	0,766	0,4663	229,27	192,42	0,55	8,7508	4,81	106,91	182,21	-75,3	44	2006,31	67,03
													1243,4			47,74	1634,5	1940,9	306,4		25518,86	

Kss 1,32

RETENUE PLEIN AVAL AVAL
R₁=67,03m, b₁=6,703m

N° de la tranche	largeur, b	hauteur, h ₁	hauteur, h ₂	hauteur, h ₃	densité du sol $\gamma_1, T/m^3$	densité du sol $\gamma_2, T/m^3$	densité du sol $\gamma_3, T/m^3$	(Gn) poids de la tranche	sin	cos	tg	N	Tn	C	(dl) longueur de la surface de glissement	C.dl	N.tg	P.tgφ	N.tg - P.tgφ	α	a.Gn.dn	dn
0	6,886	0	2,36	0	2,8	2,69	1,69	43,715	0	1	0,4663	43,715	0	0,55	6,886	3,79	20,385	0	20,385	0	301,02	68,86
1	6,886	0	5,25	0	2,8	2,69	1,69	97,248	0,0714	0,9974	0,4663	96,999	6,9463	0,55	6,9036	3,80	45,231	0	45,231	6	669,65	68,86
2	6,886	0	8,93	0	2,8	2,69	1,69	165,41	0,1429	0,9897	0,4663	163,72	23,63	0,55	6,9574	3,83	76,342	0	76,342	12	1139,04	68,86
3	6,886	0	11,3	0	2,8	2,69	1,69	209,31	0,2143	0,9768	0,4663	204,45	44,853	0,55	7,0498	3,88	95,337	0	95,337	17	1441,33	68,86
4	6,886	0	13,32	0	2,8	2,69	1,69	246,73	0,2857	0,9583	0,4663	236,45	70,495	0,55	7,1855	3,95	110,26	0	110,26	24	1698,99	68,86
5	6,886	0	14,59	0	2,8	2,69	1,69	270,26	0,3571	0,934	0,4663	252,43	96,52	0,55	7,3722	4,05	117,71	0	117,71	30	1860,98	68,86
6	6,886	0	15,05	0	2,8	2,69	1,69	278,78	0,4286	0,9035	0,4663	251,88	119,48	0,55	7,6214	4,19	117,45	0	117,45	37	1919,65	68,86
7	6,886	0	14,49	0	2,8	2,69	1,69	268,4	0,5	0,866	0,4663	232,44	134,2	0,55	7,9513	4,37	108,39	0	108,39	44	1848,22	68,86
8	6,886	0	12,63	0	2,8	2,69	1,69	233,95	0,5714	0,8207	0,4663	191,99	133,69	0,55	8,3909	4,61	89,526	0	89,526	44	1610,98	68,86
9	6,886	0	8,84	0	2,8	2,69	1,69	163,75	0,6429	0,766	0,4663	125,43	105,27	0,55	8,9897	4,94	58,487	0	58,487	44	1127,56	68,86
													735,07			41,42	839,12	0	839,12		13617,42	

RETENUE PLEIN AMONT
R₁=68,86m , b₁=6,886m

K_{ss} 2,1039
K_{as} 1,0677

N° de la tranche	largeur, b	hauteur, h ₁	hauteur, h ₂	hauteur, h ₃	densité du sol $\gamma_1, T/m^3$	densité du sol $\gamma_2, T/m^3$	densité du sol $\gamma_3, T/m^3$	(Gn)poids de la tranche	sin	cos	tg	N	Tn	C	(dl)longueur de la surface de glissement	C.dl	N.tg	P.tgφ	N.tg - P.tgφ	α	a.Gn.dn	dn
-1	5,771	0	1,75	0	2,8	2,69	1,69	58,28	-0,071	0,9974	0,4663	58,134	-4,163	0,55	5,7858	3,18	27,108	0	27,108	-6	384,96	66,05
0	5,771	0	5,21	0	2,8	2,69	2,69	80,88	0	1	0,4663	80,88	0	0,55	5,771	3,17	37,715	0	37,715	0	534,21	66,05
1	5,771	0	8,13	0	2,8	2,69	1,69	126,21	0,0714	0,9974	0,4663	125,89	9,015	0,55	5,7858	3,18	58,702	0	58,702	6	833,62	66,05
2	5,771	0	10,51	0	2,8	2,69	1,69	163,16	0,1429	0,9897	0,4663	161,48	23,308	0,55	5,8308	3,21	75,301	0	75,301	12	1077,65	66,05
3	5,771	0	12,23	0	2,8	2,69	1,69	189,86	0,2143	0,9768	0,4663	185,45	40,684	0,55	5,9082	3,25	86,476	0	86,476	17	1254,01	66,05
4	5,771	0	13,27	0	2,8	2,69	1,69	206	0,2857	0,9583	0,4663	197,42	58,858	0,55	6,022	3,31	92,057	0	92,057	24	1360,65	66,05
5	5,771	0	13,51	0	2,8	2,69	1,69	209,73	0,3571	0,934	0,4663	195,9	74,903	0,55	6,1785	3,40	91,348	0	91,348	30	1385,26	66,05
6	5,771	0	12,79	0	2,8	2,69	1,69	198,55	0,4286	0,9035	0,4663	179,39	85,094	0,55	6,3873	3,51	83,652	0	83,652	37	1311,43	66,05
7	5,771	0	10,73	0	2,8	2,69	1,69	166,57	0,5	0,866	0,4663	144,26	83,286	0,55	6,6638	3,67	67,268	0	67,268	44	1100,21	66,05
8	5,771	0	6,85	0	2,8	2,69	1,69	106,34	0,5714	0,8207	0,4663	87,268	60,765	0,55	7,0322	3,87	40,693	0	40,693	44	702,37	66,05
9	5,771	0	2,1	0	2,8	2,69	1,69	32,6	0,6429	0,766	0,4663	24,971	20,957	0,55	7,5341	4,14	11,644	0	11,644	44	215,33	66,05
													452,71			37,89	671,96		671,96		10159,71	

RETENUE VIDE AVAL
R₁=57,71m , b₁=5,771m

K_{ss} 1,568
K_{as} 1,2684

N° de la tranche	largeur, b	hauteur, h ₁	hauteur, h ₂	hauteur, h ₃	densite du sol $\gamma_1, T/m^3$	densite du sol $\gamma_2, T/m^3$	densite du sol $\gamma_3, T/m^3$	(Gn)poids de la tranche	sin	cos	tg	N	Tn	C	(d)longueur de la surface de glissement	C.dl	N.tg	P.tgφ	N.tg - P.tgφ	α	a.Gn.dn	dn
0	6,886	0	2,36	0	2,8	2,69	1,69	43,715	0	1	0,4663	43,715	0	0,55	6,886	3,79	20,385	0	20,385	0	293,02	67,03
1	6,886	0	5,25	0	2,8	2,69	1,69	97,248	0,0714	0,9974	0,4663	96,999	6,9463	0,55	6,9036	3,80	45,231	0	45,231	6	651,85	67,03
2	6,886	0	8,93	0	2,8	2,69	1,69	165,41	0,1429	0,9897	0,4663	163,72	23,63	0,55	6,9574	3,83	76,342	0	76,342	12	1108,77	67,03
3	6,886	0	11,3	0	2,8	2,69	1,69	209,31	0,2143	0,9768	0,4663	204,45	44,853	0,55	7,0498	3,88	95,337	0	95,337	17	1403,03	67,03
4	6,886	0	13,32	0	2,8	2,69	1,69	246,73	0,2857	0,9583	0,4663	236,45	70,495	0,55	7,1855	3,95	110,26	0	110,26	24	1653,84	67,03
5	6,886	0	14,59	0	2,8	2,69	1,69	270,26	0,3571	0,934	0,4663	252,43	96,52	0,55	7,3722	4,05	117,71	0	117,71	30	1811,52	67,03
6	6,886	0	15,05	0	2,8	2,69	1,69	278,78	0,4286	0,9035	0,4663	251,88	119,48	0,55	7,6214	4,19	117,45	53,486	63,965	37	1868,64	67,03
7	6,886	0	14,49	0	2,8	2,69	1,69	268,4	0,5	0,866	0,4663	232,44	134,2	0,55	7,9513	4,37	108,39	53,725	54,665	44	1799,11	67,03
8	6,886	0	12,63	0	2,8	2,69	1,69	233,95	0,5714	0,8207	0,4663	191,99	133,69	0,55	8,3909	4,61	89,526	49,417	40,108	44	1568,17	67,03
9	6,886	0	8,84	0	2,8	2,69	1,69	163,75	0,6429	0,766	1,4663	125,43	105,27	1,55	8,9897	13,93	183,91	116,53	67,389	45	1113,97	68,03
													629,81			36,47	780,63	156,63	624		12157,94	

VIDANGE RAPIDE
R₁=68,86m, b₁=6,886m

Kss 1,9299

N° de la tranche	largeur, b	hauteur, h ₁	hauteur, h ₂	hauteur, h ₃	densite du sol γ ₁ , T/m ³	densite du sol γ ₂ , T/m ³	densite du sol γ ₃ , T/m ³	(Gn)poinds de la tranche	sin	cos	tg	N	Tn	C	de la surface de glissement	C.dl	N.tg	P.tgφ	N.tg - P.tgφ	α	a.Gn.dn	dn
-1	5,771	0	1,75	0	2,8		1,69	80,88	0,11	0,9939	0,4663	80,389	8,8968	0,55	5,8062	3,19	37,486	37,945	0,459	0	556,94	68,86
0	5,771	0	5,21	0	2,8	2,69	2,69	126,21	0,0714	0,9974	0,4663	125,89	9,015	1,55	5,7858	8,97	58,702	59,003	0,301	1	881,70	69,86
1	5,771	0	8,13	0	2,8	2,69	1,69	126,21	0,0714	0,9974	0,4663	125,89	9,015	0,55	5,7858	3,18	58,702	59,003	0,301	6	869,08	68,86
2	5,771	0	10,51	0	2,8	2,69	1,69	163,16	0,1429	0,9897	0,4663	161,48	23,308	0,55	5,8308	3,21	75,301	76,87	1,569	12	1123,50	68,86
3	5,771	0	12,23	0	2,8	2,69	1,69	189,86	0,2143	0,9768	0,4663	185,45	40,684	0,55	5,9082	3,25	86,476	90,638	4,162	17	1307,36	68,86
4	5,771	0	13,27	0	2,8	2,69	1,69	206	0,2857	0,9583	0,4663	197,42	58,858	0,55	6,022	3,31	92,057	100,24	8,183	24	1418,54	68,86
5	5,771	0	13,51	0	2,8	2,69	1,69	209,73	0,3571	0,934	0,4663	195,9	74,903	0,55	6,1785	3,40	91,348	104,7	13,36	30	1444,19	68,86
6	5,771	0	12,79	0	2,8	2,69	1,69	198,55	0,4286	0,9035	0,4663	179,39	85,094	0,55	6,3873	3,51	83,652	102,47	18,82	37	1367,23	68,86
7	5,771	0	10,73	0	2,8	2,69	1,69	166,57	0,5	0,866	0,4663	144,26	83,286	0,55	6,6638	3,67	67,268	89,69	22,42	44	1147,02	68,86
8	5,771	0	6,85	0	2,8	2,69	1,69	106,34	0,5714	0,8207	0,4663	87,268	60,765	0,55	7,0322	3,87	40,693	60,423	19,73	44	732,25	68,86
9	5,771	0	2,1	0	2,8	2,69	1,69	32,6	0,6429	0,766	0,4663	24,971	20,957	0,55	7,5341	4,14	11,644	19,846	8,202	44	224,49	68,86
													551,46			43,70	703,33	800,84	97,51		11072,31	

RETENUE PLEIN
AVAL R₁=57,71m,
b₁=5,771m

K_{ss} 3,3478

N° de la tranche	largeur, b	hauteur, h ₁	hauteur, h ₂	hauteur, h ₃	densité du sol $\gamma_{1,T}$	densité du sol $\gamma_{2,T}$	densité du sol $\gamma_{3,T}$	(Gn) poids de la tranche	sin	cos	tg	N	Tn	C	de la surface de glissement	C.dl	N.tg	P.tgφ	N.tg - P.tgφ	α	a.Gn.dn	dn
-2	7,44	0	2,53	0	2,8	2,69	1,69	50,634	-0,143	0,9897	0,4663	50,115	-7,233	0,55	7,5171	4,13	23,369	0	23,369	-11	377,07	74,47
-1	7,44	0	6,76	0	2,8	2,69	1,69	135,29	-0,071	0,9974	0,4663	134,95	-9,664	0,55	7,4591	4,10	62,927	0	62,927	-6	1007,52	74,47
0	7,44	0	11,3	0	2,8	2,69	1,69	226,15	0	1	0,4663	226,15	0	0,55	7,44	4,09	105,46	0	105,46	0	1684,17	74,47
1	7,44	0	13,52	0	2,8	2,69	1,69	270,58	0,0714	0,9974	0,4663	269,89	19,327	0,55	7,4591	4,10	125,85	0	125,85	6	2015,04	74,47
2	7,44	0	15,55	0	2,8	2,69	1,69	311,21	0,1429	0,9897	0,4663	308,02	44,459	0,55	7,5171	4,13	143,63	0	143,63	12	2317,59	74,47
3	7,44	0	19,03	0	2,8	2,69	1,69	380,86	0,2143	0,9768	0,4663	372,01	81,613	0,55	7,6169	4,19	173,47	0	173,47	17	2836,26	74,47
4	7,44	0	21,75	0	2,8	2,69	1,69	435,3	0,2857	0,9583	0,4663	417,15	124,37	0,55	7,7636	4,27	194,52	0	194,52	24	3241,65	74,47
5	7,44	0	24,2	0	2,8	2,69	1,69	484,33	0,3571	0,934	0,4663	452,39	172,97	0,55	7,9653	4,38	210,95	0	210,95	30	3606,80	74,47
6	7,44	0	25,03	0	2,8	2,69	1,69	500,94	0,4286	0,9035	0,4663	452,6	214,69	0,55	8,2346	4,53	211,05	0	211,05	37	3730,50	74,47
7	7,44	0	26,43	0	2,8	2,69	1,69	528,96	0,5	0,866	0,4663	458,09	264,48	0,55	8,591	4,73	213,61	0	213,61	44	3939,16	74,47
8	7,44	0	25,91	4,96	2,8	2,69	1,69	580,92	0,5714	0,8207	0,4663	476,73	331,95	0,55	9,066	4,99	222,3	44,967	177,33	44	4326,09	74,47
9	7,44	0	21,42	9,39	2,8	2,69	1,69	546,76	0,6429	0,766	0,4663	418,81	351,49	0,55	9,713	5,34	195,29	91,205	104,09	44	4071,70	74,47
													1588,5			52,99	1882,4	136,17	1746,3		33153,55	

Kss 1,2184

RETENUE PLEIN
AMONT R₁=74,47m,
b₁=7,447m

N° de la tranche	largeur, b	hauteur, h ₁	hauteur, h ₂	hauteur, h ₃	densite du sol $\gamma_1, T/m^3$	densite du sol $\gamma_2, T/m^3$	densite du sol $\gamma_3, T/m^3$	(Gn)poids de la tranche	sin	cos	tg	N	Tn	C	(dl)longueur de la surface de glissement	C.dl	N.tg	P.tg ϕ	N.tg - P.tg ϕ	α	a.Gn.dn	dn
0	6,924	0	0	7,12	2,8	0,00	1,69	83,315	0	1	0,4663	83,315	0	0,55	6,924	3,81	38,85	0	38,85	0	550,30	66,05
1	6,924	0	0	11,42	2,8	0,00	1,69	133,63	0,0714	0,9974	0,4663	133,29	9,5451	0,55	6,9417	3,82	62,154	0	62,154	6	882,64	66,05
2	6,924	0	0	12,6	2,8	0,00	1,69	147,44	0,1429	0,9897	0,4663	145,93	21,063	0,55	6,9958	3,85	68,047	0	68,047	12	973,84	66,05
3	6,924	0	0	9,32	2,8	0,00	1,69	109,06	0,2143	0,9768	0,4663	106,53	23,37	0,55	7,0887	3,90	49,674	0	49,674	17	720,33	66,05
4	6,924	0	0	25,58	2,8	0,00	1,69	299,33	0,2857	0,9583	0,4663	286,85	85,522	0,55	7,2252	3,97	133,76	0	133,76	24	1977,05	66,05
													139,5			19,35	352,49		352,49		5104,15	

RETENUE VIDE AVAL
R₁=69,24m, b₁=6,924m

K_{ss} 2,6655

N° de la tranche	largeur, b	hauteur, h ₁	hauteur, h ₂	hauteur, h ₃	densite du sol $\gamma_1, T/m^3$	densite du sol $\gamma_2, T/m^3$	densite du sol $\gamma_3, T/m^3$	(Gn) poids de la tranche	sin	cos	tg	N	Tn	C	(dl) longueur de la surface de glissement	C.dl	N.tg	P.tgφ	N.tg - P.tgφ	α	a.Gn.dn	dn
-2	7,44	0	2,53	0	2,8	2,69	1,69	50,634	-0,143	0,9897	0,4663	50,115	-7,233	0,55	7,5171	4,13	23,369	0	23,369	-11	377,07	74,47
-1	7,44	0	6,76	0	2,8	2,69	1,69	135,29	-0,071	0,9974	0,4663	134,95	-9,664	0,55	7,4591	4,10	62,927	0	62,927	-6	1007,52	74,47
0	7,44	0	11,3	0	2,8	2,69	1,69	226,15	0	1	0,4663	226,15	0	0,55	7,44	4,09	105,46	0	105,46	0	1684,17	74,47
1	7,44	0	13,52	0	2,8	2,69	1,69	270,58	0,0714	0,9974	0,4663	269,89	19,327	0,55	7,4591	4,10	125,85	0	125,85	6	2015,04	74,47
2	7,44	0	15,55	0	2,8	2,69	1,69	311,21	0,1429	0,9897	0,4663	308,02	44,459	0,55	7,5171	4,13	143,63	0	143,63	12	2317,59	74,47
3	7,44	0	19,03	0	2,8	2,69	1,69	380,86	0,2143	0,9768	0,4663	372,01	81,613	0,55	7,6169	4,19	173,47	0	173,47	17	2836,26	74,47
4	7,44	0	21,75	0	2,8	2,69	1,69	435,3	0,2857	0,9583	0,4663	417,15	124,37	0,55	7,7636	4,27	194,52	0	194,52	24	3241,65	74,47
5	7,44	0	24,2	0	2,8	2,69	1,69	484,33	0,3571	0,934	0,4663	452,39	172,97	0,55	7,9653	4,38	210,95	0	210,95	30	3606,80	74,47
6	7,44	0	25,03	0	2,8	2,69	1,69	500,94	0,4286	0,9035	0,4663	452,6	214,69	0,55	8,2346	4,53	211,05	96,111	114,94	37	3730,50	74,47
7	7,44	0	26,43	0	2,8	2,69	1,69	528,96	0,5	0,866	0,4663	458,09	264,48	0,55	8,591	4,73	213,61	105,88	107,73	44	3939,16	74,47
8	7,44	0	25,91	4,96	2,8	2,69	1,69	580,92	0,5714	0,8207	0,4663	476,73	331,95	0,55	9,066	4,99	222,3	109,53	112,77	44	4326,09	74,47
9	7,44	0	21,42	9,39	2,8	2,69	1,69	546,76	0,6429	0,766	0,4663	418,81	351,49	0,55	9,713	5,34	195,29	97,015	98,276	44	4071,70	74,47
													1588,5			52,99	1882,4	408,54	1473,9		33153,55	

Kss 1,3037

VIDANGE RAPIDE

R₁=74,47m, b₁=7,447m

N° de la tranche	largeur, b	hauteur, h ₁	hauteur, h ₂	hauteur, h ₃	densite du sol γ_{ms}	densite du sol γ_{m3}	densite du sol γ_{m3}	(Gn)poids de la tranche	sin	cos	tg	N	Tn	C	r de la surface de glissement	C.dl	N.tg	P.tgφ	N.tg - P.tgφ	α	a.Gn.dn	dn
1	6,924	0	0	7,12	2,8	2,69	1,69	83,315	0,0714	0,9974	0,4663	83,102	5,9511	0,55	6,9417	3,82	38,751	0	38,751	6	576,87	69,24
2	6,924	0	0	11,42	2,8	2,69	1,69	133,63	0,1429	0,9897	0,4663	132,26	19,09	0,55	6,9958	3,85	61,674	0	61,674	12	925,27	69,24
3	6,924	0	0	12,6	2,8	2,69	1,69	147,44	0,2143	0,9768	0,4663	144,01	31,594	0,55	7,0887	3,90	67,155	0	67,155	17	1020,87	69,24
4	6,924	0	0	9,32	2,8	2,69	1,69	109,06	0,2857	0,9583	0,4663	104,51	31,16	0,55	7,2252	3,97	48,735	0	48,735	24	755,12	69,24
													87,795			15,54	216,32	0	216,32		3278,13	

Kss 2,6409
Kas 1,9118

RETENUE PLEIN AVAL
R_i=69,24m , b_i=6,924m