الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"
ⵜⴰⵙⴷⴰⵡⵜ ⵜⴰⵏⴰⵡⴰⵢⵜ ⵏ ⵜⵙⵙⵉⵔⵜ ⵏ ⵜⵎⵓⵔⵜ

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 DES OUVRAGES ANNEXES (DERIVATION PROVISOIRE, VIDANGE DE FOND, PRISE D'EAU) DU BARRAGE DE TAGHARIST

(W.KHENCHELA)

Présenté par :

MOKRANE MOHAMED

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Zeroual Ayoub	M.C.A	Président
Toumi Samir	M.C.B	Examinateur
Laouche Nassim	M.C.B	Examinateur
Djoudar Dahbia	Docteur	Promotrice

Session : Septembre 2021

☙REMERCIEMENTS ❧

Tout d'abord je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir donné cette ambition, force, volonté et courage pour réaliser ce modeste travail qui a été fait avec amour, passion et honnêteté.
Ensuite je tiens à remercier mes chers parents, qui se sont donné cœurs et âmes pour que je réussisse, qui m'ont aidé moralement et financièrement, et qui m'ont toujours encouragé à donner le meilleur de moi-même. Ainsi que mes chers frères et sœur qui ont toujours étaient là pour moi.

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à ma directrice de mémoire, Madame DJOUDAR DAHBIA. Je la remercie de m'avoir encadré, orienté, aidé et conseillé. J'adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté de me rencontrer et de répondre à mes questions durant mes recherches. Toute gratitude à monsieur ZIANI et madame BOUTALEB ingénieurs a L'ANBT pour avoir eu la patience de répondre à mes innombrables questions

Je remercie également les membres du jury qui me feront l'honneur d'évaluer et d'apprécier mon travail. Sans oublier mes amis qui m'ont beaucoup encouragé, et toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

Grand merci à vous tous.

Dédicace

A mes très chères parents, Tous les mots du monde ne sauraient exprimer l'immense amour que je vous porte, ni la profonde gratitude que je vous témoigne pour tous les efforts et les sacrifices que vous n'avez jamais cessé de consentir pour mon instruction et mon bien-être.

C'est à travers vos encouragements et vos critiques que je me suis réalisée, J'espère avoir répondu aux espoirs que vous avez fondés en moi et réalisés aujourd'hui l'un de vos rêves. Que Dieu tout puissant vous garde et vous procure santé, bonheur et longue vie pour que vous demeuriez le flambeau illuminant le chemin de vos enfants.

Une spéciale dédicace à mes grand-parents et ma grande famille

A mes amis
et tous ceux qui m'aiment et qui m'aident

Je vous remercie de tout mon cœur, et vous souhaite tout le bonheur du monde.

Que dieu vous garde pour moi.

ملخص

في إطار الاستراتيجية الوطنية التي تهدف إلى الحفاظ على الموارد المائية من اجل تخزين ملايين الأمتار المكعبة التي تتسرب إلى البحار، لذا ترى وكالة الوطنية للسدود والتحويلات ضرورة إنشاء سدود وحواجز مائية بالمنطقة. وعلى إثر وفي .ذلك، يجب الاهتمام بهذه المنشآت من حيث تقدير الأبعاد الهندسية والاختيار الأمثل لمواقعها ودراسة جميع ملحقاتها إطار ذلك، تأتي مذكرتنا هذه لتناول دراسة نماذج للمنشآت الملحقة لسد مائي على مستوى ولاية خنشلة وبالتحديد على مستوى يابوس، من أجل تزويد مدينة يابوس بالمياه الصالحة للشرب، وسقي الأراضي الفلاحية المجاورة.

كلمات مفتاحية : سد مائي موارد مائية دراسة هيدروغرافية

Abstract:

Within the framework of the national strategy concerning conservation of water, in order to mobilize an important quality of water that is lost, the Agency of transfers and dams has shown interest in constructing dams. However, the survey, the choice and the dimensionality of the storage works deserve to be deepened. Relevant to this, the present work studies the models of the auxiliary works of TAGHARIST dam in the willaya of KHENCHELA and mainly on the TAGAHRIST Wadi, in order to supply the towns of El YABOUS with potable water and to irrigate neighbouring agricultural lands.

Key words: Hydrology, GRADEX, Dam

Résumé :

Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de conservation des eaux et afin de mobiliser des millions de mètre cube d'eau qui sont perdus (rejet en mer et pertes au niveau des frontières). L'ANBT s'est vue réaliser des barrages et des retenues collinaires.

Toutefois l'étude, le choix et le dimensionnement des ouvrages de stockage méritent d'être approfondis. Ainsi, l'étude que nous avons menée dans ce MFE est une étude d'APD des ouvrages annexes du barrage de TAGHARIST dans la wilaya de KHENCHELA et principalement sur l'Oued TAGHARIST.

Mots clé : Hydrologie, Gradex , Barrage

SOMMAIRE

Introduction générale 1
I.1 Généralité : 2
I.2 Objectif du barrage : 2
I.3.Etude Topographique, Géologique et Géotechnique 2
I.3.1 Etude TOPOGRAPHIQUES 2
I.3.1.1 Généralité 2
I.3.1.2 Localisation de l'ouvrage : 2
I.3.2 Etude GEOLOGIQUE : 4
I.3.2.1 Géologie de la cuvette de la retenue 4
I.3.2.2 Géologie de site d'implantation du barrage : 4
I.3.2.3 Stratigraphie 5
I.3.3 Etude GEOTECHNIQUE : 12
I.3.3.1 Condition géotechniques sur le site d'implantation du barrage : 12
I.3.3.2 Reconnaissance géotechnique et essai de laboratoire : 13
I.3.4 Aperçu hydrogéologiques : 17
I.4 Matériaux de construction : 18
I.4.1 Matériaux fins pour le noyau : 18
I.4.2 Matériaux pour les Recharges 22
I.4.3 Matériaux pour Enrochement et Agrégats 22
I.5 Sismicité de la zone d'étude : 23
I.6.Tectonique : 24
I.7 Hydrologie 26
I.7.1 caractéristiques du bassin versant 26
I.7.2/Précipitation : 26
I.7.2/ Analyse des pluies maximales journalières 27
I.7.3 caractéristiques climatiques de la zone d'étude 27
I.7.3.1 Température de l'air 27
I.7.3.2 Le vent 28
I.7.3.3 Humidité relative de l'air 28

I.7.3.4 l'évaporation 28
I.8 Composition de la variante retenue dans l'étude faisabilité 29
I.9 Qualité Des Eaux 30
II. Introduction : 59
II.1 Le bassin versant : 59
II.1.1 Description du bassin versant : 60
II.1.2 Caractéristiques du bassin versant : 60
II.1.3 Courbe Hypsométrique du bassin versant : 62
II.1.3.1 Le relief 62
A/Courbe et répartition hypsométrique : 62
B/Les altitudes caractéristiques : 63
II.1.4 Les indices : 65
II.1.5 Caractéristique hydrographique du bassin versant : 68
A/ Densité de drainage Dd : 68
B/ Densité du thalweg élémentaire : 69
C/ Coefficient de torrentialité : 69
D/ Temps de concentration du bassin versant T_c : 69
II.1.6 Profil en long de l'oued : 72
II.2 Caractéristiques climatologiques : 73
II.3 Choix de la loi d'ajustement : 80
II.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL : 80
II.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) : 82
II.4 EVALUATION DES APPORTS LIQUIDES : 83
II.4.1 ESTIMATION DE L'APPORT MOYEN ANNUEL (A_0) ! 83
II.4.2 Caractéristiques de l'écoulement : 84
II.4.3 Les apports fréquentiels : 84
II.4.4 Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% : 85
II.4.5 Apport solide et l'estimation du volume mort 86
II.5 Etude des crues : 88
II.5.1. Détermination du débit maximum fréquentiels : 88
II.5.2 Détermination des Hydrogrammes de crue probable par la méthode de Sokolovski .94
II.5.3 Choix de fréquence de la crue du projet et de chantier : 95
II.6 Régularisation : 97
II.6.1 Courbes (Hauteur-Capacité-Surface) 97
II.6.2 Répartition des besoins 99

II.7.3 Répartition mensuelle de l'apport A80% : 99
II.6.4 Calcul du volume utile :..... 100
II.6.4.1 Régularisation Saisonnière : 100
II.6.4.2 Régularisation interannuelle : 104
II.7. Laminage des crues 107
II.7.1 La méthode de Muskingum 108
II.7.1.1 Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière 108
II.7.1.2 Méthode de Muskingum 109
II.8.1.3 Principe de la méthode de solution :..... 109
II.7.1.4Calcul du débit de sortie : 110
II.7.1.5 calcul du volume stocké : 111
II.7.2 Etude d'optimisation..... 92
II.7.2.1 Calcul du cout approximatif de la digue :..... 92
II.7.2.2 le calcul approximatif de l'évacuateur de crue :..... 96
III-I Dérivation provisoire..... 99
III.I.1 INTRODUCTION 99
III.1.2 Type d'ouvrage de dérivation provisoire : 99
III.1.3 Choix de la crue de dimensionnement : 100
III.1.4 Succession des travaux :..... 100
III.1.5 Dimensionnement de la dérivation provisoire : 101
III.1.5. 1 Tunnel de dérivation : 101
III.1.5. 3 Portail d'entrée : 115
III.1.5.4 Dissipateur d'énergie : 116
III.1.5.6 Construction du batardeau :..... 122
III-II Vidange de fond 123
III-II.1 Introduction :..... 123
III-II.2 Type d'ouvrage de vidange :..... 123
III-II. 3 Choix du type de vidange de fond..... 123
III-II. 4 Calcul hydraulique de la conduite de vidange : 124
III.III Prise D'eau 129
Introduction :..... 129
III.III .1 Etude de prise d'eau :..... 129
III.III .2 Types des prises d'eau : 130
III-III.3 Choix de type de prise..... 132
III-III.4 Qualité des eaux prélevées :..... 132

III-III.5 Calcul hydraulique de la conduite de prise d'eau : 132
III-IV Calcul de ferraillage 136
III.IV.1. Tour de Prise 136
III.IV.1.1 Description de la tour de prise du projet 136
III.IV.1.2 Matériaux : 136
III.IV.1.3 Combinaison de calcul : 136
III.IV.1.4 Modélisation de la tour de prise : 136
III.IV.2 Tunnel de dérivation Provisoire 137
III.IV.3 Bassin d'amortissement : 138
III.IV.3.1 Stabilité des murs du bassin : 138
III.IV.3.2 Ferraillage du rideau : 141
III.IV.3.2 Ferraillage de la semelle : 143
IV.1 Prise d'eau 147
IV.1.1 Grilles et batardeau : 147
Pièces fixes : 147
Grilles : 147
Perte de charge : 148
IV.1.2. Vannes de garde wagon : 150
IV.1.3 Conduites en acier : 150
IV.1.4 Vannes papillon de contrôle : 150
IV.1.5 : Equipements auxiliaires 151
IV.1.6 Pieces de rechange : 151
IV.1.7 Autre fourniture : 151
IV.2 Vidange de fond : 152
IV.2.1 Vanne de garde : 152
IV.2.2 Vanne de réglage du débit : 152
IV.2.3 By-pass de dévasement 153
Devis Estimatif et Quantitatif des ouvrages annexes 147
V.1 Dérivation provisoire en tunnel et bassin d'amortissement : 154
V.2 Tour de prise + Passerelle d'accès : 155
V.3 Résultats de devis estimatif : 156
Conclusion : 157
Chapitre VI : ORGANISATION DE CHANTIER
VI.1 Introduction 158
VI.2 Organisation technique et données préparatoire : 158

VI.3 Les principaux intervenants sur chantier : 158
VII.4 Travaux préparatoires et installation de chantier : 159
VII.5 Les moyen du chantier 161
VI.5 Planification : 161
VI.5.1 Définition : 161
VI.5.2 Attribution des dures de chaque opération : 161
VI.5.3 Délai de construction et programmes des travaux : 162
VI.5.4 Symbol des différentes opérations : 162
VI.5.2 Technique de planification : 163
VI.5..2.1 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) 163
VI.5..2.2 Méthode du tableau 166
VI.5..2.2 Méthode des barres (Diagrammes de GANTT) 166
VII.1 INTRODUCTION 168
VII.2 Causes des accidents de travail : 169
VII.3 CONDITIONS DANGEREUSES DANS LE CHANTIER 169
VII.5 Mesure préventives : 170
VII.6 Calcul de débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel 171
VII.6.1 Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation : 173
CONCLUSION GENERALE 175

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : Synthèse de l'étude de faisabilité

Tableau I. 1: Résumé des résultats des sondages [source : A.N.B.T] 13
Tableau I. 2:Récapitulation des valeurs de la teneur en eau (%) 15
Tableau I. 3: Récapitulation des valeur du poids spécifique (g/cm^3) 15
Tableau I. 4: Récapitulation des valeurs de résistance à la compression simple 17
Tableau I. 5:Résultats des sondages équipés en piézomètres 18
Tableau I.6:Résultas d'examen des coupes des puits 20
Tableau I. 7: Principales caractéristiques de la station Pluviométrique de YABOUS 27

Tableau I. 8: Type de digue 29

CHAPITRE II : Etude Hydrologique

Tableau II. 1: Calcul des surfaces cumulées 62
Tableau II. 2: Classification du relief selon Ig donné par l'ORSTOM 65
Tableau II. 3: Les longueurs des courbes de niveaux. 66
Tableau II. 4: Détermination de la pente Roche Ip 67
Tableau II. 5: calcul du temps de concentration 71
Tableau II. 6: tableau récapitulatif des caractéristiques du bassin versant 72
Tableau II. 7:Répartition mensuelle de Température 74
Tableau II. 8:Répartition mensuelle des vitesses du vent 74
Tableau II. 9:Répartition mensuelle de l'évaporation 75
Tableau II. 10: Caractéristiques de la station pluviométrique exploitée 75
Tableau II. 11: Répartition de la pluie moyenne dans l'année 76
Tableau II. 12:Caractéristique de la série de la pluie maximale journalière 77
Tableau II. 13: Test de Wilcoxon 79
Tableau II. 14: Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel 80
Tableau II. 15: Tableau de comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon 81
Tableau II. 16:Résultats de l'ajustement à la loi log normal 82
Tableau II. 17: Tableau de comparaison des caractéristique de la loi et de l'échantillon 83
Tableau II. 18: Précipitation journalière pour chaque fréquence .. **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau II. 19: répartition mensuelle des apports (1969-2013) 83
Tableau II. 20 : tableau récapitulatif des caractéristiques de l'écoulement 84
Tableau II. 21:distribution des apports fréquentiels 84
Tableau II. 22:répartition mensuelle de l'apport moyen annuel(1969-2013) 85
Tableau II. 23: Détermination des débits maximums fréquentiels par la méthode de Sokolovsky 88
Tableau II. 24: Détermination des débits maximums fréquentiels par la méthode de mallet-Gauthier 89
Tableau II. 25: Détermination des débits maximums fréquentiels par la méthode de Turraza 90
Tableau II. 26: Les paramètres de la loi de Gumbel 92
Tableau II. 27: Les débits de pointe par la méthode de Gradex 93
Tableau II. 28: Tableau récapitulatif des débits calculés par différents méthode 93
Tableau II. 29: Les valeurs de débit retenu 94
Tableau II. 30: Valeur des débits de crue en fonction du temps 94
Tableau II. 31: Estimation de la crue de projet 96
Tableau II. 32: Courbe Topographique et volumétrique 98
Tableau II. 33: Modulation mensuelle des besoins 99
Tableau II. 34: Répartition mensuelle de l'apport 80% 99
Tableau II. 35: Mode de fonctionnement du barrage 101
Tableau II. 36:Régularisation saisonnière (sans tenir compte des pertes) 102
Tableau II. 37:régularisation saisonnière (tenir compte des pertes) 103
Tableau II. 38:Détermination de la période d'étiage. 105
Tableau II. 39: Calcul de la composante interannuelle par la méthode de Kristley -Menkel. 106
Tableau II. 40: récapitulation des valeur trouvé de la régularisation 107

TABLEAU II. 41: La méthode de MUSKINGUM 110
Tableau II. 42: Calcul de la courbe caractéristique 113
Tableau II. 43: Calcul de l'hydrogrammes de sortie du barrage pour b=15m 114
Tableau II. 44: Hydrogramme de sortie 90
Tableau II. 45: Tableau des résultats du laminage 92
Tableau II. 46: Résultat de calcul de la revanche 93
Tableau II. 47: Calcul du largueur en crête 95
Tableau II. 48: cout de la digue 96
Tableau II. 49: cout du canal d'approche 97
Tableau II. 50:Tableau récapitulatif des prix totaux 97
Tableau II. 51 Tableau récapitulatif de la régularisation et du laminage 98

CHAPITRE III : Etude des ouvrages Annexes

Tableau III. 1: Coefficient de débit pour différents diamètres 103
Tableau III. 2: Q= f(D) 103
Tableau III. 3: h =f(T) 104
Tableau III. 4: résultats de laminage 104
Tableau III. 5: résultats de calcul de la revanche du batardeau 105
Tableau III. 6: Calcul de largueur en crête du batardeau 106
Tableau III. 7: Calcul d'optimisation 108
Tableau III. 8 : Calcul de la hauteur critique dans le tunnel de dérivation……...113
Tableau III. 9: Calcul de ligne d'eau du tunnel de dérivation 114
Tableau III. 10 : Type de ressaut hydraulique en fonction du nombre de Froude 116
Tableau III. 11: Diamètre de l'enrochement en fct de la hauteur des vagues 122
Tableau III. 12: Type de la vidange de fond 124
Tableau III. 13: Calcul du temps de vidnage 128
Tableau III. 14: Distribution mensuelle des besoins 133

CHAPITRE IV : Equipement Hydromécanique

Tableau IV. 1:caractéristiques de vannes de garde wagon 150
Tableau IV. 2: caractéristiques des vannes papillon de contrôle 150

CHAPITRE V : Devis estimatif et Quantitatif

Tableau V. 1: Cout de la Dérivation Provisoire 155
Tableau V. 2: Cout de la Tour de Prise 155
Tableau V. 3: Cout de la Passerelle d'accès à la Tour de Prise 156
Tableau V. 4: Résultats de devis estimatif 156
Tableau V. 5: Cout totale des ouvrages annexe + batardeau 157

CHAPITRES VI : Organisation de chantier

Tableau VI. 1: Symbol des différentes opérations 162
Tableau VI. 2: Méthode du tableau 166

CHAPITRE VII : Sécurité et protection de travail

Tableau VII. 1:Méthode Dynamique..... 173

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : Synthèse de l'étude de faisabilité

Figure I. 1 : Localisation du barrage de TAGHARIST..... 3
Figure I. 2: SITE DU BARRAGE..... 4
Figure I. 3: Les terrasses alluviales récentes..... 5
Figure I. 4: Les colluvions 6
Figure I. 5 : La colluvion grossière..... 7

Figure I. 6:Le Tortonien 8
Figure I. 7 : Marnes grises du campanien et éboulis de blocs gréseux tortoniens versant rive droite à BOUHAZRA 8
Figure I. 8: Marnes claires du santonien a bancs marno-calcaires, noduleux , versant rive droite , Diar El Gaid 9
Figure I. 9 : Alternance de bancs marno-calcaires et pélitiques du coniacien. Rive droite, piste de Touchent 10
Figure I. 10: Bancs calcaires fins à Huitres, du turonien sommital, formant des seuils de déversement , dans l'oued Tagharist 10
Figure I. 11: Bancs calcaires fins, très redressés du terme inferieur de la formation Turonienne, alternant avec des marnes, à zkakat, rive droite 11
Figure I. 12 : Calcaires durs en bancs métrique a l'extrémité sud-ouest de la cuvette, au lieudit Cantina 12
Figure I. 14: Argiles rouges miocènes, épaisses, dans la plaine de yabous, Matériaux fins pour noyau 18
Figure I. 13 : Emplacement des 4 zones d'emprunt 20
Figure I. 15: Alluvions grossières (Ag) et terrasses alluviales récentes sablo-graveleuses (Ta) , Matériaux de recharge 22
Figure I. 16: Affleurements de bancs calcaires épais (Cénomanien), au pied du Chelia 23
Figure I. 17:Plan de faille (P) de direction N180°et d'inclinasion 40°E , dans les calcaires turnoniens A DIAR EL GAID , rive gauche 24
Figure I. 18: Stries (S) et redans sur le plan de faille (image précédente), montrant le jeu en faille inverse 25
Figure I. 19:Zone de failles vertical (F) favorisant le passage de l'oued de TAGHARIST, en aval des sites de retenue 25
Figure I. 20: Failles et décrochement sénestre dans les grés tortoniens , rive droite de l'oued de TAGAHRIST 26
Figure I. 21:le polygone de Thiessen 27
Figure I. 22: Température moyenne mensuelle pour la station YABOUS 28
Figure I. 23: Evaporation mensuelle- Station YABOUS 29

CHAPITRE II : Etude Hydrologique

Figure II. 1: Courbe Hypsométrique 63
Figure II. 2 : Chevelu hydrographique du bassin versant de l'oued TAGHARIST 68
Figure II. 3: Profil en long du talweg principale 72
Figure II. 4: Répartition mensuelle de Température ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure II. 5: Répartition mensuelle des vitesses du vent 74
Figure II. 6: Répartition mensuelle de l'évaporation 75
Figure II. 7:Répartition mensuelle des précipitation 76
Figure II. 8: Test de Wilcoxon (Hyfran Plus) 78
Figure II. 9: Ajustement à la loi de Gumbel 81
Figure II. 10: Ajustement à la loi log normal 82
Figure II. 11: Courbe des pluies courtes durées de différente fréquence... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure II. 12: Courbe des intensités en fonction de temps de différent fréquence ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure II. 13: Répartition mensuelle de l'apport moyen 84
Figure II. 14: Ajustement des apports à la loi log normal..... 85
Figure II. 15:Répartition mensuelle des apports 80 %..... 86
Figure II. 16:Ajustement des pluies maximales journalier à la loi de Gumbal..... 91
Figure II. 17:Graphe de la méthode Gradex 93
Figure II. 18:Hydrogrammes des crues..... 95
Figure II. 19: hydrogramme de crue de projet 96
Figure II. 20: hydrogramme de crue de chantier 97
Figure II. 21:Courbe hauteur-surface-capacité 99
Figure II. *22:* Modélisation de la courbe capacité hauteur. 112
Figure II. 23:Modélisation de la courbe surface hauteur 112
Figure II. 24:Courbe caractéristique du barrage pour b=15m..... 114
Figure II. 25: Hydrogrammes de sortie..... 91
Figure II. 26: Courbe d'optimisation..... 98

CHAPITRE III : Etude des ouvrages annexes

Figure III. 1: Hydrogramme de crue de chantier..... 100
Figure III. 2: Courbe d'optimisation..... 110
Figure III. 4: Plan de la transition..... 117
Figure III. 5*:* Ligne d'eau dans la Transition ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure III. 6: distribution mensuelle des besoins..... 133
Figure III. 7: Modélisation de la tour de prise..... 137
Figure III. 8: Les forces agissant le rideau et la semelle 138
Figure III. 9: Calcul du ferraillage du rideau..... 141
Figure III. 10 : Diagrammes des contraintes de la semelle..... 144

CHAPITRES VI : Organisation de chantier

Figure VI. 1: Réseau à nœud..... 165
Figure VI. 2: Le diagramme de GANTT 167

Liste des Annexes

ANNEXE N°I. 1 : Plan topographies de l' emplacement du barrage. 176
ANNEXE N°I. 2 : Les résultats de l'investigation géologique..... 176
ANNEXE N°I. 3: Géologie du site d'implantation du barrage de TAGHARIST 177
ANNEXE N°I. 4: Emplacements des Sondages 177

ANNEXE N°I. 5: Résultats des Essais de la laboratoire (Etude de faisabilité) 178

ANNEXE II. 1: PLUIE MENSUELLE ET Pluie max 179
ANNEXE N° III. 1: Valeurs du coefficient de Manning **…….**175
ANNEXE N° III. 2: Organigramme pour le calcul de ferraillage d'une section rectangulaire en flexion simple
……...…….17177

ANNNEXE N°IV. 1: Stabilité des grilles……..178

Liste des Planches

Planche N°1 : Vue en Plan de l'aménagement.

Planche N°2 : Profil en long de la Dérivation provisoire.

Planche N°3 : Coupe vertical de la Tour de prise.

Planche N°4 : Plan de chambre de vannes avale.

Introduction générale

Le développement d'une région dans tous les domaines dépend essentiellement du développement du secteur hydraulique, puisque celui-ci est lié à toutes les branches de l'économie.

Pour que l'agriculture évolue, il faut qu'il ait de l'eau en quantité suffisante surtout et comme dans le cas de l'Algérie ou les, modes d'irrigation sont traditionnelles et consomme beaucoup d'eau ainsi que le développement industriel de notre pays, et d'une part l'homme ne peut pas vivre sans eau.

C'est dans ce cadre que le secteur hydraulique s'est accorder une attention particulière de la part des instances politique, et un plan ambitieux de développements des infrastructures hydrauliques a été élaboré.

Ce plan concerne notamment l'édification de plusieurs barrages de retenue parmi lesquels figure le site du barrage de TAGHARIST dans l'oued de TAGHARIST.

L'objectif de mon travail est l'étude d A.P.D (avant-projet détailler) des ouvrages annexes (dérivation provisoire, vidange de fond et prise d'eau)

La conception de ces ouvrages est une science de maitrise des rivières, pour assurer le bon fonctionnement et la sécurité de la réserve, par conséquent, ils occupent une place importante dans l'aménagement hydraulique du fait que leurs couts de réalisation peuvent atteindre la moitié du budget total de réalisation de barrage. C'est pour cela qu'il faut accorder une attention particulière pendant la conception et la réalisation, afin de pouvoir adapter à chaque ouvrage, les conditions topographique, géologique pour une implantation et fonctionnement parfait.

CHAPITRE I :

Synthèse De l'étude de Faisabilité

I.1 Généralité :

Le barrage de TAGHARIST est situé sur l'oued TAGHARIST, à 2 km au Sud-Est de la ville de YABOUS, et à environ 40 km du chef-lieu de la Wilaya, commune YABOUS , Daïra de BOUHAMA dans la wilaya de KHENCHELA l'étude de faisabilité a été faite par le bureau d'études italien GEOTECNA PROJETTI en 2005 .

Le présent mémoire de synthèse fait partie de l'étude d'Avant Projet Détaillé du barrage. Il a pour objectif la description générale de l'aménagement et de la présentation d'un exposé justificatif et descriptif de la solution adoptée.

I.2 Objectif du barrage :

L'Oued TAGHARIST, l'un des cours d'eau de la wilaya de KHENCHELA est identifié comme étant une ressource potentielle sur lequel sera exploiter par la construction d'un barrage, cette dernière servira à la mobilisation des potentialités hydrologiques de ce cours d'eau. La majorité des terres agricoles à l'aval du site du barrage sont cultivables. Parmi les cultures agricoles pratiquées les céréales sont majoritaires (blé dure, farine, etc.), le type de culture qui prédomine est plutôt le saisonnier où chaque saison est caractérisée par une culture différente.

L'ouvrage sera donc destiné à :

- L'alimentation en eau potable de la ville YABOUS avec un apport de 1,7 hm3/an
- L'irrigation des plaines de YABOUS, OULED Fadhel et Timgad pour une superficie de 340 ha avec un apport de 2,5 hm3/an

I.3.Etude Topographique, Géologique et Géotechnique

I.3.1 Etude TOPOGRAPHIQUES

I.3.1.1 Généralité

Dans ce chapitre a été exposé le résumé des études préliminaires élaborées lors de l'étude de faisabilité : étude topographique, géologique, géotechnique et hydrologique

I.3.1.2 Localisation de l'ouvrage :

Le site barrage de TAGHARIST sur l'oued du même nom est situé dans la commune de YABOUS dans la Wilaya de KHENCHELA à 360 km d'Alger à vol d'oiseau dans la direction Sud-est. On y accède en prenant la route nationale reliant les villes de Batna et KHENCHELA puis le CW 45 au niveau de TOUFFANA jusqu'à YABOUS. Ensuite le CW 45 continue le long de l'oued TAGHARIST jusqu'au site du barrage. Le site du barrage se situe juste à l'amont du point où l'Oued traverse un escarpement de grès qui forme la limite Nord des massifs des Aurès. Cette gorge (1180 m NGA environ au lit d'oued) se trouve à 2 Km environ au Sud - Est du chef - lieu de la commune de YABOUS et à 11 Km au Sud - Sud - Est de la commune d'OULED Fadhel (TOUFFANA). Le site est localisé sur la carte topographique au 1/50000e (ancienne édition) « TOUFFANA »

Les coordonnées UTM du site sont les suivantes :

X = 286.303 km
Y = 3 918 .672 km
Z =1216.50 m NGA



Figure I. 1 : Localisation du barrage de TAGHARIST

Source : Google Earth Pro

-L'Oued TAGHARIST est un grand torrent de montagne qui prendrait ses origines des flancs Nord Est des Aurès (Dj. CHELIA 2326m, Dj TKHIZRANAT 1795 m). Le premier torrent affluent dans l'Oued TAGHARIST est l'Oued TALHA, qui prend ses ressources (neige, pluie) à partir du sommet d'Oum Keltoume (2326m), le plus haut sommet d'Algérie. Après avoir coulé au N- Ouest, le cours d'eaux prend le sens N-N 'est, traversant la vallée entre Dj. CHELIA et Dj TKHZRANAT en parallèle à la route W45. Ce tronçon d'Oued TAGHARIST est caractérisé par une forte pente, un lit stable d'une largeur de 60 à 80 m avec un écoulement permanant, malgré un débit faible pendant la saison sèche. Le régime d'écoulement est torrentiel voire violent au début de ce tronçon surtout pendant les crues.

Le bassin versant de l'oued TAGHARIST constitue une zone de transition orographique entre le massif élevé du CHELIA au sud (2326m), à relief escarpé, et le bassin de TOUFFANA au nord, à relief plus adouci, de type collinaire (900 à 1200m). Cette morphologie prévaut sur plus de 100km dans la direction Est-Ouest, entre Batna et KHENCHELA , où le réseau hydrographique débouche dans le bassin néogène de Timgad, par des gorges très entaillées franchissant les formations atlasiques anciennes (Foum Toub, Foum Tagharist, Foum El Gueiss).



Figure I. 2: SITE DU BARRAGE

I.3.2 Etude GEOLOGIQUE :

Selon les investigations faites par le bureau d'étude DAR EL HANDASAH dans le cadre de l'étude de faisabilité on a :

I.3.2.1 Géologie de la cuvette de la retenue

Les résultats de l'investigation géologique faite par le bureau d'étude Giodetti Project sont illustrés par la carte jointe (en annexe I.02), montrant que les terrains formant l'assiette de la cuvette sont représentés par des marnes, marno-calcaires et bancs calcaires homogènes, de faible perméabilité ce qui assure ainsi une bonne étanchéité.

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

Le barrage est situé près de la frontière deux structures géologique principales :

Les deux grands ensembles morphologiques correspondant au massif du Chélia dans lequel nous intégrons la cuvette du barrage, et la plaine de yabous-touffana, plus en aval du projet, correspondent à deus grand domaines géologiques distincts, qui sont :

- L'atlas saharien des Aurès caractérisé par de grands plis d'échelle plurikilométrique, orienté NE-SO, a matériel essentiellement crétacé et par les formations rocheuses de période Jurassique-crétacée.
- Le bassin néogène de Timgad, a matériel miocène, de structure plissée d'échelle plus Modest (kilométrique), il est constitué de matériel miocène (dépôt néogènes et Quaternaires). (ANNEXE N°I.03)

Ces deux ensembles sont affectés par une tectonique plicative récente (mioplicéne) a l'origine des plis NE-SO et par des failles subméridiennes a composante essentiellement décrochant.

La géologie du site correspond à la transition entre deux domaines géologiques :

1- Les pélites et les marnes du Sénonien sup (amont de la gorge de TAGHARIST) : avec une valle ouverte et un profil symétrique, plus une pente douce (6°à 10° d'inclinaison) avec une couche de couverture colluviale

2- **Grés Tortonien** : qui affleurent dans la gorge, dans cette zone, la vallée se resserre et présente un profil dissymétrique, très accidenté, avec talus relativement raides, où à côtes parallèles de grès s'alternent de dépressions recouvertes d'éboulis. (ANNEXE N°I.03).

Source : Géologie du site du barrage et de la cuvette (étude de faisabilité ANBT).

I.3.2.3 Stratigraphie

La série stratigraphique du site du barrage et de sa cuvette est rendue relativement aisée a identifier, par suite d'une structure d'ensemble monoclinal assez redressée et d'une végétation clairsemée. Cette série est représenté par des formations récentes, quaternaires, et des formations plus anciennes d'âge miocène supérieur et crétacé (Source : Géologie du site du barrage et de la cuvette (étude de faisabilité ANBT) :

- **Les formations superficielles :**
  - **a- Alluvions :** actuelles du lit mineur de nature calcaire prédominante et gréseuse elles sont représentées par des blocs roulés de 10 à 20 cm de diamètre, dès Les galets et graviers et sable grossier en faible proportion. Leur épaisseur est de 3 à 4 m.
  - **b- Les terrasses alluviales récentes** : elles sont limoneuses en surface et deviennent plus grossières à partir de 0.5 m de profondeur leur épaisseurs moyennes est de l'ordre de 2 a 3m. Elles sont très étroites, parfois inexistantes, et ne dépassent pas la largeur de 100 m.



Figure I. 3: Les terrasses alluviales récentes

c- les terrasses alluviales anciennes : leurs présence est témoignée par un lambeau accroché en rive gauche de l'oued TAGHARIST a une altitude de 5m environ au-

dessus de la cote du lit mineur (ZKAKAT) .Cette terrasse de 2 à 3m d'épaisseur formé par des alluvions grossières (galets et blocs calcaires et gréseux).

d- Les colluvions : Elles sont distribuées sur les surfaces de faible dénivelée (5 à 15% de pente) et jalonnent les berges des réseaux hydrographique principal (oued TAGHARIST et ses affluents).Malgré leur hétérogénéité et leur variation d'épaisseur

On peut distinguer des colluvions fines, argilo-limoneuses, et des colluvions grossières à blocs et galets enrobés une matrice argileuse



Figure I. 4: Les colluvions

e-Les colluvion grossières :elles sont particulièrement développées de part et d'autre de l'oued TAGHARIST (BOUHAZRA) et à l'extrémité sud de la retenue (cantina , Ras el Hanchir ,Aghlane) ,les sondages récents et anciens montrent que cette formation d'épaisseur variable peut atteindre 8 à 10m d'épaisseur ,entrainée dans un mouvement de fluage et un épais manteau de colluvion a galet et blocs de taille décimétrique a demi-métrique, Cette morphologie a favorisé une accumulation de débris rocheux ,anguleux ,à dominante ,enrobés dans une matrice plus fine .L'épaisseur de ces colluvions reste indéterminée ,elle peut cependant atteindre une dizaine de mètres dans leur partie central.



Figure I. 5 : La colluvion grossière

- ## Les formations anciennes :

A partir de la première barre rocheuse qui domine au sud, le village de yabous et en remontant le débouché (Foum) de l'oued de TAGHARIST vers l'intérieur de la cuvette, une succession de reliefs découpés par quelques arêtes rocheuses vives, montrent une série stratigraphique représentée par le Miocénes supérieur (TORTONIEN) et le Crétaceé supérieur (Cénomanien a Senonien) (**Source :** Géologie du site du barrage et de la cuvette (étude de faisabilité ANBT) :

a- Le Tortonien : Il est représenté par une alternance de bancs gréseux massifs dont on peut dénombrer 5 barres, et d'argiles grises, qui forment le premier relief au sud de Yabous. Les barres gréseuses qui peuvent atteindre 10m d'épaisseur vers le sommet de la série, sont blanchâtres grossiers et localement conglomératique.

La série tortonienne atteint 400 m d'épaisseur. Sa base est située aval immédiat du barrage. Elle est discordante sur les formations crétacées. Plus en aval du site dans la plaine de yabous, se développent des argiles rouges du Tortonien supérieur, occupant de grandes étendues Alternance de barres gréseuses (gr), argile A

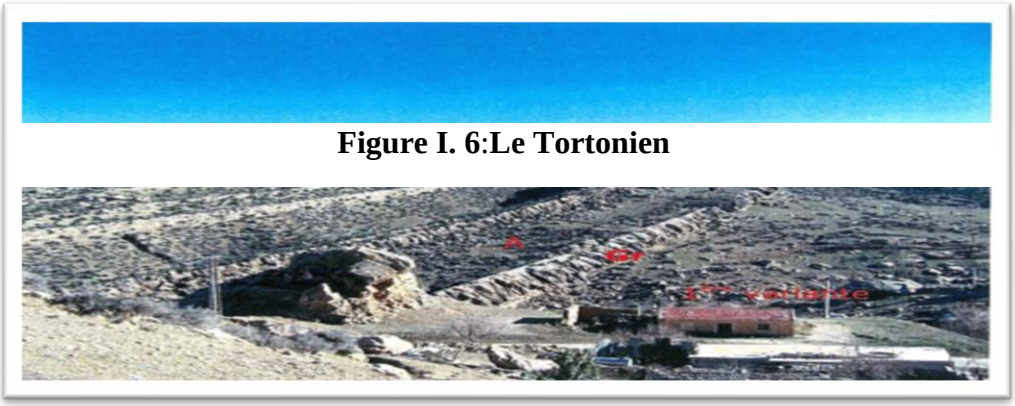


Figure I. 6:**Le Tortonien**

b- **Le Campanien :** représenté par une série épaisse de marnes grises, assez homogènes. La stratification est soulignée par des bancs fins marno -calcaires, de couleur plus claire. Elles sont très pauvres en macro -fossiles. Ces marnes sont assez ravinées en surface par suite de leur décompression et altération. Elles forment par ailleurs l'horizon de fondation des 3 variantes de digues du fait qu'il son épais. Les nombreux sondages récents montre qu'elles deviennent de plus en plus denses en profondeur, de couleur plus sombre, et admettent quelques rares passées franchement calcaire.



L'observation des carottes de sondages montrent que ces marnes sont finement diaclases et fracturées par endroits. Les fracture demi-centimétrique sont souvent recristallisées en calcite blanche, elles sont très sensibles à décompression.
L'épaisseur de cette formation est de 500m environ

Figure I. 7 : Marnes grises du campanien et éboulis de blocs gréseux tortoniens versant rive droite à BOUHAZRA

c- **Le Santonien** : Les marbres campaniennes passent progressivement à des marnes plus claires, a cassure terreuse et fossilifères (fragments d'inocéram, Echinodermes, huitres, strombes) renferment des bancs marno-calcaires noduleux, d'épaisseur

décimétrique, fossilifères. la végétation arborée qui recouvre cette formation la protège efficacement l'érosion son épaisseur est de 150 à 200 m.

La limite stratigraphique présumée entre le santonien et le coniacien correspond à un banc de calcaire dolomitique, fossilifères de 2m, bien visible de part et d'autre de l'oued TAGHARIST, au lieudit DIAR EL GAID



Figure I. 8: Marnes claires du santonien a bancs marno-calcaires, noduleux, versant rive droite, Diar El Gaid

d- Le Coniacien : Au-dessous des bancs calcaires que nous avons attribués au Santonien, se développe une sédimentation à dominante marno-calcaires et péltique, en bancs centimétrique a décimétrique, très fossilifères. Le sommet de la formation renferme des niveaux calcaires noduleux, comparable à ceux du Santonien, tandis que sa base est caractérisée par la présence de bancs fins et durs de couleur sombre. Cette formation est largement visible au fond du thalweg qui remonte, en rive droite de l'oued, vers le village Touchent. Dans son ensemble, elle est plus robuste que la formation précédente et donc plus résistante a l'érosion. Son épaisseur est de 300 à 350 m

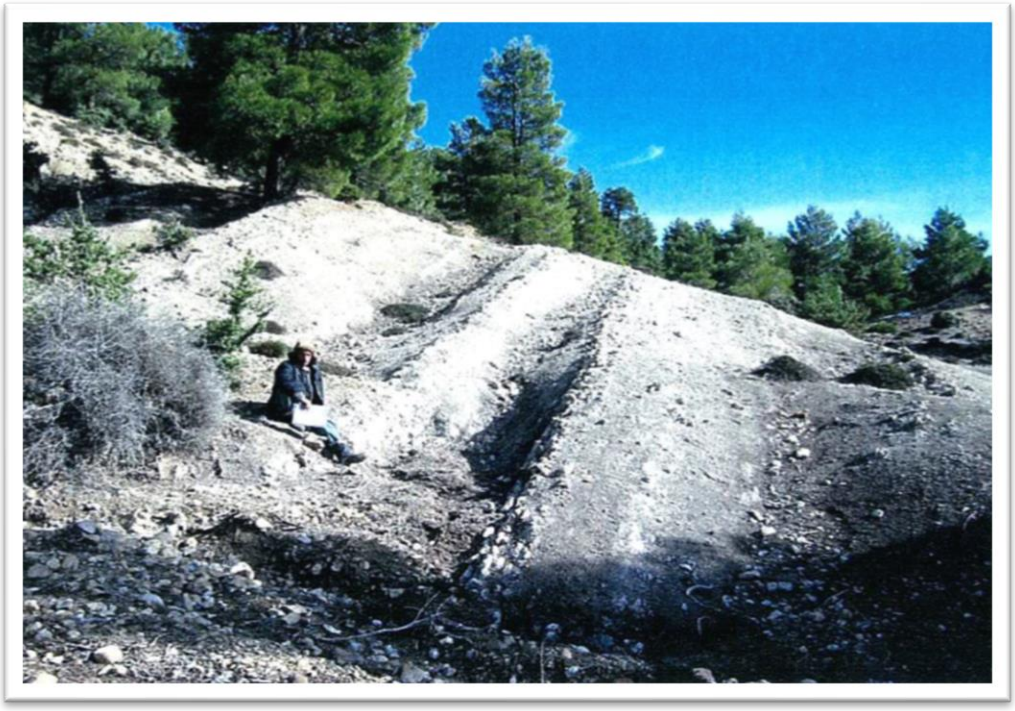


Figure I. 9 : Alternance de bancs marno-calcaires et pélitiques du coniacien. Rive droite, piste de Touchent

e- **Le turonien :** on an distingué sur le plan lithologique et cartographique deux formations turoniennes et comme limite supérieure les trois bancs calcaires métrique a minces joints marneux, qui affleurent sur toute la largeur de l'oued TAGHARIST, a DIAR EL GAID, en formant des seuils naturels de déversement des eaux de crues. Ces bancs de calcaires sont de couleur blanchâtre, fins, et renferment des débris de fossiles, puis succède une alternance de marnes grises épaisses renfermant des bancs calcaire demi-métrique qui apparaissent bien en rive droite de l'oued. Son épaisseur est de 500 a 600 m.



Figure I. 10:Bancs calcaires fins à Huitres, du turonien sommital, formant des seuils de déversement, dans l'oued Tagharist

La formation inférieure est assez comparable à la supérieure mais plus carbonatée. Elle débute par une série de 4 bancs calcaires massifs de 10 m d'épaisseur qui forment une arête topographique bien visible sur les deux versants de l'oued à la hauteur de Zkakat, Elle se poursuit à TIBEKARDJINE par une alternance de marnes verdâtres fossilifères (huitres) renfermant, en plus grand nombre, des bancs calcaires a patine jaunâtre. Son épaisseur est de 400 à 500 m

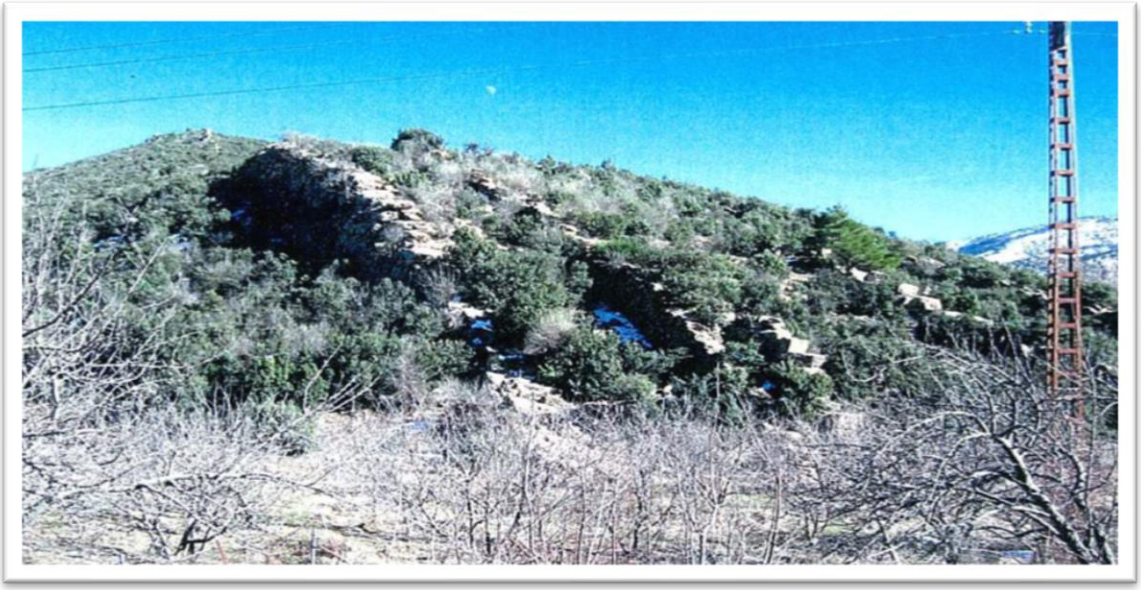


Figure I. 11:Bancs calcaires fins, très redressés du terme inferieur de la formation Turonienne, alternant avec des marnes, à zkakat, rive droite

f- **Le Turonien basal :** La formation turonienne se poursuit vers la base, par une alternance de bancs calcaires d'épaisseur métrique et marnes pélitiques verdâtres. Les bancs calcaires, fortement redressés et bien dégagés en rive droite de l'oued de TAGHARIST sont fins, de couleur grise a la cassure et a patine ocre. Ils renferment des débris de fossiles. Les marnes sont à cassure terreuse et renferment de grosses huitres. Cette formation d'âge probable turonien inférieur, a une épaisseur de 300 a 40 m

g- **Le cénomanien supérieur :** Il est représenté par des marnes grises a verdâtres, épaisses, renfermant des bancs marno-calcaires d'épaisseur demi-métrique et des lumachelles huitres. Le sommet de cette formation est très fossilifère avec nette prédominance de petites huitres. Son épaisseur est supérieure à 600 m. Elle repose sur une série de consistance plus rocheuse, de même Age, qui affleure vers l'extrémité

sud-ouest de la cuvette (Cantina). Cette série qui affleure largement plus au sud de la cuvette, forme les premiers contreforts du massif du chélia.



Figure I. 12 : Calcaires durs en bancs métrique a l'extrémité sud-ouest de la cuvette, au lieudit Cantina

I.3.3 Etude GEOTECHNIQUE :

L'étude géotechnique faite par DAR EL HANDASAH nous a permis d'avoir les résultats suivants :

I.3.3.1 Condition géotechniques sur le site d'implantation du barrage :

Les conditions géotechniques de réalisation du barrage et des ouvrages annexes sur la base des caractéristiques et de l'investigation géologique peuvent être considéré comme favorables. Les terrains formant l'assiette de la cuvette sont représentés par des marnes, marno-calcaires et bancs calcaires homogènes, de faible perméabilité. il lui assure ainsi une bonne étanchéité. La structure monoclinale, de direction transversale aux plus grandes pentes et peu fracturée, conféré une bonne stabilité aux versants de la cuvette.

- un substratum marno-calcaire, relativement peu profond (5 à 10 m en moyenne), a fracture fréquentes mais peu ouvertes, devenant progressivement homogènes en profondeur

- un versant stable pour les appuis de rive gauche.

I.3.3.2 Reconnaissance géotechnique et essai de laboratoire :

A/But des travaux de reconnaissance :

Le but de la compagne de reconnaissance géologique pour l'étude de faisabilité est de décrire géologiquement le site d'implantation du barrage afin de :

- Confirmer la faisabilité d'un barrage poids ou d'un barrage en remblai
- Fournir des éléments de dimensionnement du barrage et du bassin de dissipation
- Permettre de chiffrer les travaux d'excavation, consolidation et étanchéité
- Déterminer l'axe présentant les caractéristiques géologiques et géotechniques plus favorable qui fera l'objet d'une investigation plus détaillée :
    - **Axe aval de direction Nord-est**
    - **Axe central de direction NNE**
    - **Axe amont de direction EST**

Les principaux paramètres géotechniques de la fondation à déterminer sont sa résistance, sa déformabilité et sa perméabilité

B/Travaux de reconnaissance sur le site du barrage :

➢ Forage de reconnaissance

-La réalisation des sondages (S01A a S5A) par forage le long des trois axes.

-la campagne de reconnaissance comprenait aussi la réalisation de 4 profils géophysiques électriques sensiblement parallèles aux axes de l'étude et atteignant une profondeur de 40 mètres pour déterminer l'épaisseur des argiles, des marnes altérées et des zones potentielles de glissement. Ces profil ont été calibrés par les résultats des sondages (annexe N°1.4)

Tableau I. 1: Résumé des résultats des sondages [source : A.N.B.T]

Zone d'exécution	Sondage	Profondeur	Lithologie de sondage
R.D	S1	0.00-9.00 9.00-12.00 12.00-31.50	Colluvions argileuses, passant en profondeur à marne altérée marne peu altérée gris-foncé (Sénonien sup.) marne compacte, peu altérée, gris-foncé (Sénonien sup.)

R.D	S4	3.00 3.20-9.00 9.00-12.00 12.0-30.00	Blocs de grès Grès blanc sain(Miocène inf-Tortonien) Grès fracturé avec remplissage de marne (Transition) Marne gris-foncé, schisteuse
R.G	S2 (Incliné 30°)	0.00-6.67 6.67-13.50 13.50-13.85 13.85-15.60 15.60-39.0	Colluvions argileuses emballant blocs de grès Marne altérée grise (Sénonien sup.) niveau gréseux Marne altérée grise Marne saine grise
R.G	S5	1.50 1.50-4.80 4.80-6.50 6.50-15.50 15.50-15.80 15.80-22.50	Couverture éluviale Grès blanc à gris, altéré, fissuré (Miocène inf. - Tortonien) Blocs de grès et sable grès blanc, jaunâtre, parfois oxydé (Miocène infTortonien) Passage broyé (Surface d'érosion) marne gréseuse (Transition)
FOND D'OUED	S3	00-3.20 3.20-9.00 9.00-12.00 12.0-30.00	Alluvions grossières Marne calcaire fracturée, grise (Sénonien sup.) Marne calcaire saine, grise Marne calcaire saine, grise

- **Essais In situ :** réaliser par le bureau d'étude DAR EL HANDASAH

- **Essai Pression métrique :**

L'essai doit être réalisé dans les sondages, à des intervalles de 1.5 m de profondeur, après que les résultats des sondages préliminaires seront disponibles.

Pour chaque essai, les paramètres suivants doivent être soumis à l'ingénieure :

- Module pressiométrique de déformation.

- Pression limite.
- Pression de fluage.

➢ **Essais de laboratoire :**

A) Essai de classification, de résistance et de déformation pour sols et rochers :

- **Essai N°1 – Teneur en eau :**

La teneur en eau est exprimée en pourcentage du poids sec su sol ou du rocher à deux chiffres significatifs.

La teneur en eau a été déterminer pour 129 échantillons, dont 43 correspondent aux colluvion et 85 aux marnes (dont 70 sont de la marne compacte).

Tableau I. 2:Récapitulation des valeurs de la teneur en eau (%)

Type de matériau	Emplacement	Nombre de valeur	Valeur minimal	Valeur maximal	Moyenne
Colluvions	Rive droite	25	0.11	24.56	9.77
	Rive gauche	17	4.2	24.56	14.29
	Lit de l'oued	1	1.4	-	-
Marnes grisées altérées ou compacte	Rive droite	32	3	22	9.73
	Rive gauche	44	0.7	24	8.03
	Lit de l'oued	9	2.13	9.8	6.03

- **Essai N°2 – Poids spécifique :**

Poids spécifique à 0.01 près tout en indiquant le type (sec ou apparent), 11 échantillons seulement ont été testés, dont 2 correspondent aux colluvions et 9 aux marnes. Les valeurs obtenues sont très proches et sont de l'ordre de 2,6-2,7 g/cm3

Tableau I. 3: Récapitulation des valeur du poids spécifique (g/cm^3)

Type de matériau	Nombre de valeur	Valeur minimal	Valeur maximal	Moyenne
Colluvions	2	2.65	2.66	2.66
Marnes grisé altérée ou compacte	9	2.57	2.7	2.7

- **Essai N°3- Densité apparente :**

Densité (Mg/m^3) à la deuxième décimale prés. 112 échantillons ont été testés, dont 28 correspondent aux colluvions et 83 aux marnes (dont 68 sont de la marne compacte). Pour les

colluvions, la densité apparente élevée (2,7 g/cm3) de l'échantillon du fond de l'oued n'est pas pris en considération, puisque cette valeur n'est pas représentative et pourrait correspondre à un bloc .

- **Essai N°4 – Granulométrie :**

Pourcentage cumulatif par poids du sol passant les tamis d'essai après tamisage mouillé et séchage, tracé sur un diagramme d'analyse granulométrique (courbe granulométrique) .

- **Essai N°5 – Analyse sédiment métrique :**

Pourcentage cumulatif comme pour l'analyse granulométrique par tamisage avec le pourcentage de particule de moins de 0.2 mm, 0.006mm et 0.002 mm tracé sur un diagramme d'analyse de taille des particules.

- **Essai N°6** – **Limites d'ATTERBERG** :

Caractérisé par :

- L'état de l'échantillon (naturel, séché à l'air libre ou au four)
- Pourcentage des matériaux inférieurs à 0.420 mm
- Limite de liquidité à 0.1 % prés.
- Limite de plasticité à 0.1 % prés.
- Indice de plasticité.

- **Essai N°7** – **Analyse minéralogique** :

Evaluation du genre de minéraux présents dans la roche ou le sol.

- **Essai N°8** –**Compression simple** :

L'essai de compression simple ($\sigma 2 = \sigma 3 = 0$) est facile à interpréter en contraintes totales. Cet essai consiste à appliquer une charge axiale (sans confinement) sur l'échantillon du sol et l'augmenter progressivement jusqu'à la rupture. En effet, le cercle de Mohr passe par l'origine et a pour diamètre $\sigma 1$.

Contrainte de compression à 2 kN/m^2 pour des valeurs jusqu'à 50 kN/m^2 , à 5 kN/m^2 pour les valeurs 50 et 100 kN/m^2 et à 10 50 kN/m^2 pour les valeurs au-dessus de 10050 kN/m^2. Et

cela pour obtenir la courbe contraintes /déformation l'essai doit être répété au minimum sur trois échantillons.

Tableau I. 4: Récapitulation des valeurs de résistance à la compression simple

Type de matériau	Emplacement	Nombre de valeur	Valeur minimal	Valeur maximal	Moyenne
Marnes grisé altérée ou compacte	Rive droite	6	-	-	10.5
	Rive gauche	1	1	12	7.3
	Lit de l'oued	3	7	13.5	11

On peut conclure que la résistance à la compression simple, une valeur moyenne de l'ordre de 40 bars peut être prévue pour la partie superficielle altérée de la formation marneuse, et de l'ordre de 60 bars pour les marnes sous- jacentes compacte. En cas saturé, la résistance à la compression simple sera considérablement réduite, et une valeur moyenne de l'ordre de 9 bars est recommandée. Même en prenant en considération la différence entre l'essai sur un échantillon bloc pour RCS et l'essai sur la masse de fondation pour un essai de plaque, les résultats obtenus suggèrent que la fondation est déformable.

- **ESSAI N°9 : Essai de cisaillement direct :** Dans l'essai consolidé, drainé, les pressions interstitielles se dissipent au fur et à mesure (essai lent qui correspond au comportement à long terme du sol). Donc à tout instant u=0. Cet essai s'interprète classiquement en considérant le critère de Coulomb : la courbe intrinsèque est une droite d'équation $\tau = c' + \sigma'. \tan \varphi$. Les paramètres résistance au cisaillement (ou caractéristiques intergranulaires du sol). Φ : angle de frottement effectif, et c': cohésion drainée.

N.B : les résultats des essais citez précédemment sont dans *ANNEXE N°I. 1.*.

I.3.4 Aperçu hydrogéologiques : (source : Etude de faisabilité)

Du point de vue hydrologique, les eaux sont contenues dans les alluvions de l'oued de TAGHARIST, les colluvions argileuses a blocs et galets et les argiles jaunâtres recouvrant les marnes campaniennes. Ces eaux souterraines sont drainées, comme il est attendu, par l'oued TAGHARIST, et ne forment pas d'aquifère épais, au-dessus du substratum marneux imperméable.

Au niveau du site des trois variantes de digue, les sondages équipés en piézomètres donnent les résultats suivants.

Tableau I. 5:Résultats des sondages équipés en piézomètres

N° forage	Profondeur du niveau statique (en mètre	Dates de mesures	Observations
S1	1.83	Mai 1997	Mesure en fin De forage
S2	4.10	Mai 1997	Mesure en fin De forage
S3	0.70	Mai 1997	Mesure en fin De forage

I.4 Matériaux de construction :

A l'intérieur de la cuvette, la diversité de la formation superficielle et profonde, permet d'en sélectionner, qualitativement, celles qui présentent les possibilités d'emploi comme matériaux de construction d'un barrage en remblai. Les gisements potentiels, situés à l'extérieur de la cuvette, seront indiqués pour des besoins éventuels. (Source : Etude de faisabilité)

I.4.1 Matériaux fins pour le noyau :

L'acceptabilité des matériaux argileux à utiliser dans le noyau du barrage est fonction de plusieurs critères.



Figure I. 13: Argiles rouges miocènes, épaisses, dans la plaine de yabous, Matériaux fins pour noyau

Du point de vue plasticité, des matériaux de plasticité (classe CL) sont préférables pour le noyau étanche car ils offrent un meilleur contrôle des travaux de compactage. Cependant, des

matériaux CH et CL pourraient également être utilise, si convenablement sous-zonés, mais non aléatoirement mélangés à l'intérieur du noyau d'un barrage. Dans ce dernier cas, la gamme du dépôt argileux pourrait être considérée comme CM ou argile de plasticité moyenne, si la séparation est difficile. Des argiles organiques ou très plastiques occasionnelles devraient être exclu pour assurer une uniformité des propriétés du noyau. Un pourcentage de gravier limité pourrait être toléré mais des blocs plus larges que la moitié de l'épaisseur de la couche compacté devraient être enlevé à la main en mettant en place de l'argile.

Vu sa fonction principale d'imperméabilisation, une faible perméabilité, généralement inferieur a 10^{-7}m/s est recommandée pour le noyau

Une quantité de 0.3Mm^3 a été estimée comme disponible a partir d'une zone connue comme Diar el Gaid , localisée entre 0.5 et 1.5 km en amont du site du barrage , le long d'une route existante .Le gite inclut les cônes de déjection de colluvions fins.

Le premier site (Diar El Gaid) a fait l'objet d'une prospection , lors de l'etude de faisabilité , dans 28 puits de reconnaissance (P1 a P27 et PE1et PE2) distribués sur 4 zone d'emprunt , suivi d'essai de laboratoire de la zone 1 jusque a la zone 4 :zone1 correspondant a Diar El Gaid sur la rive gauche , zone2 et 3 sur la rive droite opposée, et zone 4 le long de l'affluent de rive droite (voir le plan)

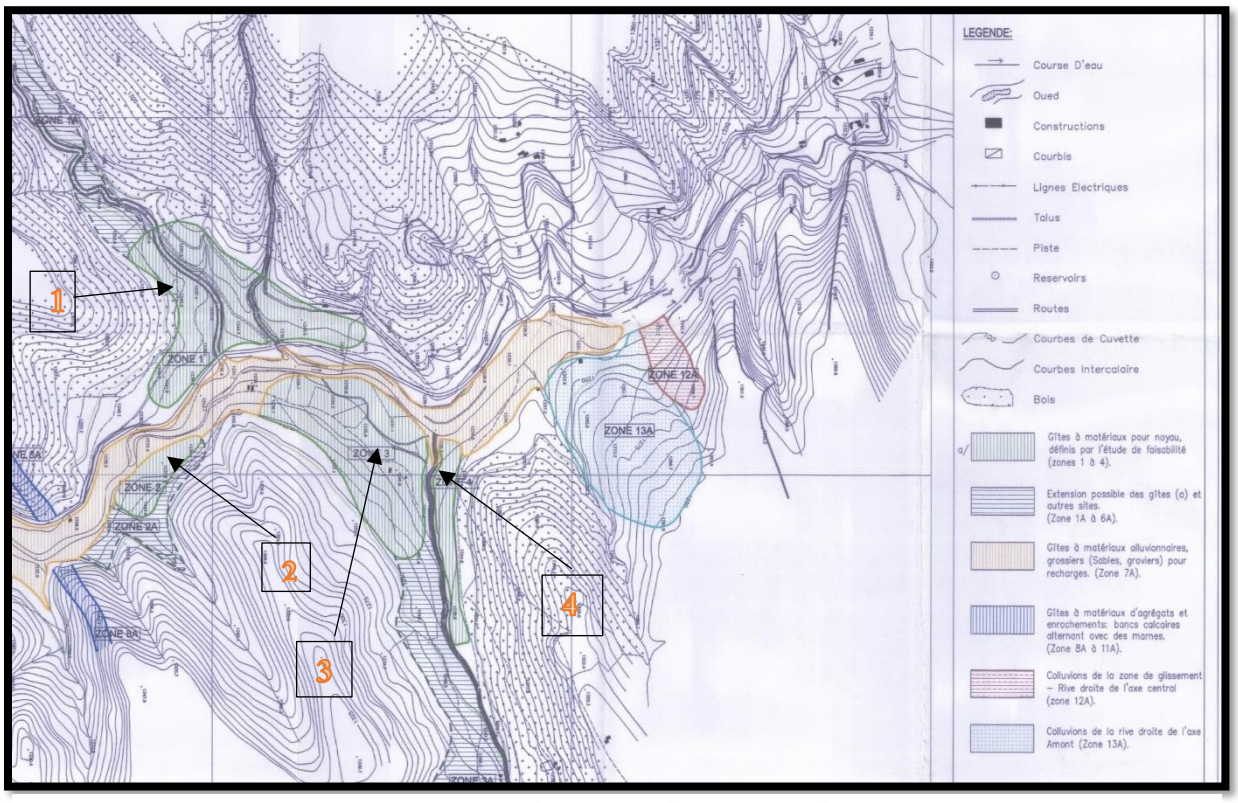


Figure I. 14 : Emplacement des 4 zones d'emprunt

- Un examen des coupes des puits dans ces quatre zones indique que le dépôt d'argile marron est typiquement de 3.3 m d'épaisseur dans la zone 1 en rive gauche et de 2.4 m d'épaisseur dans les zones 2,3 et 4 m en rive droite (moyenne de 2.6m en zones 2et4 , et 2.3m en zone 3) comme le montre les tableaux suivant : (zone I)

Tableau I.6:Résultas d'examen des coupes des puits

ZONE I

Puits No	Profondeur d'Argile (m)		Epaisseur (m)
	De	A	
P1	0.5	4.5	4
P2	0.6	2.5	1.9
P3	0.4	3.2	2.8
P4	0.4	2	1.6
P5	0.4	3.5	3.1
P6	0.4	4.2	3.8
P7	0.4	4.3	3.9
P8	0.4	4.2	3.8
P9	0.4	1.7	1.3
P10	0.4	4.25	3.85
PE11	0.4	4.1	3.7
P11	0.4	3.2	2.8

P12	0.4	4.3	3.9
P13	0.4	4..3	3.9
P14	0.4	3.7	3.3
PE2	1.9	3.77	5.1
Moyenne	0.5		3.3

ZONE II

PUIT NO.	Profondeur de l'argile (m)		Epaisseur (m)
	de	a	
P15	0.4	4	3.6
P16	0.5	4	3.5
P17	0.4	1.2	0.8
	0.4	Moyenne	2.6

ZONE III

PUIT NO	Profondeur de l'argile (m)		Epaisseur (m)
	De	a	
P18	0.5	3	2.5
P19	0.5	3.8	3.3
P20	0.4	3.7	3.3
P21	1.3	2.6	1.3
P22	0.4	4.2	3.8
P23	0.4	1.5	1.1
P24	0.4	2.8	2.4
P25	0.4	0.7	0.3
	0.5	Moyenne	2.3

ZONE IV

Puit no	Profondeur d'argile		Epaisseur (m)
	De	A	
P26	0.4	3.3	2.9
P27	0.4	1.9	1.5
PM28	0.7	2.4	1.7
PM30	0.6	4.8	4.2
	0.5	Moyenne	2.6

D'où :

ZONE	Superficie de la zone (m^2)	Epaisseur moyenne d'argile (m)	Quantité d'argile (m^3)
1	140 000	3.3	231 000
2	23 000	2.6	29 900
3	124 000	2.3	142 600
4	25 000	2.6	32 500

I.4.2 Matériaux pour les Recharges

Les matériaux de recharge sont retrouvés dans ls formation alluviales actuelles (alluvions sablo-graveleuses du lit mineur), et les terrasses alluviales récentes qui se développent suivant une bande de 100 à 150 m de large, le long de l'oued de TAGHARIST.

La prospection des alluvions actuelles sur un tronçon du lit majeur par 6 puits de 4 à 6 m de profondeur, lors de l'étude de faisabilité, a montré que cette formation possède une épaisseur moyenne de 2 à 3 m, et un volume exploitable de 1 000 000 m^3 a été estime



Figure I. 15: Alluvions grossières (Ag) et terrasses alluviales récentes sablo-graveleuses (Ta) , Matériaux de recharge

I.4.3 Matériaux pour Enrochement et Agrégats

Les formations susceptibles de fournir de bons agrégats pour le béton et du matériau pour le Rip-Rap, correspondent aux barres calcaires, parfois dolomitique, de la série crétacée. Ces matériaux ont été examinés pendant la récente Inspection géologique du site (Etude géologique, Mars 2005, section 7.3) pour établir la disponibilité de bons agrégats pour béton, du matériau pour le rip-rap, et des matériaux pour enrochement. Les deux affleurements de roche dure les plus favorables à l'intérieur du bassin de rétention ont été identifiés comme :

- Une série de 4 bancs calcaires à structure mi crique, du Turonien Inférieur, et d'épaisseur de 10 ni. Cette zone est située à ZKAKAT, sur les deux rives de l'Oued TAGHARIST.

- Une série de bancs calcaires demi-métriques à métriques alternant avec des marnes. Cette zone est située à Cantina, à l'extrémité sud-ouest de la cuvette.



Figure I. 16: Affleurements de bancs calcaires épais (Cénomanien), au pied du Chelia

I.5 Sismicité de la zone d'étude : (source : Etude de faisabilité)

La pratique courante pour l'analyse sismique des barrages, basée sur les indications données dans le bulletin CIGB n 72, est d'établir la sécurité du barrage pour deux tremblements de terre d'étude représentatifs qui sont les suivants :

SBE-le séisme de base d'exploitation : est le tremblement de terre qui aura probablement lieu au plus une fois pendant la durée de vie attendue de la structure (pas moins de 100 ans. Typiquement, le SBE est choisi comme ayant une période de retour de non moins de 1 tous les 200 ans. Au cœur d'un SBE, le barrage et ses ouvrages annexes devraient rester fonctionnelles mais pourraient avoir besoin d'être réparés

SMD- le séisme Maximal de Dimensionnement : est le tremblement de terre qui produira le niveau le plus sévère de mouvement du sol pour lequel la sécurité du barrage contre une rupture catastrophique doit être assurée.

En se basant sur les données géologique, tectonique et sismique analysées dans cette étude, il peut conclu que la zone ou le barrage est

Situé à une activité sismique les méthodes d'évaluation probabiliste de risque sismique et d'évaluation déterministe du risque sismique ont été appliquées pour évaluer le séisme de base d » exploitation (SBE) et le séisme maximal de dimensionnement (SMD) respectivement. même, le code sismique algérien et les données existantes des séisme de la région ont été utilisés . Les calculs permettent d'adopter les résultats suivants :

- Accélération horizontale de pointe du sol recommandée pour un SBE est **0.08g**
- Accélération horizontale de pointe du sol recommandée pour un SMD est **0.15g** basé sur une approche déterministe et une hypothèse qu'un tremblement de terre ayant une intensité de 6.5 peut avoir lieu a 20 km an nord du site

Comme ce coefficient sismique représente un coefficient moyen de déplacement, il aura besoin d'être amplifié lors de l'utilisation dans des analyses de stabilité en appliquant des coefficients d'amplification adéquats.

I.6.Tectonique : (source : Etude de faisabilité)

Les deux ensembles géomorphologiques du massif de Chélia sont affectés par une tectonique plicative récente engendrant des plis NE-SO et des failles subméridiennes a composante essentiellement décrochant.

Les failles sont divisées en deux générations :

- Les failles ante-miocènes : Elles sont observées a Diar el Gaid (direction NE-SO) et a Zakat (direction N-S). Ce sont des failles inverses générées par une compression E-O A NO-SE .

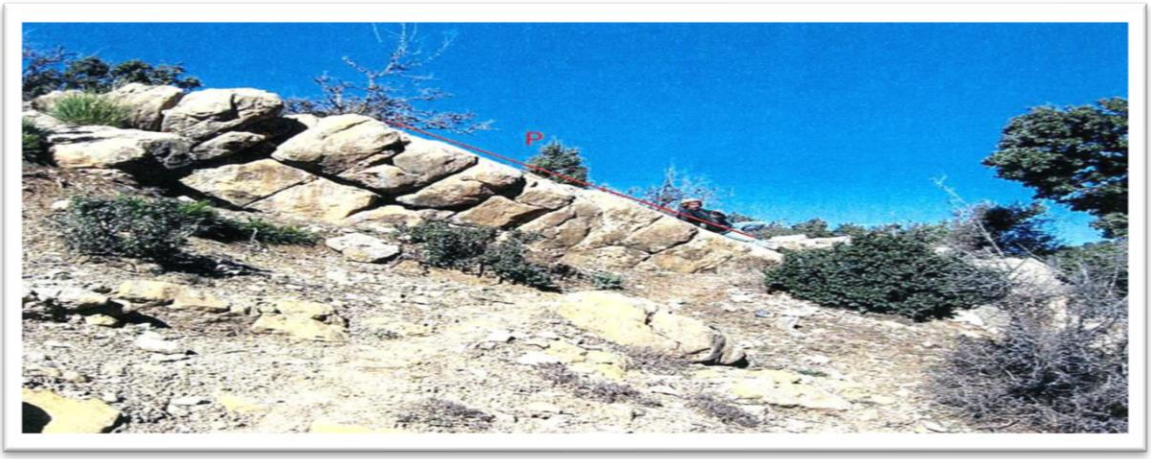


Figure I. 17:Plan de faille (P) de direction N180°et d'inclinasion 40°E , dans les calcaires turnoniens A DIAR EL GAID , rive gauche



Figure I. 18: Stries (S) et redans sur le plan de faille (image précédente), montrant le jeu en faille inverse

- **Les failles mio-pliocènes plus récentes** : Ce sont des failles très redressées, peu cristallisées, et de composante principale en décrochement. Les déplacements générés sont de l'ordre de quelques mètres. Deux réseaux principaux sont décelés dans la cuvette de TAGHARIST (un réseau de failles parallèles à l'étendue du lit de la rivière et pénétrant la gorge de grés de direction, NO-SE, coupant les fréquentes barres calcaires et gréseuses orthogonales au cours d'eau, et un réseau parcourant la direction nord sud et coupant les escarpements degrés sur la rive droite, en plus d'une faille NE-SO inférée a la rive droite de l'axe amont



Figure I. 19:Zone de failles vertical (F) favorisant le passage de l'oued de TAGHARIST, en aval des sites de retenue

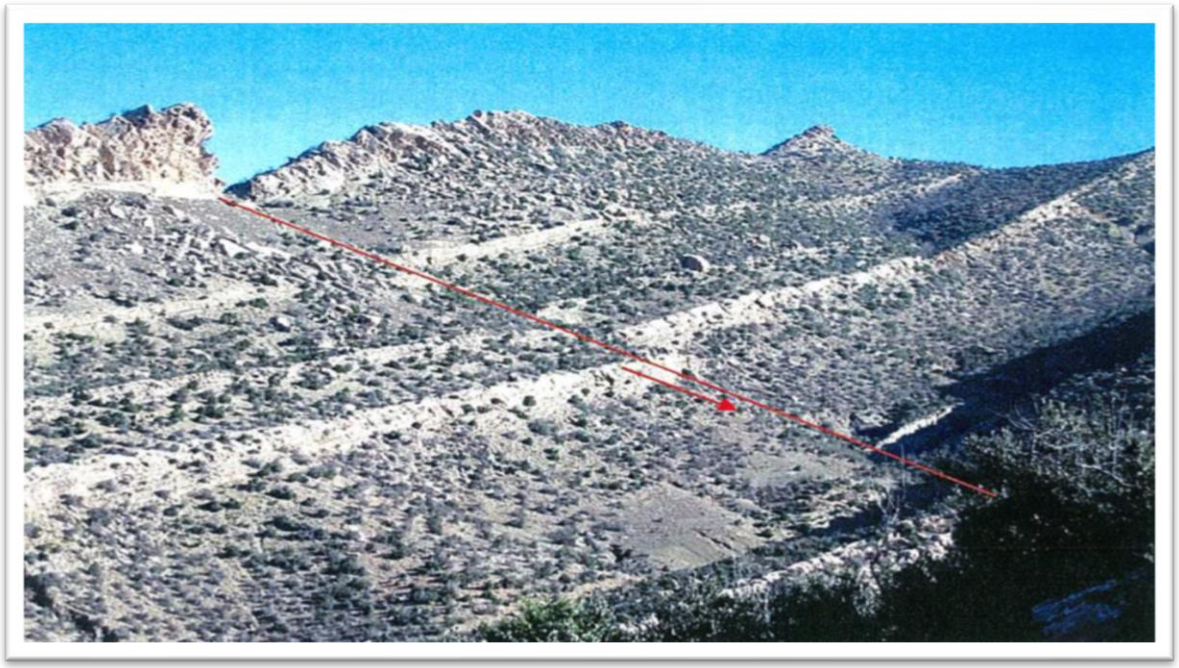


Figure I. 20: Failles et décrochement sénestre dans les grés tortoniens , rive droite de l'oued de TAGAHRIST

I.7 Hydrologie (Source : Etude hydrologique (étude de faisabilité))

Dans cette présente partie, on fait le résumé de l'étude hydrologique de site du barrage de TAGHARIST élaboré lors de l'étude de faisabilité.

I.7.1 caractéristiques du bassin versant

Les principales caractéristiques physiques du bassin versant de l'oued de TAGHARIST et du site du barrage de TAGHARIST sont les suivantes :

Par utilisation de l'MNT et du logiciel de SIG nous les avons évalués a :

- **Surface : S= 76.26 km^2**
- **Périmètre : P= 40.876 km**

surface	périmétr
76,267204	40,876551

I.7.2/Précipitation :

Les données de base pluviométrique disponible dans la région d'étude ont été sélectionnées du réseau d'observation de l'agence national des ressources hydrauliques (ANRH) de l'année 1969 à 2005 .Le réseau pluviométrique aux environs du bassin versant TAGHARIST comporte plusieurs station (figure I.21) .seul le poste de YABOUS (code 070604) est localisé a l'intérieur du bassin versant .En plus le polygone de Thiessen illustré en bleu montre que la région d'influence de la station de yabous couvre la quasi-totalité du bassin versant. La zone du barrage est située entre isohyètes 350-400 mm distribue entre période pluviale du mois de septembre a novembre, et de janvier a mai ou on observe le maximum pendant le mois de mai (plus de 50mm).

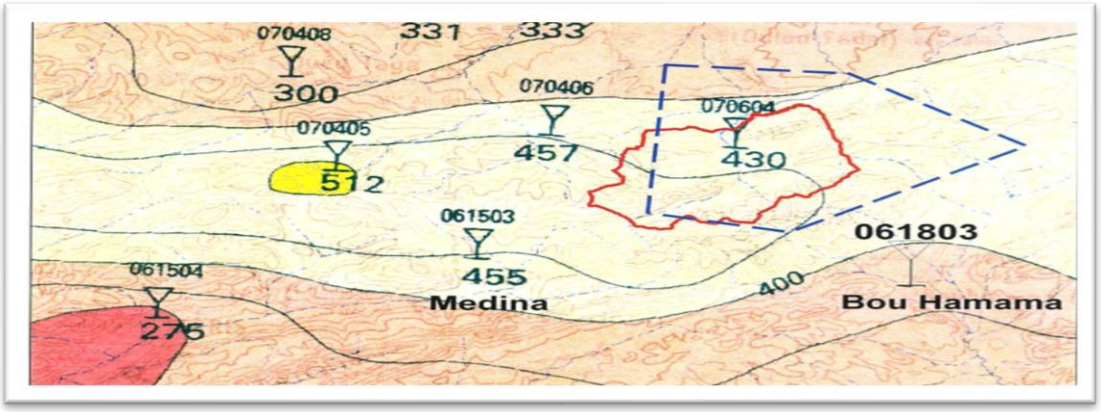


Figure I. 21:le polygone de Thiessen

Carte ANRH avec les isohyètes annuelles moyennes, la localisation de la station pluviométrique utilisée dans l'analyse de la pluviométrie et la région d'influence de la station de Yabous par le polygone de thiessen

I.7.2/ Analyse des pluies maximales journalières (Source : ANRH)

La station de YABOUS a été choisie comme une station de référence, parce qu'elle se trouve à proximité immédiate du bassin versant et elle est équipée d'un pluviographe

Tableau I. 7: Principales caractéristiques de la station Pluviométrique de YABOUS

Station	code	Précipitation maximales journalières(mm) pour les période de retour (ans)					
		10	20	50	100	1000	10000
Yabous	**070604**	**73**	**86**	**103**	**117**	**165**	**219**

I.7.3 caractéristiques climatiques de la zone d'étude (source : L'étude de faisabilité)

I.7.3.1 Température de l'air

Les température moyennes annuelles de l'air constituent l'un des paramètres climatiques le plus important. Selon les données existantes disponibles dans l'étude de faisabilité, la température moyenne mensuelle est de 14.80°C. La température moyenne du mois de janvier varie le plus souvent entre 3°C et 10°C, alors qu'en juillet elle est située entre 20°C et 32.5°C. La température moyenne mensuelle calculée sur une base de 10 ans est illustrée comme suite de (1995-2005).

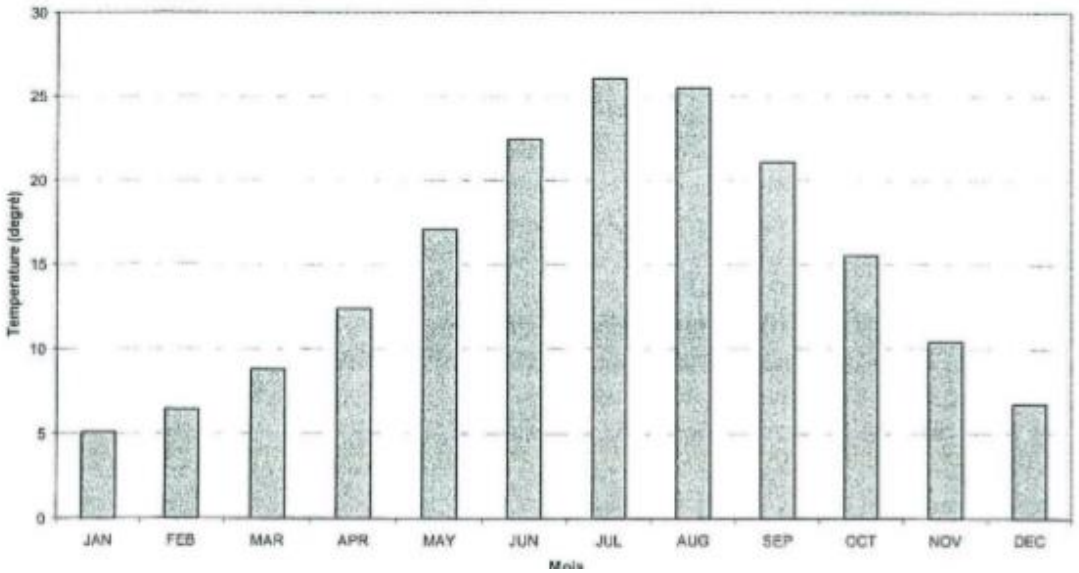


Figure I. 22: Température moyenne mensuelle pour la station YABOUS

I.7.3.2 Le vent

Les vents dominants chargés d'humidité soufflent dans la direction O-NO entre le mois d'octobre et le mois de mai, et E-SE de juin à septembre. Pour le dimensionnement de la crête, le vent maximal sera considéré dans la direction la plus critique, soit perpendiculaire à l'axe du barrage

I.7.3.3 Humidité relative de l'air

Parmi les différents paramètres de l'humidité de l'air, l'humidité de l'air l'humidité relative de l'air, représentant la tension de vapeur saturante de l'eau dans l'air, est d'importance capitale pratique.

L'humidité relative mensuelle moyenne varie de 70 à 80 % et de 48 à 65 % respectivement pour les périodes allant du mois de novembre au moins de février et du mois de mars au moins d'octobre.

I.7.3.4 l'évaporation

L'évaporation mensuelle varie de 105 à 240 mm entre avril et septembre. Sa répartition mensuelle montre une croissance régulière d'avril à juillet. La période d'octobre a mars totalise 266% de la moyenne annuelle. L'évaporation moyenne annuelle varie entre 1300 et 1400 mm La répartition mensuelle moyenne est illustrée comme suit

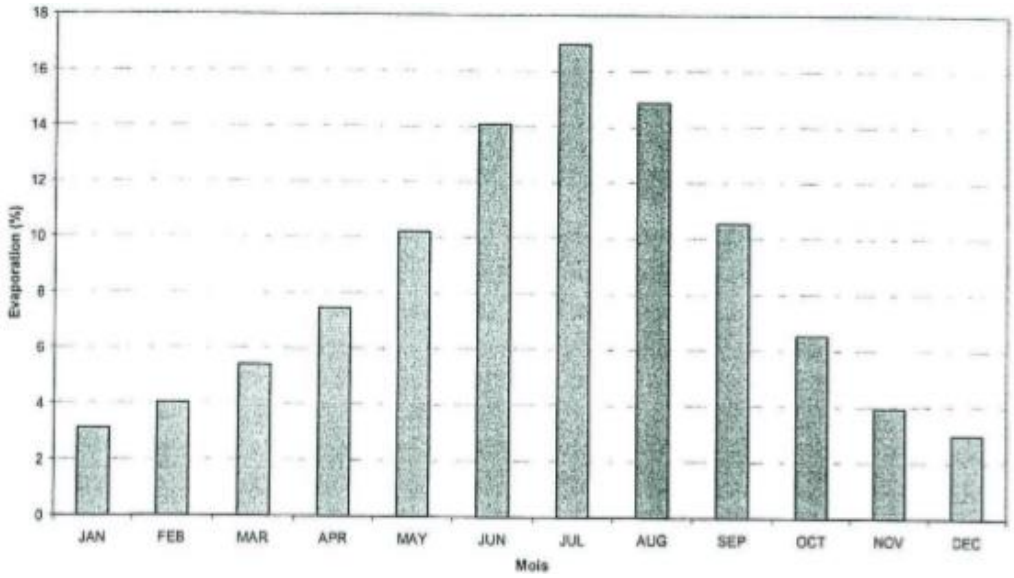


Figure I. 23: Evaporation mensuelle- Station YABOUS

I.8 Composition de la variante retenue dans l'étude faisabilité

- **La digue :**

Tableau I. 8: Type de digue

Type de barrage	Commentaires
En terre avec noyau d'argile	-A investiguer ✓ -dépend de la disponibilité des matériaux (argile)
Enrochement avec noyau d'argile	- dépend de la disponibilité des matériaux(enrochement) - dépend de l'argile adéquat
Enrochement avec noyau de béton bitumineux	-dépend de la disponibilité des matériaux
Enrochement avec masque amont en béton	- dépend de la disponibilité des matériaux
Barrage-poids	dépend de la disponibilité des matériaux(les granulats)

Du fait de la compressibilité de la fondation du barrage et de la disponibilité des matériaux de construction dans la cuvette, un barrage en terre s'avéré le type optimal à construire

- **Evacuateur de crue :**

Pour l'évacuateur de crue. En plus de l'évacuateur de crue latéral en rive gauche la variante tulipe est considérée

Un déversoir, implanté sur la rive droite, assurera l'évacuation des eaux pendant les crues. Le déversoir est dimensionné pour une période de retour de 1000 ans Dans le cadre de l'APD, il est prévu de vérifier l'évacuateur pour une crue de période de retour de 10000 ans. Un chenal ou coursier assure l'écoulement de la crue jusqu'au bassin de dissipation de l'énergie hydraulique avant le rejet au cours d'eau ou au milieu naturel.

- **Dérivation provisoire**

Pendant la construction du barrage, la dérivation de l'oued sera assurée au moyen d'un batardeau amont et une galerie. Le batardeau en amont sera implanté à environ 62 m à l'amont de l'axe du barrage. La hauteur maximale de la digue sera approximativement de 14 m au-dessus du lit de la rivière. La galerie, doit évacuer la crue de chantier, et sera implantée sur le flanc gauche. Cette dernière sera par la suite transformée en ouvrage permanent qui devra abriter la vidange de fond et la tour de prise.

- **Vidange de fond et Prise d'eau**

La prise d'eau et la vidange de fond (se rattachant au tunnel de dérivation) seront placées dans un puits (en rive gauche selon l'étude de faisabilité) avec une salle de commande des vannes en partie basse ; le débit de vidange de fond va permettre de vider le barrage entre 3 et 4 jours. En outre, cette tour renferme aussi la conduite d'adduction (tuyau en acier).

I.9 Qualité Des Eaux

Des analyses physico-chimiques ont été effectuées par le laboratoire régional de L'ANRH sur trois échantillons d'eau à la demande des ingénieures responsables. Un Ph moyen de 7.7 est obtenu. La teneur en chlorures varie entre 20 et 30 mg/l, avec une moyenne de 25mg/l. celle de sulfates varie entre 124 et 178 mg/l, et possède une moyenne de 145 mg/l.

Les teneurs en chlorures et sulfates sont faibles, et non agressives contre le béton et l'acier.

CONCLUSION :

D'après des informations topographiques et des reconnaissances géotechniques sur le site du barrage, nous constatons d'une façon générale que le site de barrage TAGHARIST de la wilaya de KHENSHELA est faisable du point de vue topographique et géotechnique dont aucun risque particulier n'est à craindre et que ces conditions font appel à la réalisation d'un barrage sur une fondation qui satisfait les conditions de sécurité requises.

CHAPITRE II :
Etude Hydrologique

II. Introduction :

Les études hydrologiques réalisées, concernant le barrage TAGHARIST ont eu comme objectif le pré dimensionnement du volume du réservoir et des ouvrages hydrauliques de décharge et de dérivation. Les études développées pour la caractérisation climatique du site, les analyses du régime des débits moyens, qui sont nécessaires pour l'obtention de la courbe de la régularisation, et la définition des débits maximums pour le calcul de ouvrages d'une part de la dérivation des eaux, et d'autre part de la sécurité du barrage sont ci-après relatées dans les prochains chapitres.

Ainsi le but de ce chapitre est d'étudier les caractéristiques hydrologiques essentielles du site :

- Caractéristiques physiques
- Climatologie
- Précipitation
- Apports liquides
- Caractéristiques des crues
- Apports solides

➢ **Obtention des données**

La phase initiale des travaux correspond à l'obtention des données auprès des organismes responsables en Algérie (ANBT, ANRH).
De ce fait nous avons obtenu la carte planimétrique du bassin hydrographique à l'échelle 1/25000 qui couvre la zone inondable du réservoir, elle a été utilisée pour l'obtention de la courbe cote-surface-volume du réservoir et pour le calcul du fetch effectif, après avoir obtenus les résultats des levés topographiques réalisé dans la cuvette à l'échelle 1/50 000 sur la carte topographique (TOUFFANA), ou un modèle numérique de terrain (MNT) obtenu via des images stéréographique faites à partir de la navette spatiale (ENDEAVOUR).
Le modèle numérique de terrain MNT a été utilisé pour déterminer les caractéristiques géomorphologiques, les données fluviométriques et pluviométriques journalières.

II.1 Le bassin versant :

Lorsque l'on se place en un point donner de l'espace, il est possible de définir à partir de l'analyse de la topographie, la surface qui domine ce point et au lequel convergent toutes les eaux de ruissellement.

La surface ainsi définie représente le bassin versant. Le point où l'on est placé est appelé exutoire. Parmi les multiples paramètres entrant dans la formation du débit de ces ruissellements (unité de volume par unité de temps), les principaux sont les caractéristique s physiques du bassin versant (surface, coefficient de ruissellement, temps de concentration…) et l'intensité de la pluie.

II.1.1 Description du bassin versant :

La détermination des caractéristiques physiques et hydrographiques ont fait appel à deux sources (Carte topographiques ancienne édition ou modèle numérique de terrain MNT). Les résultats de la délimitation obtenus sont presque les mêmes. Ce qui donne :

- Superficie en amont du barrage est de 76.267km^2,
- les altitudes extrêmes minimales et maximales du bassin versant sont respectivement de 1195m et 2316m,
- une altitude moyenne de 1586 m.

La courbe hypsométrique, obtenue est illustrée dans la figure II.1.

La pente moyenne, du bassin versant étudié, est égale à I_{BV}=26.07%, avec un minimum et un maximum de 0.47% et 89.1% respectivement avec un écart type de 13.7%.

II.1.2 Caractéristiques du bassin versant :

A. Les paramètres géométriques :

- **Surface du bassin versant** : Le bassin versant étant l'aire de réception des précipitations et d'alimentation des cours d'eau, les débits vont être en partie reliés à sa surface : **S=76.267km^2**
- **Périmètre du bassin versant** : Il correspond a la longueur de la limite extérieure du bassin versant, déterminer à l'aide d'un curvimètre : **P= 40.876 km**
- **Périmètre et Longueur du cours d'eau principal (talweg) :** la longueur du talweg le plus long, mesuré en utilisant les Systèmes d'information **L=12 km**

A. Caractéristiques hydro morphologiques :

L' hydro morphologie est l'étude scientifique de la partie de la géomorphologie qui est due à l'eau (hydrologie). et caractérisé par les :

- **Indice de compacité de Gravelieus Kc :**
  Défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface, cet indice se détermine à partir d'une carte topographique en mesurant le périmètre du bassin versant et sa surface.

$$K_C = P/P_C$$

D'où : $Kc = P/2\pi R$; avec : $R = \sqrt{\frac{S}{\pi}}$

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

Avec : P : périmètre du bassin versant (km)
S : surface du bassin versant (km^2)

AN : **K_C=1.31**

➔ **K_C > 1,128 nous** pouvons conclure que la forme de notre bassin est ramassée.

- **Coefficient d'allongement :**

Ce coefficient est obtenu par la relation :

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

L : la longueur du talweg principal L=**12 km**

S : la superficie du bassin versant **S=76.267km^2**

A.N :

K_P=2.59

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

- **Rectangle équivalent :**

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

Si L_r et l_r représentent respectivement la longueur et la largeur du rectangle équivalent, alors :

$P=2*(L_r+l_r)$ et **$S=L_r*l_r$**

La longueur et largeur en km sont données par la résolution de P et S :

$$KC= 0.28*\frac{P}{\sqrt{S}}$$

D'où on obtient une équation de 2^{émé} degré admet deux solutions L_r et l_r :

$$L_r, l_r = \frac{Kc\sqrt{S}}{1.128} * \left(1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc}\right)^2}\right)$$

AN :

$$L_r , l_r = \frac{1.31\sqrt{76.267}}{1.128}\left(1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{1.31}\right)^2}\right)$$

L_r=15.29 km

l_r=5 km

II.1.3 Courbe Hypsométrique du bassin versant :

II.1.3.1 Le relief :

L'aire d'étude se présente généralement comme région au relief ondulé et aux pentes abruptes. L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou des caractéristiques suivants :

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

A/Courbe et répartition hypsométrique :

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

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

Tableau II. 1: Calcul des surfaces cumulées

Cote (m)	Dénivelé	S_i (Km^2)	S_i (%)	Si cumulées (%)
2316-2200	116	0,38	0,49	1,0246
2200-2100	100	1.13	1,48	4,887
2100-2000	100	3,25	4,26	9,069
2000-1900	100	3,9	5,11	13,767
1900-1800	100	4.27	5,60	18,64
1800-1700	100	5.03	6,60	24,713
1700-1600	100	7.9	1,36	35,79
1600-1500	100	12.18	15,97	53,363
1500-1400	100	17.06	22,37	72,394
1400-1300	100	15.47	10,28	87,781
1300-1195	105	5.6	10.53	100

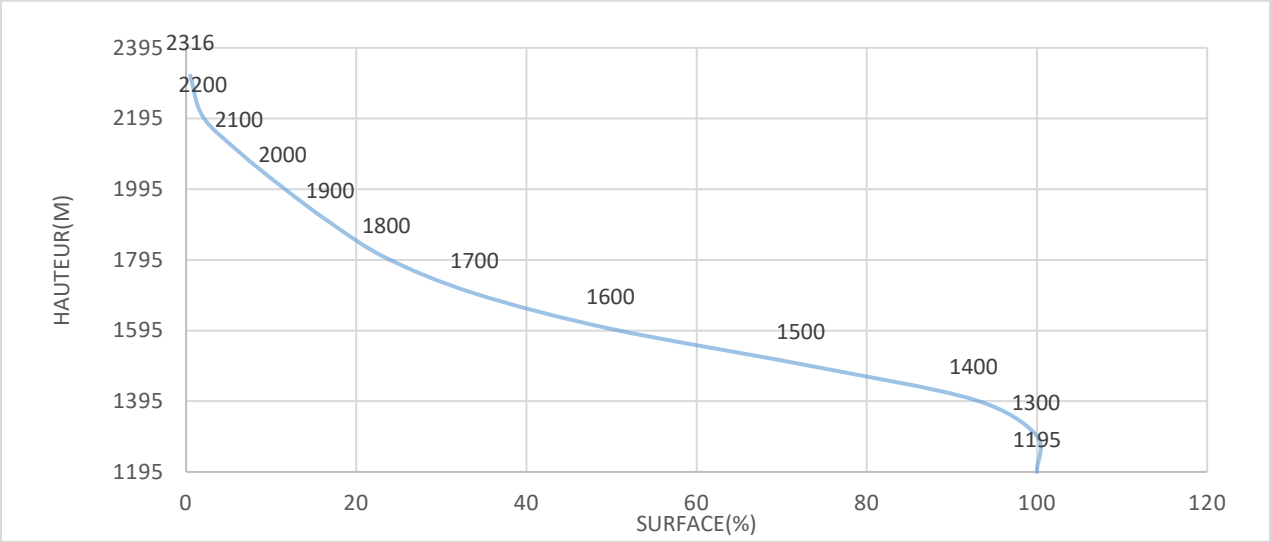


Figure II. 1: Courbe Hypsométrique

B/Les altitudes caractéristiques :

1) **L'altitude maximale et minimale :** l'altitude maximale et minimale ainsi que les variations au sein du bassin versant conditionnent la dynamique des températures, des précipitations et du régime hydrologique (périodes de hautes et basses eaux). Elles déterminent ainsi l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente, donc d'après la carte topographique on a :

Par projection sur la courbe on aura :

H_{max} = 2316 m , H_{min} = 1195 m

$H_{95\%}$ = 1372 m , $H_{5\%}$ = 2128 m

2) **Altitude moyenne du bassin versant :**
Il est donné comme suite :

$$H_{MOY} = \sum Si * \frac{Hi}{Sbv}$$

Avec :

Si : surface partielle entre deux courbes de niveau successive (m)

Hi : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau successive

Sbv : Superficie du bassin versant.

Tableau II. 2: Calcul de la hauteur Moyenne

Cote (m)	Altitude moyenne (Hi)	S_i (Km^2)
2316-2200	2258	0,38
2200-2100	2150	1.13
2100-2000	2050	3,25
2000-1900	1950	3,9
1900-1800	1850	4.27
1800-1700	1750	5.03
1700-1600	1650	7.9
1600-1500	1550	12.18
1500-1400	1450	17.06
1400-1300	1350	15.47
1300-1195	1247,5	5.6

A.N : **H_{MOY}=1557,40412m**

3) **Altitude médiane :** Correspond à l'altitude correspondante à 50% de la surface du bassin versant

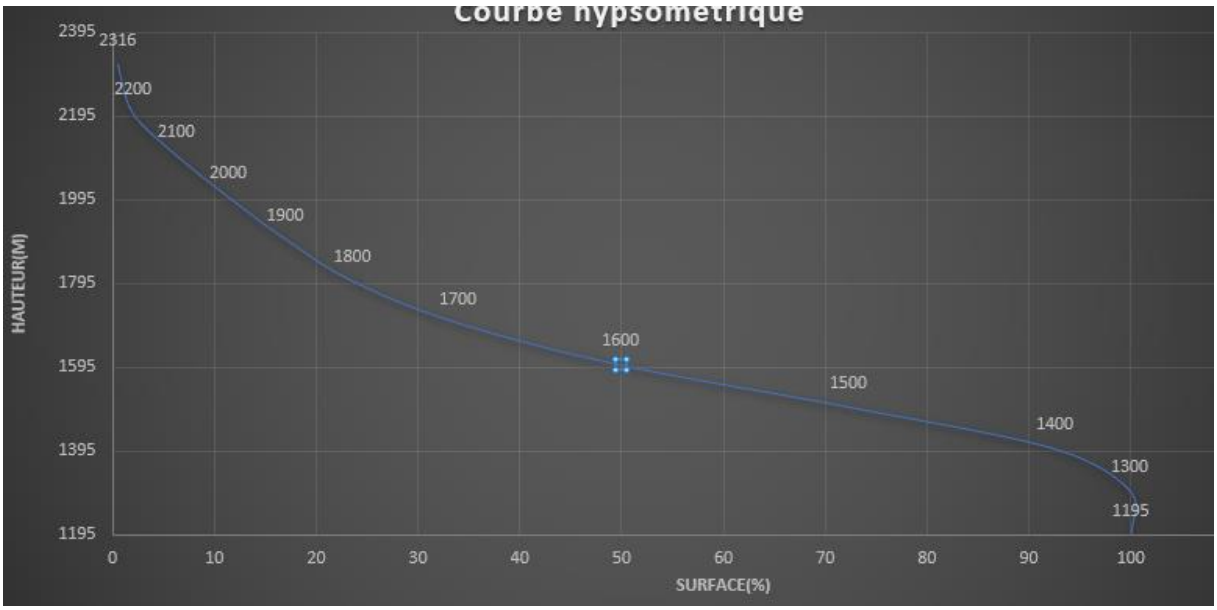


Figure II. 2: Courbe Hypsométrique

D'après la courbe hypsométrique on constate que :

$H_{Médiane}$ = 1595 m

II.1.4 Les indices :

Les indices ont été calculés à partir de la répartition hypsométrique, sont utilisé pour la comparaison et classification d'un bassin versant :

A/ Indice de pente globale I_g :

$$I_g = D/L$$

Avec :

D : Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ de la courbe hypsométrique

L : la longueur du rectangle équivalent (Km)

AN : $D = H_{5\%} - H_{95\%}$

D= 756 m

➔ **I_g=5.1%**

Tableau II. 3: Classification du relief selon Ig donné par l'ORSTOM

R1	Relief très faible	Ig < 2 (m/km)
R2	Relief faible	2< Ig < 5 (m/km)
R3	Relief assez faible	5< Ig < 10 (m/km)
R4	Relief modéré	10< Ig < 20 (m/km)
R5	Relief assez fort	20< Ig < 50 (m/km)
R6	**Relief Fort**	**50< Ig < 100 (m/km)**
R7	Relief Très fort	100< Ig (m/km)

Donc selon la classification de l'indice de pente notre relief est **un relief fort**

B/ Indice de pente moyenne du bassin versant I_m :

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

Plusieurs méthodes ont été développées pour estimer la pente moyenne d'un bassin. Toutes se basent sur une lecture d'une carte topographique réelle ou approximative. La méthode proposée par Carlier et Leclerc (1964) consiste a calculer la moyenne pondérée des pentes de toutes les surfaces élémentaires comprises entre deux altitude données. Une valeur approchée de la pente moyenne est alors donnée par la relation suivante :

$$\mathbf{I_m = D*L/S}$$

Ou : i_m : pente moyenne (%)

L : longueur totale de courbes de niveau (m)

D : équidistance entre deux courbes de niveau (m)

S : surface du bassin versant (Km^2)

Cette méthode de calcul donne de bons résultats dans le cas d'un relief modéré et pour des courbes de niveaux simples et uniformément espacées. Dans les autres cas, il convient de styliser les courbes de niveau pour que leur longueur totale ait un sens réel vis-à-vis de la pente.

Le calcul de la pente moyenne tout comme celui d'exposition (orientation des pentes) peut-être assez facilement automatisée en se basant sur des données numérique 'M.N.T),

Il est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{I_m} = \frac{\boldsymbol{\Delta H} * (\mathbf{0.5}\boldsymbol{l1} + \boldsymbol{l2} + \boldsymbol{l3} + \cdots + \mathbf{0.5li})}{\boldsymbol{S}}$$

Avec :

ΔH : dénivelée (m)

L_i : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2,3…i

S : Surface du bassin versant (Km^2)

Tableau II. 4: Les longueurs des courbes de niveaux.

Dénivelée (m)	Longueur (km)
100	1
100	23
100	43
100	42
100	33
100	24
100	19
100	18
100	17
100	7

100	3
100	0

Donc :

I_m=300.91 m/km ➔ Im=30.09%

C/Indice de pente ROCHE I_p :

I_P est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau H_i et H_{i-1}. Il est donné par la formule suivante :

$$I_P=\frac{1}{\sqrt{L}}\sum_i^n \sqrt{Ai * Di}$$

Avec :

L : longueur de rectangle équivalent (m)

Ai : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives

Di : dénivelé entre des courbes de niveaux consécutives

Tableau II. 5: Détermination de la pente Roche Ip

Cote (m)	Altitude moyenne Hi-H_{i-1}	S_i (Km^2)	Ai=Si/S %	$\sqrt{Di * Ai}$
2316-2200	116	0,38	0.49	9,52985739
2200-2100	100	1.13	1.48	19,5035794
2100-2000	100	3,25	4,26	20,2942638
2000-1900	100	3,9	5.114	21,5110965
1900-1800	100	4.27	5.599	21,9266783
1800-1700	100	5.03	6,595	24,4391638
1700-1600	100	7.9	10.359	33,028913
1600-1500	100	12.18	15.97	41,6010739
1500-1400	100	17.06	22.370	43,2930215
1400-1300	100	15.47	10.28	38,9288395
1300-1195	105	5.6	7.343	28,9580978
Somme		76.267	100	304.620

A.N :

I_P=2,46

II.1.5 Caractéristique hydrographique du bassin versant :

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturel ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin, le réseau hydrographique peut prendre une multitude de forme.

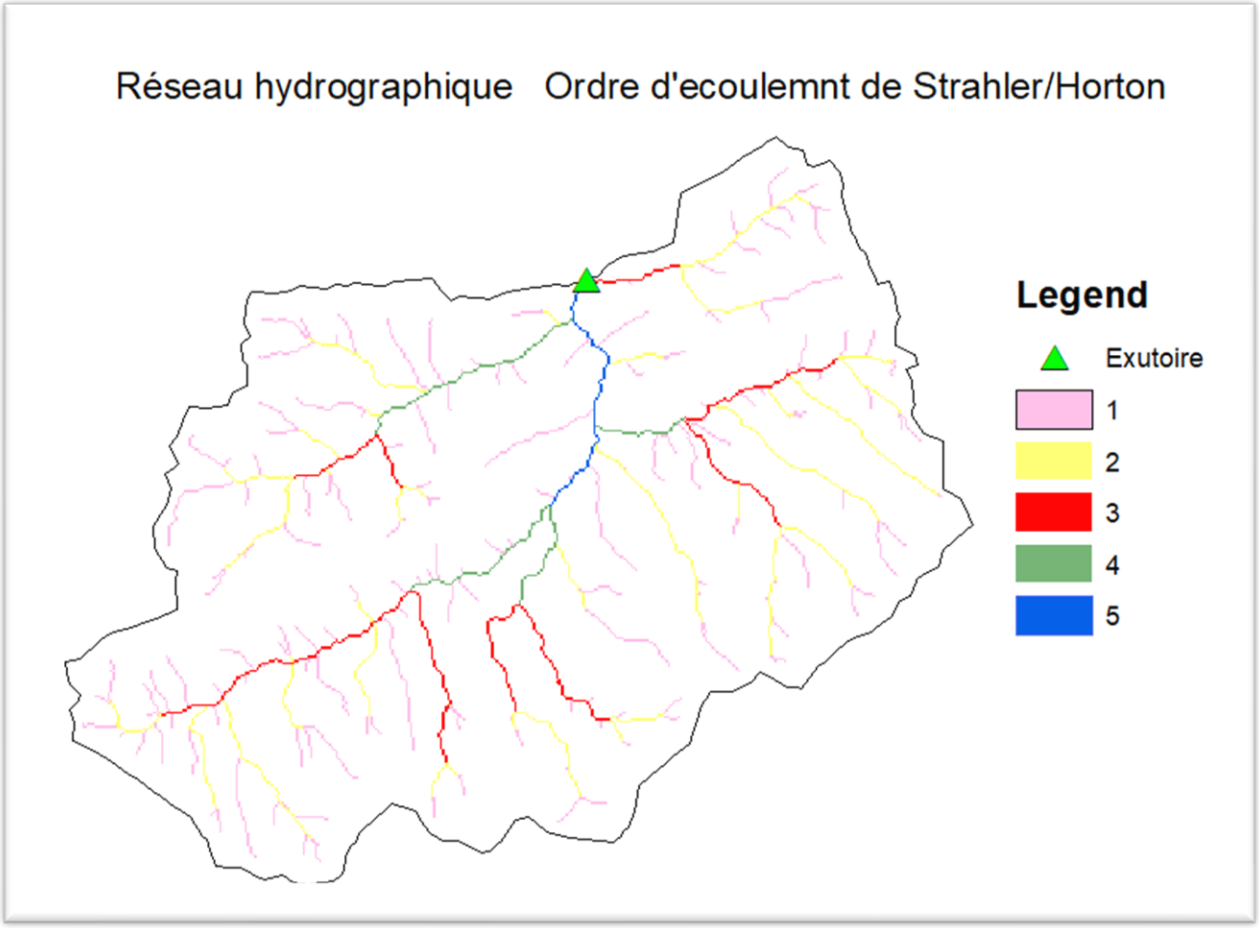


Figure II. 3 : Chevelu hydrographique du bassin versant de l'oued TAGHARIST

Source : Logiciel ArcGis

A/ Densité de drainage Dd :

Le réseau hydrographique représenté dans la figure (II.2) avec les ordres de Strahler/Horton pour les oueds principaux. La densité de drainage (Dd) représente les longueurs des cours d'eau de tous les ordres divisés par la superficie du bassin versant

$$D_d = \sum Li / S$$

Avec :

$\sum Li$: Les longueurs totales de tous les cours d'eau.

S : Superficie du bassin versant (76.267 Km^2).

A.N : **D_d = 1.58 km/km²**

B/ Densité du thalweg élémentaire :

$$F_1=N_1/S$$

Avec :

N1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, N_1=160

S : Superficie du bassin versant

AN **:** **F_1= 2.09 thalweg/km²**

C/ Coefficient de torrentialité :

Il est défini comme étant :

$$C_t=D_d*F_1$$

A.N : **C_t=3.30**

D/ Temps de concentration du bassin versant T_c :

C'est précisément le temps que met une goutte d'eau à parcourir la longueur du bassin versant. Dans la théorie hydrologique, il faut qu'un épisode pluvieux dure au moins le temps de concentration pour que l'ensemble de la surface du bassin versant soit sollicité ce qui produit alors le débit maximum possible à l'exutoire. Si l'épisode pluvieux dure moins que le temps de concentration, une partie seulement de la surface du bassin versant contribuera au débit à l'exutoire et si l'épisode pluvieux dure plus longtemps que le temps de concentration, l'ensemble de la surface du bassin versant réagira mais alors le débit à l'exutoire présentera un palier.

- **Formule de Giandotti :**

$$T_c=\frac{4\sqrt{S}+1.5*L}{0.8\sqrt{Hmoy-Hmin}}$$

Avec :

S : Surface du bassin versant en (km²)

L : Longueur du cours d'eau principal en (km)

Hmoy : Altitude moyenne en (m)

Hmin : Altitude minimale en (m)

- **La formule de Kirpich :**

La formule de Kirpich a été développée en 1940, à partir de données de six bassins versants du Tennessee de moins de 45 ha, pentus (3 % à 12 %), dont le couvert forestier variait entre 0 et 56%. La formule de Kirpich a été développée sur des sols nu et peut être utilisée sur des bassins versant de 0,4 à 80 ha.

$$Tc = 0.01947 * L^{0.77} * I^{-0.385}$$

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

- **La formule de Turrazza**

$$Tc = 1.662 \times S^{0.5}$$

Avec :
Tc : le temps de concentration (min)
S : la surface du bassin versant (Ha)

- **Formule ESPAGNOLE**

$$Tc = 0.126 * 60 * \left(\frac{Lcp}{Icp^{0.25}}\right)^{0.76}$$

Avec :
Icp : Pente moyenne du cours d'eau principal (m/m).
Lcp : longueur du cours d'eau principal (km).

- **Formule de Bransby Williams :**

La formule de Bransby--Williams a été développée en 1922 pour prévenir les inondations en Inde. Elle est basée sur l'hypothèse que le bassin versant a une forme ronde :

$$Tc = \left(\frac{0.000378 * L}{A^{0.1} S^{0.2}}\right)$$

Avec :
L : longueur maximale du parcours de l'eau dans le bassin versant (m)
S : pente moyenne de l'écoulement (m/m)
A : superficie du bassin versant (ha)
Application Numérique :

Tableau II. 6: calcul du temps de concentration

Formule	Giandotti	Kirpich	Turraza	BRANSBY WILLIAMS	ESPAGNOLE	Valeur adopté(min)
Tc(minutes)	211.2	112.8	144.889	147.586	158.475	112.8

E/Vitesse de ruissellement :

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain, et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météoriques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel.

$$V_r = L/Tc$$

Avec :

L : longueur du thalweg principale (km).

Tc : Temps de concentration (h) .

AN : **Vr=5.86km/h**

II.1.6 Profil en long de l'oued :

Ce profil est tracé a partir de la carte topographique à l'échelle 1/250000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau a l'exutoire

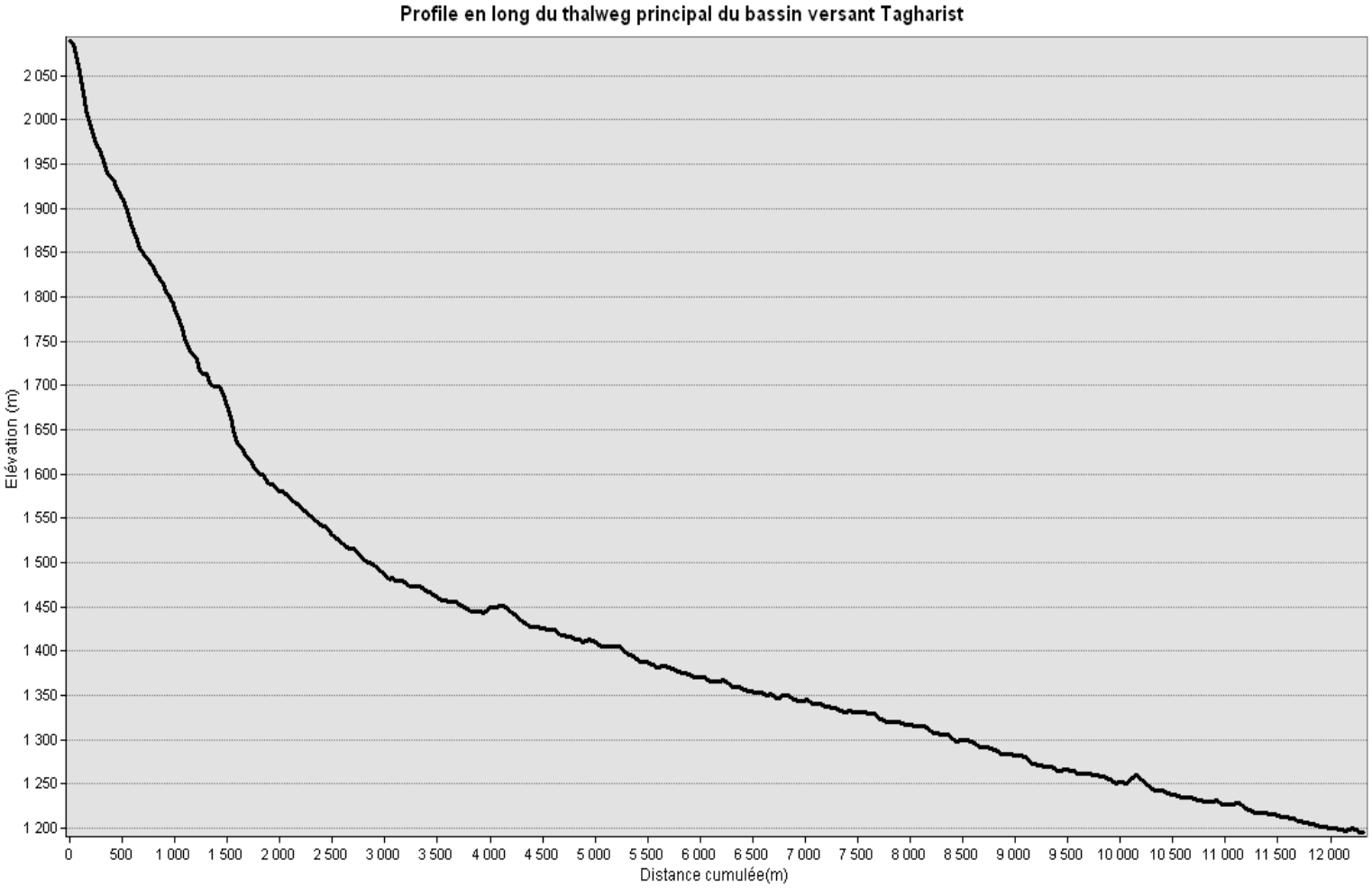


Figure II. 4: Profil en long du talweg principale

Source : Logiciel ArcGis

Tableau II. 7: tableau récapitulatif des caractéristiques du bassin versant

Désignation		Symbol	Unité	Valeur
Exutoire	X	/	Km	652,45
	Y	/	Km	4069,25
	Z	/	m NGA	296
Superficie		S	Km^2	76.267
Périmètre		P	km	40.876

Pente moyenne du cours d'eau principal	Icp	%	7.91
Longueur du cours d'eau principal	Lcp	km	12
Altitudes	Hmax	M	2316
	Hmin	M	1195
	Hmoy	M	1557.40
	H50%	M	1595
	H5%	M	2128
	H95%	M	1372
Rectangle Equivalent	Longueur (L)	Km	15.29
	Largeur (l)	Km	5
Indice de compacité	Ic	/	1.31
Coefficient d'allongement	Kp	/	2.59
Pente moyenne du BV	Im	%	30.09
Indice de pente globale	Ipg	%	5.1
Indice de pente moyenne	Ipm	%	7.3
Densité de drainage	Dd	Km/km^2	1.8ou1.58
Temps de concentration	Tc	min	112.8
Vitesse de ruissellement	Vr	Km/h	5.12

II.2 Caractéristiques climatologiques :

Les conditions climatiques au niveau du bassin versant jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau, et donc le dimensionnement du barrage et des ouvrages annexes. Entre les paramètres climatiques, on a analysé les distributions annuelles de la température, l'humidité relative de l'air et la précipitation.

- **Température de l'air :**

Les températures moyennes annuelles de l'air constituent l'un des paramètres climatiques le plus important. Selon les données existantes disponibles, les mesures de température mensuelles et la température moyenne annuelle ont été mesurées dans la station de Yabous dans le bassin versant de l'oued TAGHARIST, voir tableau II.7 suivant :

Tableau II. 8:Répartition mensuelle de Température (Source :ANBT)

MOIS	SEPT	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT
Température (°C)	21.2	15.5	10.6	7.2	5	6.5	8.5	12.5	17.3	23	26.5	25.4

L'analyse du tableau II.7 montre que la température moyenne mensuelle est de 14,8°C. La température moyenne du mois de janvier varie le plus souvent entre 3°C et l0°C, alors qu'en juillet elle est située entre 20°C et 32,5°C.

- **Le vent :**

Pour le dimensionnement de crête, le vent maximal sera considéré dans la direction la plus critique, soit perpendiculaire à l'axe du barrage

la répartition mensuelle du vent est représentée :

Tableau II. 9:Répartition mensuelle des vitesses du vent (Source :ANBT)

MOIS	sep	oct.	nov.	Déc	jan	fév	mars	avr	mais	juin	juill	Aout
V(km/h)	2.3	2	1.9	2.1	2.3	2.3	1.9	2.2	2.2	2.2	2.7	1.4

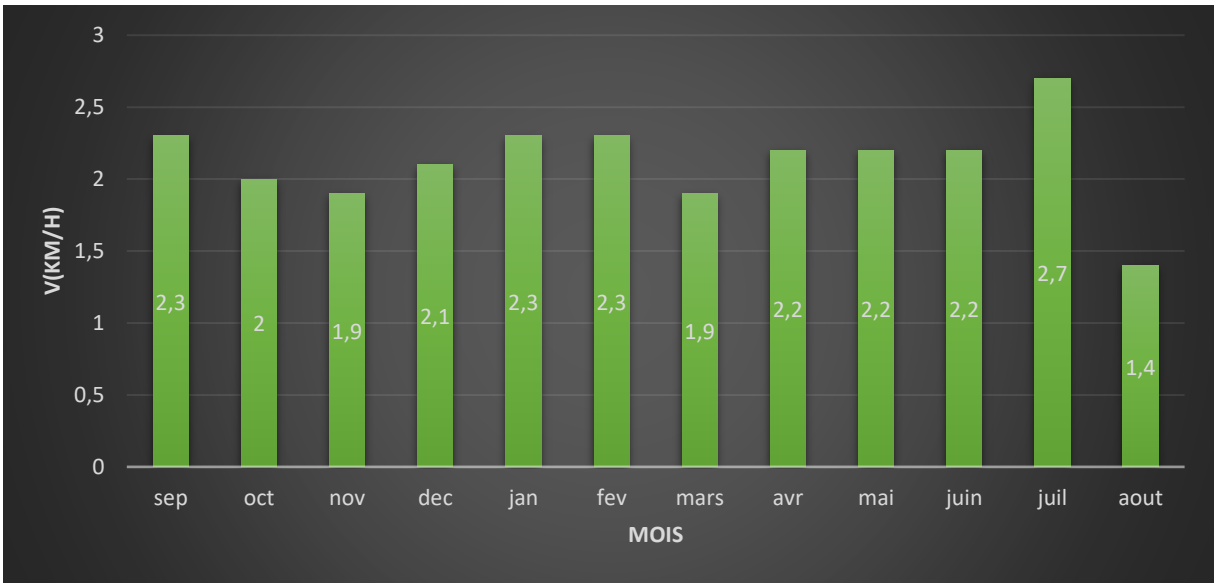


Figure II. 5: Répartition mensuelle des vitesses du vent

- **L'évaporation :**

Evaporation Les données d'évaporation utilisées correspondantes aux moyennes mensuelles observées dans le barrage. La répartition mensuelle de l'évaporation montre une croissance régulière de janvier à juillet.

Tableau II. 10:Répartition mensuelle de l'évaporation (Source : ANBT)

MOIS	sep	oct.	nov.	Déc	jan	fév	mars	avr	mais	juin	juill	Aout
Evaporation %	3.1	4	5.5	7.5	10.1	14	17	14.9	10.3	6.2	4	3

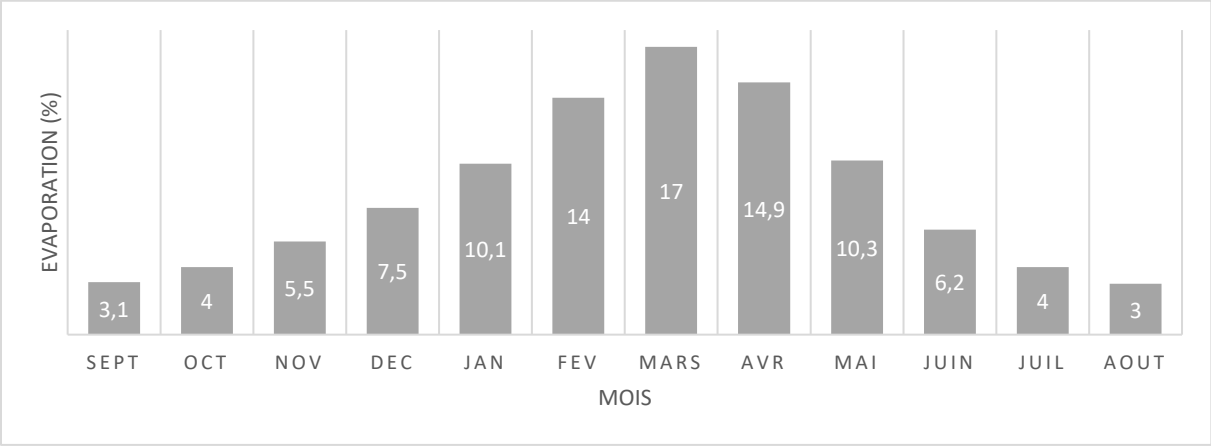


Figure II. 6: Répartition mensuelle de l'évaporation

L'évaporation mensuelle varie de 105 à 240 min entre avril et septembre. Sa répartition mensuelle montre une croissance régulière d'avril à juillet. La période d'octobre à mars totalise 26 % de la moyenne annuelle. L'évaporation moyenne annuelle varie entre 1300 et 1400 mm.

- **Pluviométrie :**

A) Station et données disponibles

La station représentative du régime pluviométrique du bassin est celle de YABOUS (se trouve à l'intérieur du bassin versant). Les précipitations totales mensuelles sont enregistrées pendant la période du septembre 1969 au mois d'aout 2013, Dont les caractéristiques sont les suivantes :

Tableau II. 11: Caractéristiques de la station pluviométrique exploitée

Station YABOUS	CODE	Source	COORDONNE			Année de service	Nombre d'années N (ans)
			X (km)	Y (km)	Z(m)		
	07.06.04	A.N.R.H	858.45	239.65	1200	1969-2013	45

B) Répartition de la pluie moyenne dans l'année

Le tableau reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année :

Tableau II. 12: Répartition de la pluie moyenne dans l'année ((Source :ANRH)

MOIS	P(mm)	P(%)
SEPTEMBRE	41.04	10.34
OCTOBRE	33.15	8.35
NOVEMBRE	37.61	9.48
DECEMBRE	33.78	8.52
JANVIER	35.53	8.95
FEVRIER	30.58	7.71
MARS	44.22	11.15
AVRIL	42.59	10.74
MAI	44.93	11.32
JUIN	20.62	5.19
JUILLET	12	3.03
AOUT	20.49	5.167
TOTAL	396.6	100%

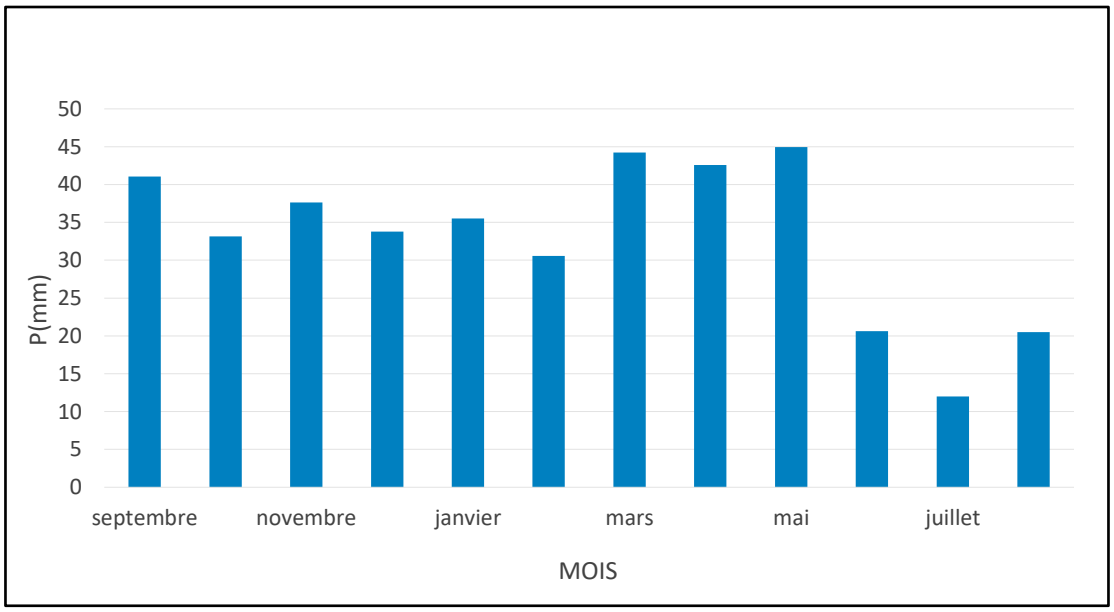


Figure II. 7:Répartition mensuelle des précipitations

C) Les précipitations maximales journalières :

Les pluies maximales journalières (Pjmax) de fréquences rares (période de retour) causent des crues exceptionnelles contre lesquelles il faut prémunir les ouvrages. Pour leur évaluation, nous avons recours aux séries d'observations des Pjmax pour la station YABOUS et en passant par les étapes suivantes :

1. Classer la série des précipitations par ordre croissant.
2. Calculer la fréquence expérimentale.

3. Calculer les caractéristiques empiriques de la série de données.

4. Ajuster graphiquement la loi choisie.

5. Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Tableau II. 13:Caractéristique de la série de la pluie maximale journalière

Caractéristiques	Valeur
Moyenne des Pjmax en (mm)	46.3068
Ecart type « бx»	22.5071
Coefficient de variation « Cv »	0.48604
Coefficient d'asymétrie « Cs »	1.51514
Exposant climatique	0.42

D) Test d'homogénéité

Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique on procède au Test de Wilcoxon. On divise la série complète en deux sous séries X et Y tel que :

N1et N2 représentant respectivement les tailles de ces deux sous séries considérant généralement N2>N1.

On constitue par la suite, la série X unions Y après avoir classé la série de pluie d'origine par ordre croissant. A ce stade, on attribue à chaque valeur de la série pluviométrique classée, son rang tout en précisant à quelle sous série s'appartient elle.

La série est homogène avec une probabilitéde95%, si la relation ci-dessous est vérifiée. Si **:**

$$W_{min} < W_x < W_{max}$$

Avec :

Wx: Somme des rangs de X=∑Rang X.

Et :

$$W_{min} = \frac{(N1+N2+1)N1-1}{2} - U_{1-} \cdot \sqrt{\frac{N1N2(N1+N2+1N)}{12}}$$

$$W_{max} = (N1+N2+1)\ N1 - W_{min}$$

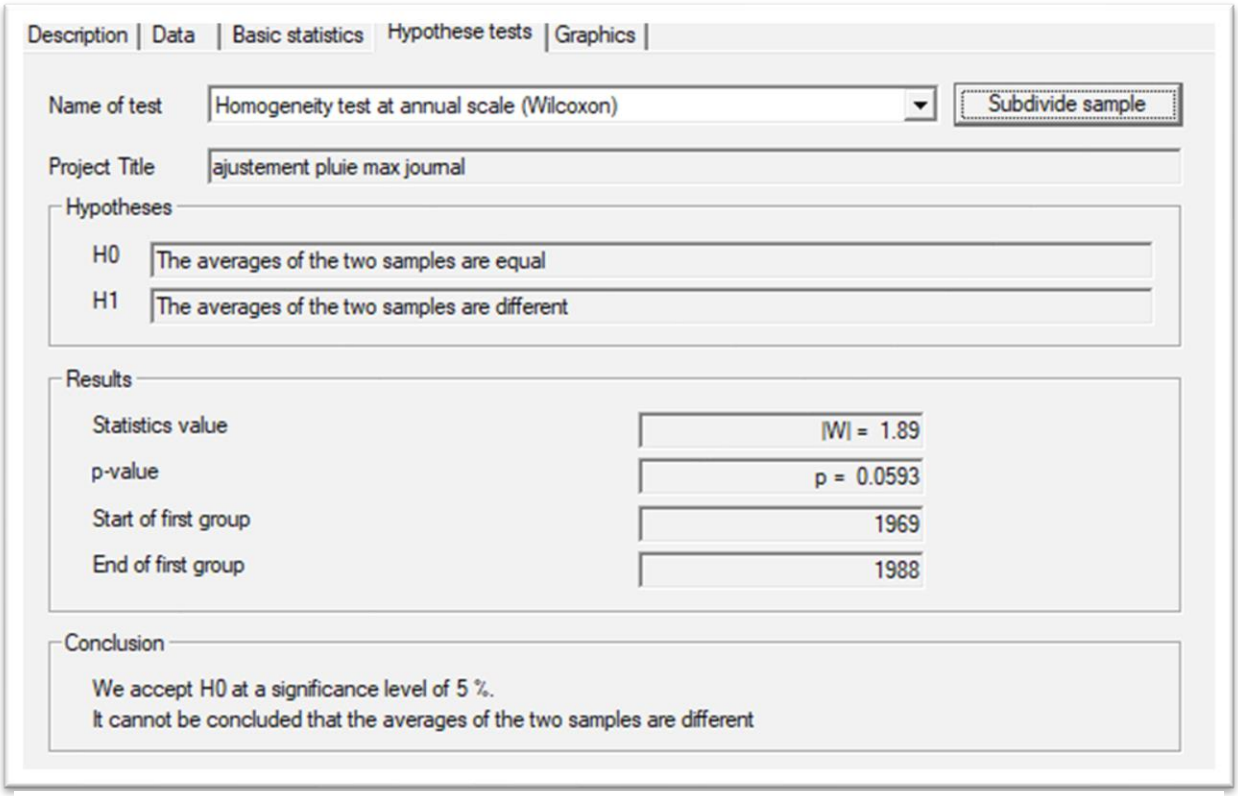


Figure II. 8: Test de Wilcoxon (Hyfran Plus)

Tableau II. 14: Test de Wilcoxon

X	Y	Ordre croissant	Origine	Rang
115	54.8	15,2	Y	1
40	82.1	19,6	Y	2
34.2	37.4	22,4	Y	3
42.5	40.4	23,6	X	4
60	34.2	26,9	Y	5
44.6	36	27,6	Y	6
48.9	29.6	27,8	Y	7
66.3	52.8	29,5	Y	8
114.5	27.8	29,6	Y	9,5
33	44	29,6	Y	9,5
41.4	22.4	30,6	Y	11
33	27.6	33	X	12.5
35.7	15.2	33	X	12.5
78	19.6	33,5	X	14
41.3	30.6	33,6	Y	15
56.8	39.5	34,2	X	16.5
50.4	29.5	34,2	Y	16.5
23.6	61.3	35,7	X	18
33.5	29.6	36	Y	19
	40.7	37,4	Y	20
	33.6	39,5	Y	21
	26.9	40	X	22
	50	40.4	Y	23
	91.4	40,7	Y	24
	62.9	41,3	X	25
	65.3	41,4	X	26
		42,5	X	27
		44	Y	28
		44,6	X	29
		48,9	X	30
		50	Y	31
		50,4	X	32
		52,8	Y	33
		54,8	Y	34
		56,8	X	35
		60	X	36
		61,3	Y	37
		62,9	Y	38
		65,3	Y	39
		66,3	X	40
		78	X	41
		82,1	Y	42
		91,4	Y	43
		114,5	X	44
		115	X	45

A.N :

Wx=370.91 Wmin=509.5, Wmax=520

- **Wmin < Wx < Wmax** => L'hypothèse d'homogénéité n'est pas vérifiée => La série n'est pas homogène.

II.3 Choix de la loi d'ajustement :

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, Les lois d'ajustement choisies sont :

1-la loi de log-normale (droite de GALTON).

2-la loi de GUMBEL (droite de HENRY).

L'ajustement des pluies maximales journalières sera traiter par le logiciel «Hyfran »

On an effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières dans notre cas les deux lois suivantes. La loi de GUMBEL, Galton, a l'aide de logiciel Hyfran, avec une comparaison des graphes de régression obtenue par les ajustements

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

Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentés dans le Tableau III.14 ci-dessous à l'aide de logiciel Hyfran Plus :

- **Nombre d'observation** : N=45
- **PARAMETRES :**

μ=36.2456, α=17.3226

- **Quantité :**

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

T=1/(a-q)

Tableau II. 15: Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel

T	q	P(mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	196	25.3	146 - 245
2000.0	0.9995	168	21.0	127 - 209
1000.0	0.9990	156	19.1	118 - 193
200.0	0.9950	128	14.8	98.9 - 157
100.0	0.9900	116	13.0	90.5 - 141
50.0	0.9800	104	11.2	82.0 - 126
20.0	0.9500	87.7	8.73	70.6 - 105
10.0	0.9000	75.2	6.91	61.7 - 88.8
5.0	0.8000	62.2	5.12	52.2 - 72.3
3.0	0.6667	51.9	3.86	44.3 - 59.5
2.0	0.5000	42.6	3.04	36.6 - 48.6

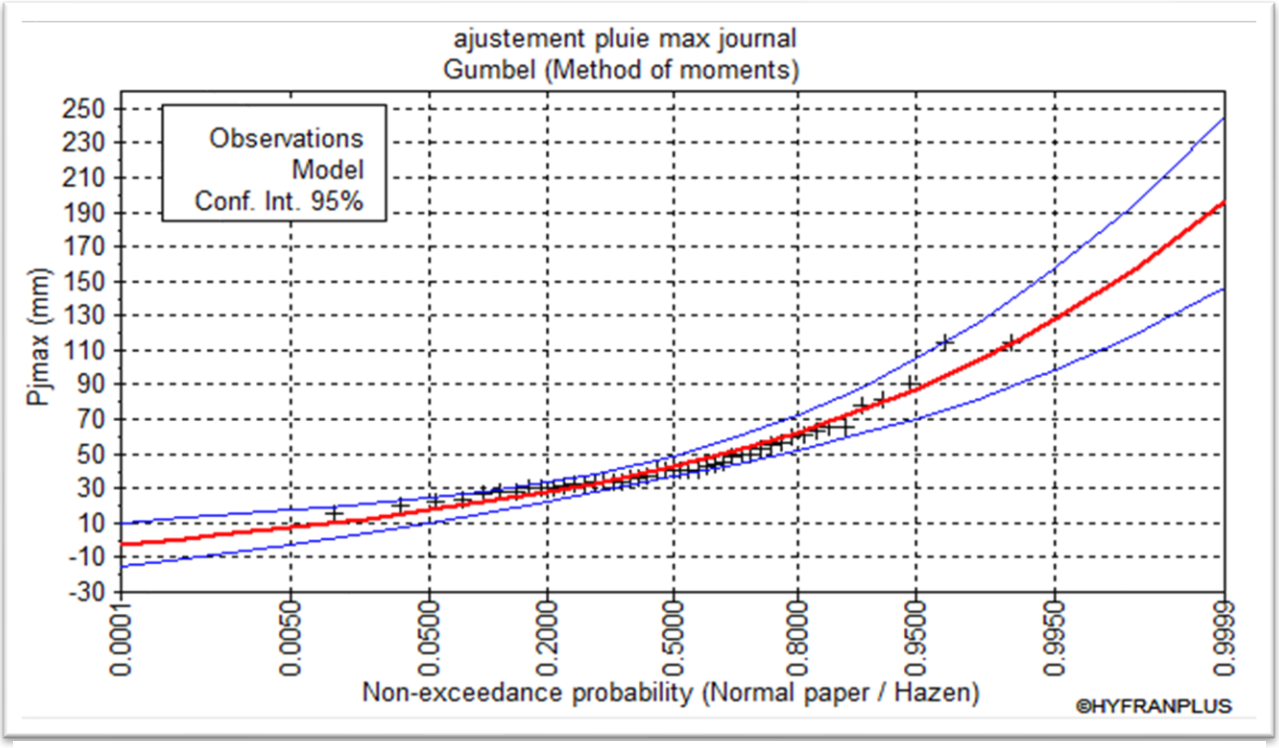


Figure II. 9: Ajustement à la loi de Gumbel

Tableau II. 16: Tableau de comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

GUMBEL(Méthode des moments)	Caractéristique de la loi	Caractéristique e l'échantillon
Minimum	/	15
Maximum	/	115
Moyenne	46.2	46.2
Ecart-type	22.2	22.2
Médiane	42.6	40.0
Coefficient de variation (Cv)	0.480	0.480
Coefficient d'asymétrique(Cs)	1.14	1.56
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	4.98

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

Tableau II. 17:Résultats de l'ajustement à la loi log normal

T	q	P(mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	211	38.6	135 - 286
2000.0	0.9995	175	28.9	118 - 232
1000.0	0.9990	160	25.1	111 - 210
200.0	0.9950	128	17.4	94.3 - 162
100.0	0.9900	115	14.4	86.9 - 143
50.0	0.9800	102	11.7	79.3 - 125
20.0	0.9500	85.7	8.55	69.0 - 102
10.0	0.9000	73.2	6.42	60.7 - 85.8
5.0	0.8000	60.5	4.56	51.6 - 69.5
3.0	0.6667	50.6	3.42	43.9 - 57.3
2.0	0.5000	42.0	2.71	36.7 - 47.3

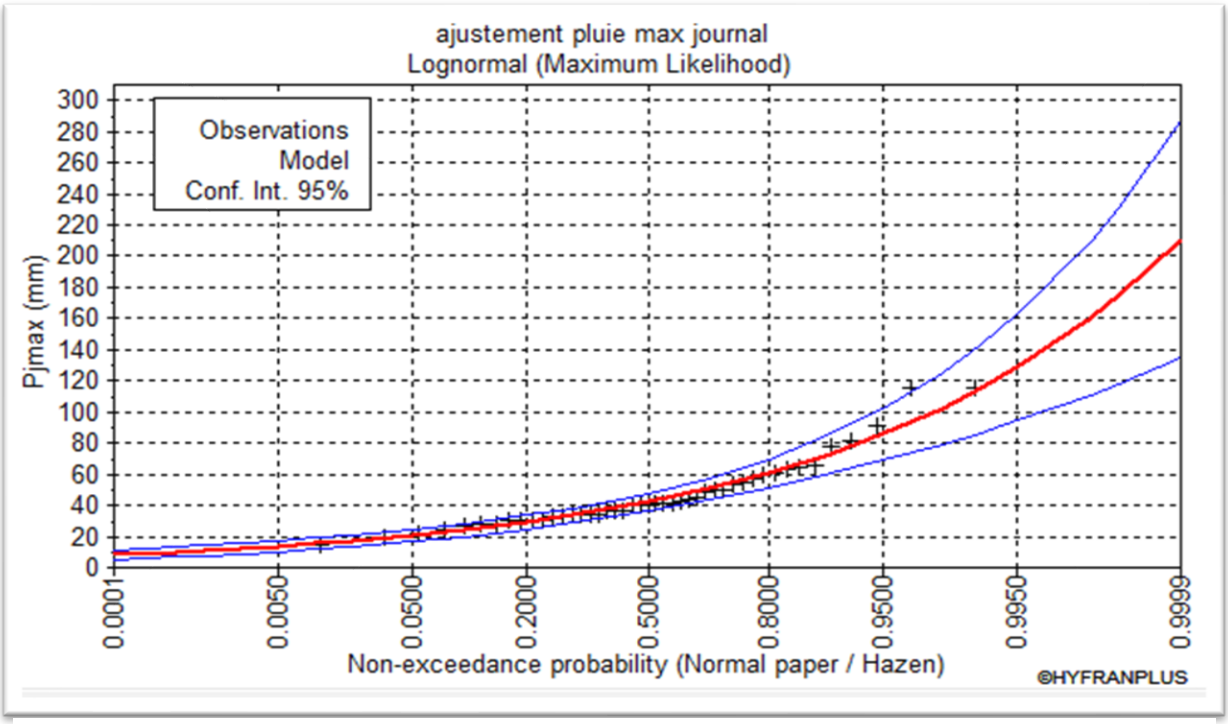


Figure II. 10: Ajustement à la loi log normal

Tableau II. 18: Tableau de comparaison des caractéristique de la loi et de l'échantillon

GUMBEL(Méthode des moments)	Caractéristique de la loi	Caractéristique e l'échantillon
Minimum	0	15
Maximum	/	115
Moyenne	46.2	46.2
Ecart-type	22.2	22.2
Médiane	42.0	40.0
Coefficient de variation (Cv)	0.454	0.480
Coefficient d'asymétrique(Cs)	1.46	1.56
Coefficient d'aplatissement (Ck)	7.00	4.98

Conclusion :

D'après les deux schémas, après analyse graphiques des deux lois, nous pouvons conclure que la pluie maximale journalière suit la loi de Gumbel, car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de Gumbel,. Notons que même le teste de l'adéquation « Khi carre » établi par « HYFRAN » a montré aussi que les deux lois sont significatives.

II.4 EVALUATION DES APPORTS LIQUIDES :

II.4.1 ESTIMATION DE L'APPORT MOYEN ANNUEL (A_0) !

Tableau II. 19: répartition mensuelle des apports (1969-2013)

Mois	Sep	oct	nov	dec	janv	fevr	mars	avril	mai	juin	juill	aout	Totale.
A(Mm^3)	0,26	0,32	0,43	0,30	0,56	0,92	1,85	1,45	0,90	0,32	0,13	0,27	7.61
A(%)	3,37	4,15	5,58	3,89	7,26	11,94	24,04	18,74	11,63	4,17	1,72	3,53	100

Source : ANRH

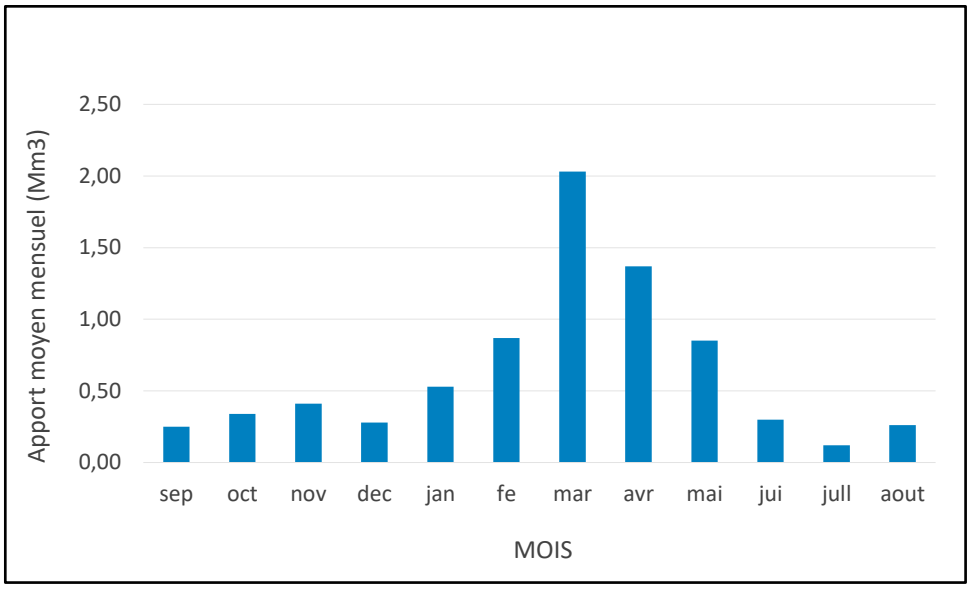


Figure II. 11: Répartition mensuelle de l'apport moyen

II.4.2 Caractéristiques de l'écoulement :

Tableau II. 20 : tableau récapitulatif des caractéristiques de l'écoulement

Paramètre	relation	unité	valeur
Module de l'écoulement	Me=Amoy/T(1ans)	L/s	**241.31**
Module de l'écoulement	M0=Me/S	L/S/Km2	**3.16**
Lame d'eau écoulé	Le=Amoy/Sbv	mm	**99.78**
Coefficient de l'écoulement	Ce=Le/Pmoy	/	**0.251**
Coefficient de variation	-Formule de SOKOLOVSKY -Formule de L'ANTONOV -Formule de KRISTEKLY MENKEL -Formule Algérienne de PADOUN	/	0.511 0.355 0.464 0.467 On prend la moyenne **Cv=0.449**

II.4.3 Les apports fréquentiels :

La distribution des apports fréquentiels sera régie par la loi **Log normal** et les résultats de l'ajustement sont insérés dans le tableau suivant :

Tableau II. 21:distribution des apports fréquentiels

Période de retour	Probabilité de fréquence (q)	Ap% (Mm3)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	45.3	7.21	10000.0
2000.0	0.9995	38.2	5.98	2000.0
1000.0	0.9990	35.1	5.45	1000.0

200.0	0.9950	28.0	4.22	200.0
100.0	0.9900	24.9	3.70	100.0
50.0	0.9800	21.9	3.18	50.0
20.0	0.9500	17.7	2.49	20.0
10.0	0.9000	14.6	1.97	10.0
5.0	0.8000	11.3	1.46	5.0

Donc : **$A_{80\%}$=11.3Mm^3**

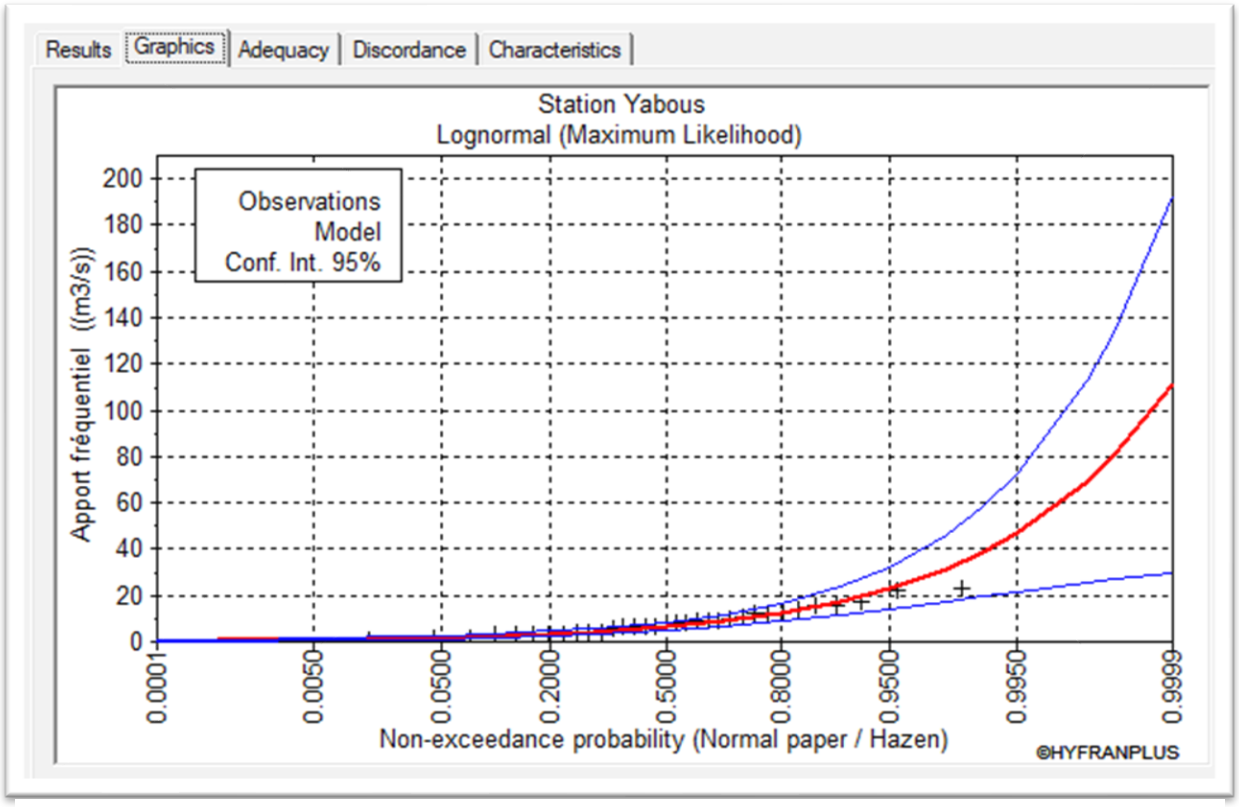


Figure II. 12: Ajustement des apports à la loi log normal

II.4.4 Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% :

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition des précipitations, représentées dans le tableau suivant :

Tableau II. 22:répartition mensuelle de l'apport moyen annuel(1969-2013)

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avril	mais	juin	juill	aout	Totale
$A_{80\%}$(%)	3,37	4,15	5,58	3,89	7,26	11,94	24,04	18,74	11,63	4,17	1,72	3,53	100
$A_{80\%}$(Mm^3)	0,38	0,47	0,63	0,44	0,82	1,35	2,72	2,12	1,31	0,47	0,19	0,40	11.3

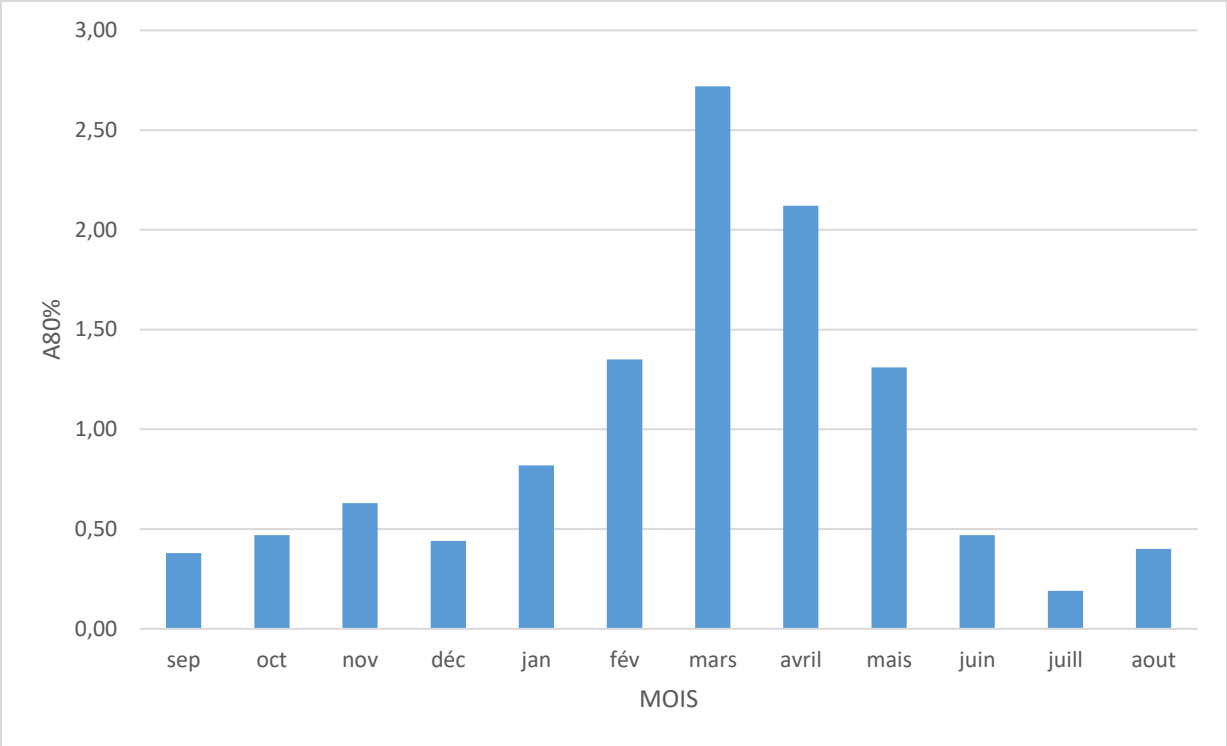


Figure II. 13:Répartition mensuelle des apports 80 %

II.4.5 Apport solide et l'estimation du volume mort

Le débit solide au bassin de TAGHARIST peut être déterminé par des méthodes empiriques, aussi des mesures de transport solide en suspension sont disponible aux stations de KHANGA SIDI NADJI (2085 km^2) et FOUM EL GHERZA (1320 km^2).Sur une période de 23 ans à KHANGA, le taux moyen résultant est de 414t/km2/an, alors qu'à FOUM EL GHERZA sur 37 ans le taux moyen est de 630 t/km2/an.

Ces apports solides dépendent de l'étendue du relief du bassin versant, de la résistance à l'érosion du sol, liée elle-même à la végétation par la présence des racines et à la nature géologique des roches et au régime des pluies et des températures. Tel que les eaux du cours d'eaux transportent les sédiments sous deux formes :

- En suspension
- Par charriage

La répartition entre le charriage et la suspension dépend essentiellement de la dimension des matériaux rapporté (granulométrie), la vitesse de l'eau, et la turbulence de l'écoulement .

A) Apport solide en suspension :

- **Formule de Fournier (Touaibia,2004)**

$$Es=\frac{1}{36}[Pm^2/Pa]^{2.65}[h/S]^{0.46}$$

Avec :

Es : Taux d'abrasion en (t/km2/an)

Pm : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (mm)

Pa : Pluie moyenne annuelle(mm)

h=45%*(Hmax-Hmin)(m)

S : surface du bassin versant

AN :

Vm = 0.2Mm3

- **Formule de TIXERONT :**

$$Vm= (1.05 ;1,1)\ Qs/\tau\ *T$$

Avec :

T : durée de l'envasement (période pendant laquelle la retenue est exploitable) est généralement calculée pour une période de 10 à 50 ans. Prenons T=50 ans

Qs : débit solide en t/an

τ : poids spécifique moyen des sédiments τ=1.5 t/m3

$$Qs=Ts*Sbv$$

On tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de la perméabilité avec :

$$Ts=\alpha*L_0^{0.15}$$

Ts : le transport solide en (t/km2/an)

Sbv : superficie du bassin= 76.267km2

L0 :la lame d'eau ecoulée en (mm) =99.78mm

AN : $V_m = 1.05*(350*103.71^{0.15}*76.267*50)/1.5$

➔ **$Vm=1.86\ Mm^3$**

- **Résultats et discussion :**

A partir de la classification de Tixeront (1960) des zones de l'érosion qui se basant sur la répartition pluviométrique annuelle, le bassin d'étude appartient à la zone d'érosion très active (300<Pan=396.6mm<700). On adopte pour la valeur trouvé par cette formule .

B) Transport solide par charriage :

En général, le transport solide par charriage est estimé de (10 à 20%) du transport solide en suspension. Prenons la moyenne du transport solide par charriage à 15% de la totalité du transport solide en suspension.

Donc le transport solide par charriage = 0.18Mm3

D'où : le volume mort durant 50 ans de vie de barrage sera estimé à

Vm=2.04Mm^3

II.5 Etude des crues :

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

Les paramètres définissant une crue sont :

- Le débit maximum (débit de pointe)
- Le volume
- Le temps
- La forme de l'hydrogrammes de crues

II.5.1. Détermination du débit maximum fréquentiels :

A cause de manque de données on a eu recours a l'utilisation des formules empiriques

- **Formule de Sokolovsky (1958-1968)**

$$Q_{max\%}=\frac{0.28*S*\alpha*(Pct-H0)*F}{Tc}$$

Avec :

- S: superficie du bassin versant (Km²)
- Ptc: pluies de courte durée (mm)
- Tc: temps de concentration (h)
- Ho : C'est la perte d'eau initiale.

Au nord de l'Algérie Ho=7 mm

- F : Coefficient de forme de la crue : F= 12 (4+3.γ) ;
- ∝ : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée :

$\propto= \sqrt{Xp}-\sqrt{Ho}/\ \sqrt{Xp}+\sqrt{Ho}$

Xp : précipitation de fréquence donnée qui correspond au temps de concentration

A.N :

Tableau II. 23: Détermination des débits maximums fréquentiels par la méthode de Sokolovsky

Période de retour	Fréquence	Pt(mm) pour T=1.88h	α	$Q_{max\%}$(M3/s)
10	10	32.45	0.36	118,403606

20	5	37.84	0.39	156,349772
50	2	44.88	0.58	209,033423
100	1	50.06	0.61	249,617844
1000	0.1	67.32	0.66	393,158611
10000	0.01	84.58	0.70	545,969492

- **Formule de Mallet-Gauthier**

$$Q_{max}=2*K*\log(1+A*P)*(S/\sqrt{Lcp})*\sqrt{1+4*Log(T)-Log(S)}$$

Avec :

S: superficie du bassin versant (Km²).

Lp: longueur du talweg principal (Km).

A: coefficient régional pris égal à 20.

K: constante qui dépend des caractéristiques du bassin versant 1<K<3 ,K=2

P: précipitation moyenne interannuelle en m.

T: période de retour en années.

A.N :

Tableau II. 24: Détermination des débits maximums fréquentiels par la méthode de mallet-Gauthier

T(ans)	Fréquence(%)	P moyen(m)	Qmax
10	10	0,4	148,38
20	5	0,4	174,70
50	2	0,4	204,36
100	1	0,4	224,20
1000	0,1	0,4	280,20
10000	0,01	0,4	326,74

- **Formule de Turraza**

$$Q_{max\%}=\frac{C\times S\times It\times Tc}{3.6}$$

S: superficie du bassin versant (Km²).

Tc: temps de concentration.

It: intensité moyenne maximale de la précipitation pendant une durée égale au temps de concentration en (mm/h).

C : coefficient de ruissellement de la crue C=0.7

A.N :

Tableau II. 25: Détermination des débits maximums fréquentiels par la méthode de Turraza

T	Fréquence	I(mm/h)	Qmax
10	10	17,26	481,21
20	5	20,13	561,22
50	2	23,87	665,49
100	1	26,63	742,44
1000	0,1	35,81	998,38
10000	0,01	44,99	1254,31

- **Méthode de GRADEX**

C'est un modèle qui permet d'estimer le débit maximum fréquentiel pour différentes périodes de retours. Cette méthode dans son principe est très simple et son succès est très grand contrairement aux méthodes empiriques qui restent peu précises. Ce modèle est valable généralement aux bassins versants non jaugés ou faiblement jaugés et d'une surface plus de 10 m^2 care jusqu'à 5000 km^2.

La méthode de GRADEX suppose qu'à partir de dix ans la capacité de rétention devient très importante c'est-à-dire sol saturé ce qui fait une limitation de l'infiltration et à partir d'un certain débit, toutes les précipitations ruissellent et sont appelées débit de référence.

- **Hypothèses de la méthode :**

Cette méthode s'appuie sur les hypothèses suivantes :

1) La formation des crues sont provoquées uniquement par des pluies maximales, c'est-à-dire les pluies maximales sont la seule source des débits maximums.

2) Le comportement de la loi de probabilité des débits maximum fréquentiels devenu asymétrique au comportement des pluies maximum journalier de la crue de période de retour égale 10 ans, La méthode de GRADEX s'ajuste à La loi de GUMBEL et le caractère exponentiel de la distribution des pluies est décrit par la pente de la droite d'ajustement des pluies observées, mesurées sur un diagramme de probabilité adéquat. La pente de cette droite est le gradient de cette distribution exponentielle.

3) On admet que la rétention moyenne du bassin versant atteint sa valeur maximale pour une crue décennale Q10 ans.

- **Procédure suivie :**

1) Choisir un pas de temps n (heure) tel que n égale a la moyenne des temps de base des hydrogrammes de crues disponibles.

2) Détermination du Gradex « a » à partir de l'ajustement par la loi de Gumbel des pluies maximales journalières P (mm) = a. μ + b - μ : variable réduite de Gumbel ;

$$\mu = -\ln(-\ln(F)) \quad \text{avec} \quad F = 1 - 1/T$$

3) Détermination de débit décennal (point pivot de l'extrapolation des débits) Q10ans via l'ajustement des débits a la loi de Gumbel

4) Convertir le débit décennal Q10ans (m3 /s) en lame d'eau (mm) par la formule suivante :

$$\mathbf{R(mm)} = \frac{\mathbf{Q(\ m3\ s\ )\times 3.6\times n(heure)}}{\boldsymbol{S(Km2)}}$$

5) Sur le même graphe d'ajustement de pluie maximale journalière, on trace la droite de des débits au-delà de 0.9 (T=10 ans) avec une pente égale au GRADEX de la pluie pour tirer les Q pour chaque période de retour (en mm). Rμ%(mm) = a. μ + b'

-a : le GRADEX de la pluie

-μ : variable réduite de GUMBEL

b' = R(10 ans) – a. μ (T=10 ans).

6) Exprimer ces Q en m3 /s par la formule :

$$\mathbf{Q\ (m3/s)} = \frac{\mathbf{Q(mm)\times S(km2\ )}}{\mathbf{3.6\times n(heure)}}$$

7) Calcul le débit de ponte

$$\mathbf{Qp\ (m3/s) = Q\ (m3/s)\ \times P}$$

A.N :

- Ajustement de la série pluviométrique (P jmax) de la station «YABOUS» (du bassin voisin à la loi de GUMBEL ; En utilisant le logiciel HYFRAN.

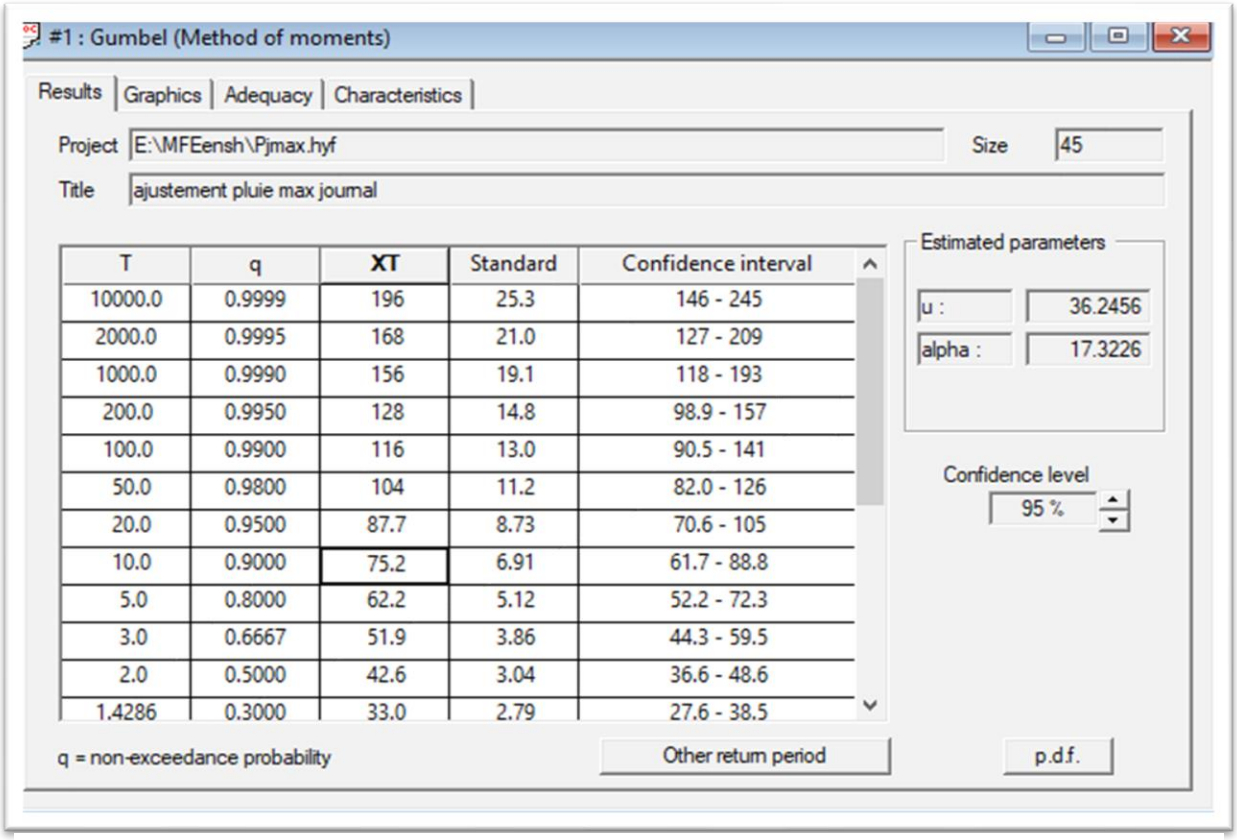


Figure II. 14:Ajustement des pluies maximales journalier à la loi de Gumbal

Les caractéristiques de l'ajustement à une loi de Gumbel des précipitations journalières maximales annuelles données dans le tableau, dont les données hydrométriques enregistrées entre 1969 et 2013.

Tableau II. 26: Les paramètres de la loi de Gumbel

Taille de l'échantillon	45
Moyenne	46.2
Ecart Type	22.2
Paramètre de l'ajustement de Gumbel	36.24
Paramètre de l'ajustement de Gumbel (a)	17.32

- L'équation de la droite de GUMBEL est :

P (mm) = 17.32 × μ + 36.24

Le GRADEX est donc : **a = 17.32**

la loi de GUMBEL nous a donnée: **Q10ans = 75.2m³/s**

d'où : $R_{10ans}=\frac{75.2*3.6*n(heures)}{S(km2)}$

R_{10ans}=85.91 mm

- On fait l'extrapolation des débits au-delà du débit décennal

$R_{\mu\%}$=17.32* μ+b'

D'où : **b'= $R_{\mu\%}$-17.32*μ**

On remplace par : R_{10ans}=85.91mm et μ=2.25

D'où : **b'=46.22 mm**

Donc : l'équation du débit extrapolé est :

$R_{\mu\%}$=17.32. μ+46.22

- on trace cette équation sur même graphe que celui de l'ajustement des Pjmax pour chaque période de retour, on tire le débit en (mm) et on les exprime en (m3/s)

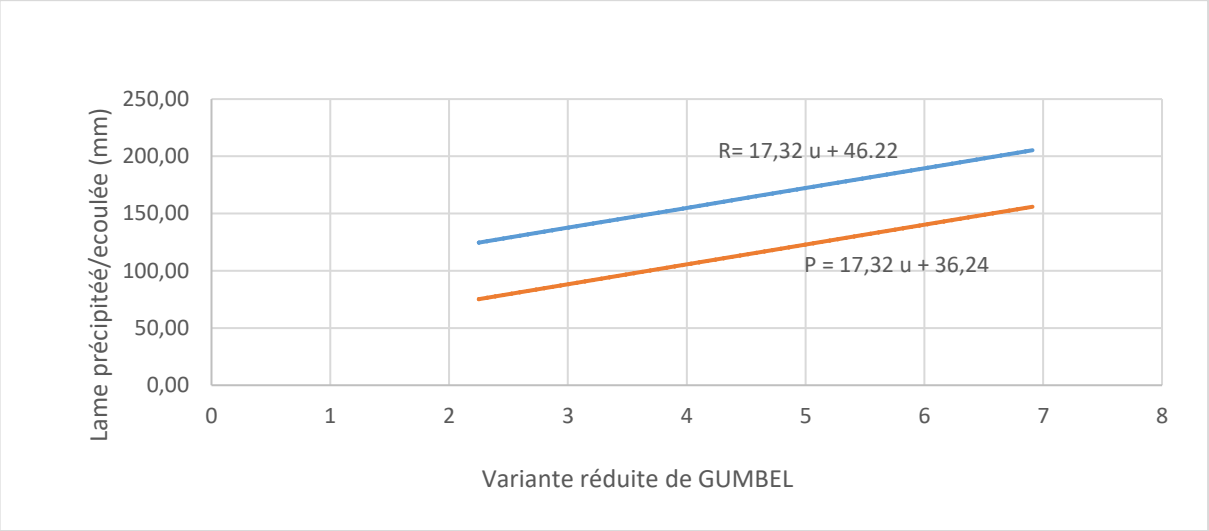


Figure II. 15:Graphe de la méthode Gradex

Pour le calcul des débits de pointe on multiplie tous les débits extrapolés par le coefficient de pointe P, tels que P = Qmax / Qmoy = 3, pour obtenir les débits maximums pour chaque période de retour. Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II. 27: Les débits de pointe par la méthode de Gradex

T(ans)	F(x)	μ	$R_{\mu\%}$	Q(m^3/s)	Qp(M3/s)
10	10	2,25	124,61	110,00	329,99
20	5	2,97	137,08	121,00	363,01
50	2	3,9	153,19	135,22	405,67
100	1	4,6	165,31	145,92	437,77
1000	0,1	6,21	193,20	170,54	511,62
10000	0,01	6,91	205,32	181,24	543,72

- **Interprétation :**

Afin de choisir le débit de pointe optée on fait une comparaison entre les valeurs de débit déterminé par les formules empiriques et celle trouve par la méthode de GRADEX.

Tableau II. 28: Tableau récapitulatif des débits calculés par différents méthode

T(ans)	SOKOLOVSKY	MALLET-GAUTHIER	TURRAZA	GRADEX
10	118,40	148,38	481,21	329,99
20	156,35	174,70	561,22	363,01
50	209,03	204,36	665,49	405,67
100	249,62	224,20	742,44	437,77
1000	393,16	280,20	998,38	511,62

10000	545,97	326,74	1254,31	543,72

La méthode du GRADEX subit une faible variation de débits entre les différentes périodes de retour, et cela est dû à l'hypothèse de la méthode qui est applicable pour des grandes périodes de retour (1000 et 10 000 ans) ainsi que la faible pente de la droite de GUMBEL de l'ajustement des précipitations.

- On remarque une différence entre les valeurs obtenues par les formules empiriques.
- Les débits calculés par la méthode du GRADEX (pour les grandes périodes de retour surtout) sont plus proches à la moyenne des débits calculés par les formules empiriques, donc nous optons les valeurs obtenues par la méthode du GRADEX qui semble plus représentative.

➢ **Les valeurs de débit de pointe opté**

Tableau II. 29: Les valeurs de débit retenu

T	10	20	50	100	1000	10000
Q(m3/s)	329.99	363.01	405.67	437.77	511.62	543.72

II.5.2 Détermination des Hydrogrammes de crue probable par la méthode de Sokolovski :

L'hydrogramme de crue dépend de différent paramètre : Le volume, la durée et le débit maximum (débit de pointe). La méthode de Sokolovsky devise l'hydrogramme de crue en deux parties non symétriques à deux équations paraboliques :

L'une pour le temps de montée définie par : $$Q_{montée}=Q_{max\%}\left(\frac{T}{Tc}\right)^2$$

et l'autre pour la décrue exprimée par : $$Q_{déc}=Q_{max\%}\left(\frac{Tb-T}{Td}\right)^3$$

- $Q_{max\ (\%)}$: débit maximum de fréquence donnée (m3 /s).

- $Q_{montée}$: débit instantané de montée (m3 /s).

- $Q_{déc}$: débit instantané de la décrue (m3 /s).

- Tc , Td: temps de montée et de décrue (heure).

- m , n: puissances des paraboles pour les bassins de petits gabarits **m=3** et **n=2**.

- Tb : Temps de base (heure):

tb= tm+ td On considère généralement que: **tm= Tc= 1.88 h** et **td= δ*tm.**

Avec δ=3 d'où : Td=5.64h et Tb=7.52h A.N :

Tableau II. 30: Valeur des débits de crue en fonction du temps

T(h)	Q_{10ANS}	Q_{20ans}	Q_{50ans}	Q_{100ans}	$Q_{1000ans}$	$Q_{10000ans}$
0	0	0	0	0	0	0
0,125	1,46	1,60	1,79	1,94	2,26	2,40
0,5	23,34	25,68	28,69	30,96	36,19	38,46
0,875	71,48	78,64	87,88	94,83	110,83	117,78

1,25	145,88	160,48	179,34	193,53	226,18	240,37
1,625	246,54	271,21	303,08	327,07	382,24	406,22
1,88	**329,99**	**363,01**	**405,67**	**437,77**	**511,62**	**543,72**
2	309,37	340,33	380,32	410,42	479,65	509,75
2,375	250,51	275,57	307,96	332,33	388,39	412,76
2,75	199,63	219,60	245,41	264,83	309,50	328,92
3,125	156,15	171,77	191,96	207,15	242,10	257,29
3,5	119,49	131,45	146,90	158,52	185,26	196,89
3,875	89,08	97,99	109,50	118,17	138,10	146,77
4,25	64,31	70,75	79,06	85,32	99,71	105,97
4,625	44,63	49,09	54,86	59,20	69,19	73,53
5	29,44	32,38	36,19	39,05	45,64	48,50
5,375	18,15	19,97	22,32	24,08	28,14	29,91
5.64	**12,22**	**13,44**	**15,02**	**16,21**	**18,95**	**20,14**
5,75	10,20	11,22	12,54	13,53	15,81	16,81
6,125	4,99	5,49	6,14	6,62	7,74	8,23
6,5	1,95	2,15	2,40	2,59	3,03	3,22
6,875	0,49	0,54	0,61	0,65	0,77	0,81
7,25	0,04	0,04	0,04	0,05	0,06	0,06
7,52	**0,00**	**0,00**	**0,00**	**0,00**	**0,00**	**0,00**

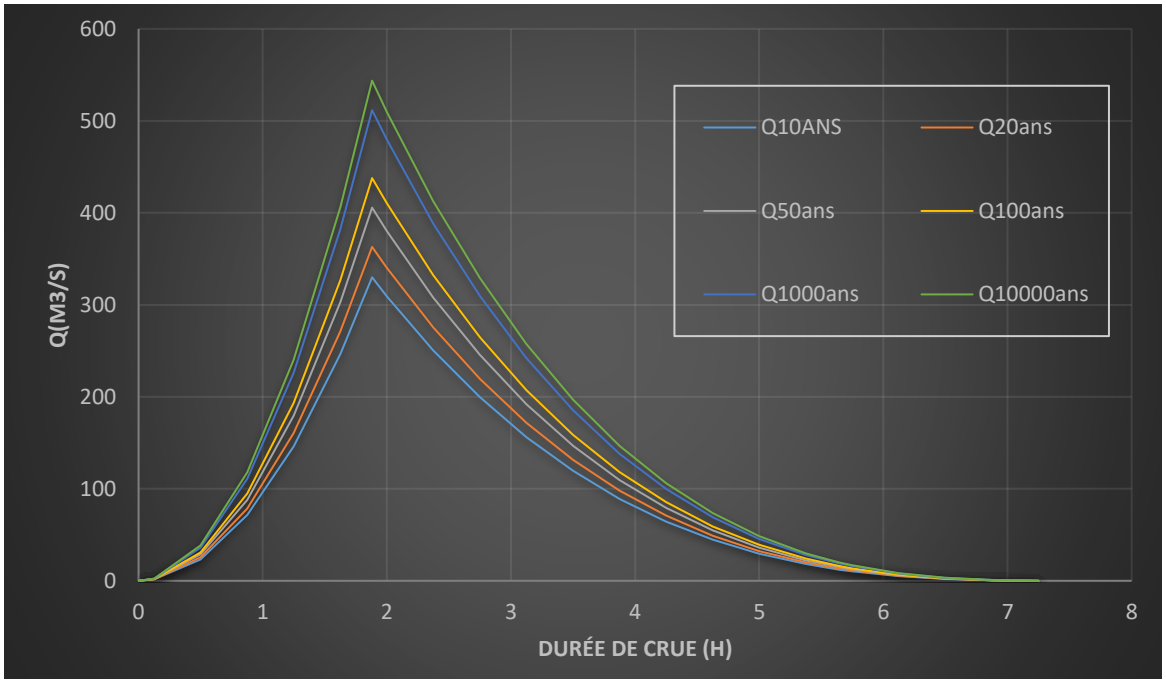


Figure II. 16:Hydrogrammes des crues

II.5.3 Choix de fréquence de la crue du projet et de chantier :

- **Crue de projet**

L'importance de cette étude consiste à déterminer la crue maximale que l'ouvrage peut la supporter pour une probabilité donnée, donc il est évident de choisir la crue de projet selon l'importance de l'ouvrage à réaliser, l'effet de la crue sur l'aval l et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement. C'est-à-dire ce choix intervient sur le degré de risque qui peuvent être provoque par cette crue au cours de

réalisation, sur le coût de l'ouvrage a réalisé et sur la durée d'exécution de l'aménagement et sur sa durée de vie. Pour déterminer la crue de projet il faut prendre en considération caractéristiques géologiques, topographique et hydrologiques du bassin versant, concernant notre bassin versant les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles et les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé, donc à partir de tableau :

Tableau II. 31: Estimation de la crue de projet

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

-Dans notre cas on peut considérer que la crue de projet est acceptable pour une crue décamillénale .

$$Q_{10000ans}=543.72m^3/s$$

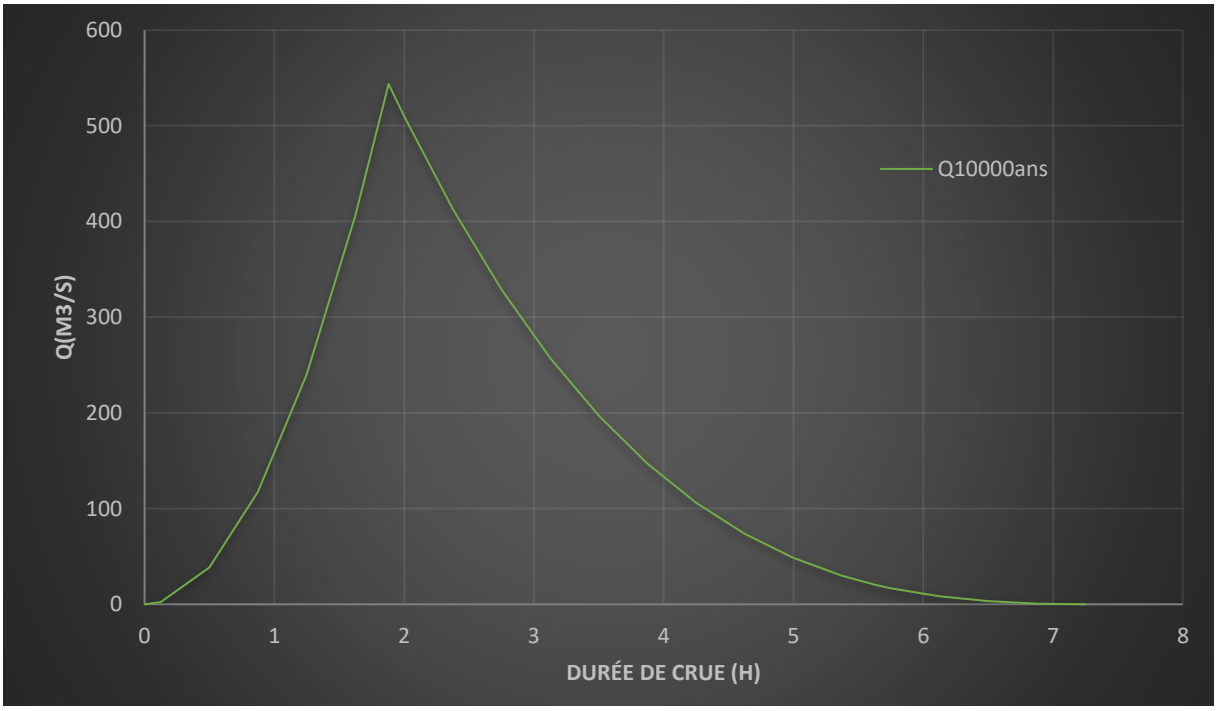


Figure II. 17: hydrogramme de crue de projet

- **Crue de chantier :**

Pour la crue de chantier (crue des travaux) nous adoptons crue de période de retour de (T=20ans). **Q_{20ans}=363.01 m3/s**

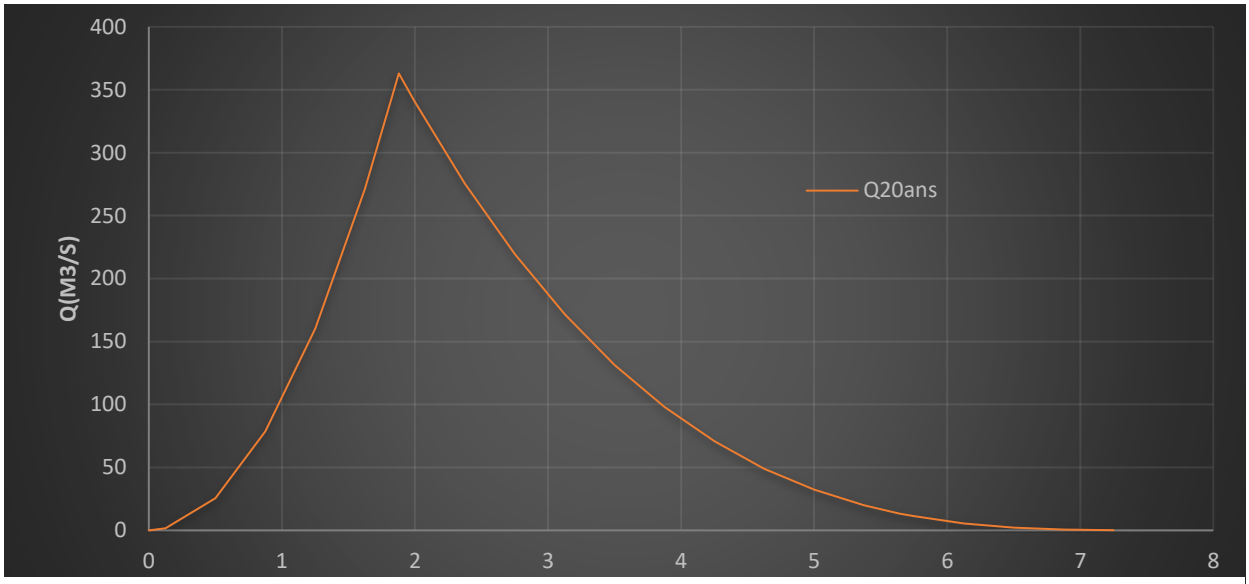


Figure II. 18: hydrogramme de crue de chantier

II.6 Régularisation :

L'objectif visé est de permettre le dimensionnement et la gestion des eaux d'un barrage en vue d'optimiser la capacité de la retenue pour une exploitation rationnelle, tenant compte de tous les facteurs favorisants ou non sa faisabilité.

Pour la définition du volume de la retenue. On a tenu compte des conditions jouant sur la régularisation des messes d'eau, l'apport, l'évaporation, la consommation et les pertes par infiltration et évaporation.

Le calcul de la régularisation a été fait par la méthode du bilan d'eau.

- La régularisation saisonnière
- La régularisation interannuelle

Dans notre étude ces deux types serrant étudiés.

Les paramètres nécessaires au calcul de la régularisation sont :

- La répartition mensuelle de la demande en eau (AEP+irrigation).
- La répartition mensuelle de l'apport (A80%).
- La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporation.

II.6.1 Courbes (Hauteur-Capacité-Surface)

L'établissement du plan d'eau en courbe de niveau donne, d'une part les variations du volume de la retenue en fonction de la côte de la retenue normale et d'autre part la variation de la surface submergée de la retenue en fonction de la côte du plan d'eau, ce qui permettra de calculer les pertes par évaporation

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

$$\Delta V = \frac{Si + Si+1}{2} \Delta H$$

Si : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi en m^2

Si+1 : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi+1 en m2.

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

ΔV: Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm3.

$$\Delta V1 = \frac{2}{3} * Smoy * \Delta H$$

Tableau II. 32: Courbe Topographique et volumétrique

Cote NGA (m)	Surface (Ha)	Volume (Hm3)
1184	0,01	0
1186	0,22	0,002
1188	1,1	0,014
1190	2,19	0,045
1192	3,6	0,101
1194	5,42	0,191
1196	7,64	0,319
1198	9,97	0,495
1200	12,98	0,724
1202	16,05	1,013
1204	19,86	1,369
1206	24,08	1,808
1208	28,58	2,333
1210	33,16	2,949
1212	38,65	3,666
1214	45,01	4,496
1216	51,64	5,461
1218	58,65	6,563
1220	66,16	7,807
1222	73,8	9,205
1224	81,7	10,759
1226	89.67	12.472
1228	98.32	14.351

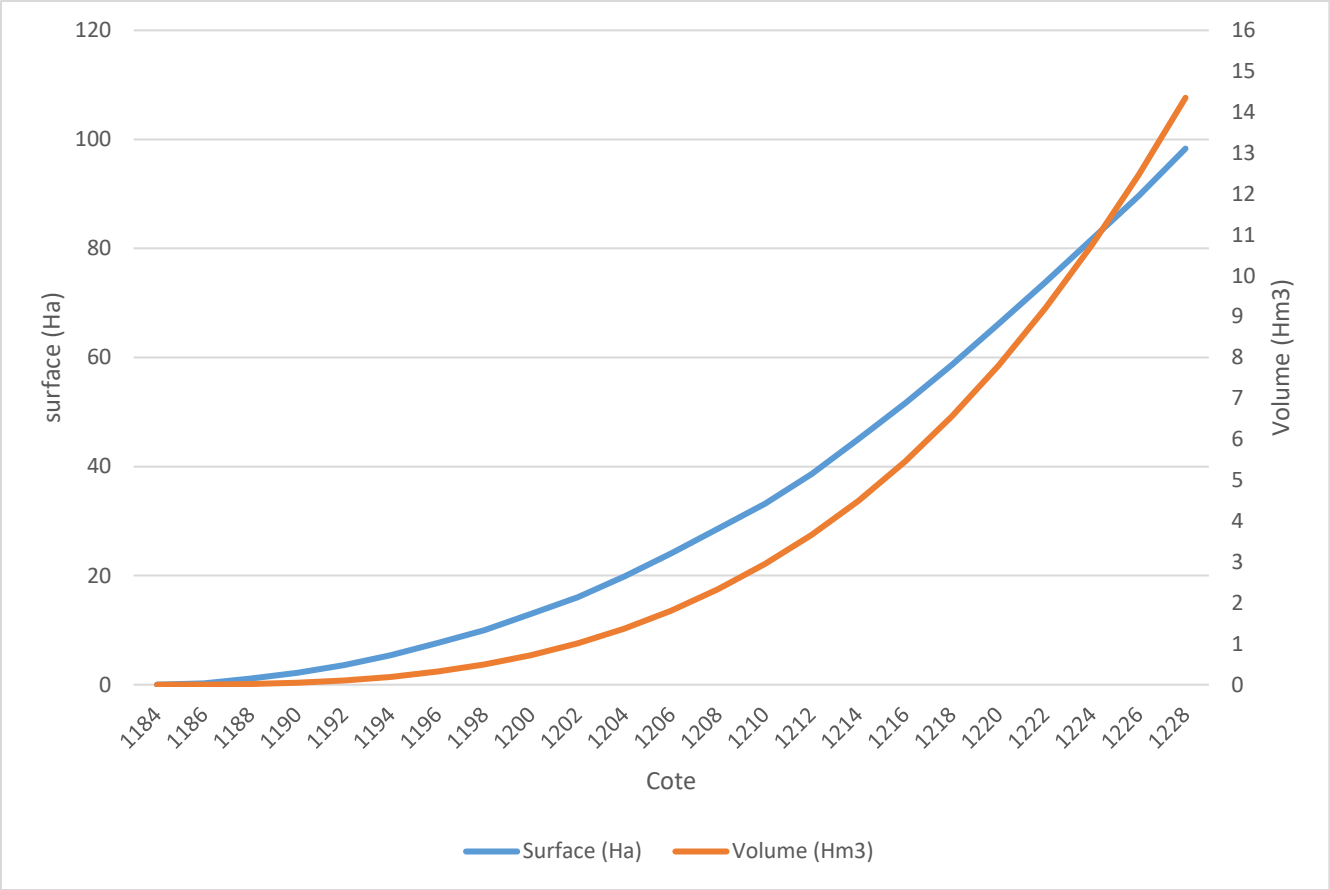


Figure II. 19:Courbe hauteur-surface-capacité

II.6.2 Répartition des besoins

Initialement, le barrage était destiné à la fourniture exclusive d'eau d'irrigation.

L'objectif de l'étude est de rechercher l'optimum technico-économique permettant de maximiser la production d'eau d'irrigation par le barrage.

Par la suite, la vocation du barrage a été changée pour y inclure une demande annuelle en AEP (1.3Hm$^{3)}$,

Tableau II. 33: Modulation mensuelle des besoins

	Sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	jui	juillet	aout
Irrigation(%)	7.78	3.7	0	0	0	1.11	5.4	11.17	16.95	16.61	20.38	16.9
AEP(%)	9	9	9	9	8	8	8	8	8	8	8	8
$U_{80\%}$ (Hm3)	0,93	0,69	0,42	0,42	0,41	0,48	0,73	1,07	1,40	1,38	1,60	1,40

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

Tableau II. 34: Répartition mensuelle de l'apport 80%

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avril	mais	juin	juill	aout	Totale
$A_{80\%}$(%)	3,37	4,15	5,58	3,89	7,26	11,94	24,04	18,74	11,63	4,17	1,72	3,53	100
$A_{80\%}$(Mm^3)	0,38	0,47	0,63	0,44	0,82	1,35	2,72	2,12	1,31	0,47	0,19	0,40	11.00

II.6.4 Calcul du volume utile :

Pour le calcul du volume utile du barrage on a besoin de :

- ✓ L'apport annuel $A_{80\%}$ (11.3 Mm^3)
- ✓ La consommation totale $U_{80\%}$ (11.05 Mm^3)
- ✓ Le volume mort de la retenue (2.04Mm^3)

Procédé de calcul

a. Détermination de la période de bonne hydraulicité.
b. Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
c. Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "Vd".
d. Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'Novembre jusqu'au mois d'octobre. Les calculs se font comme suit :

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

Vrf : volume de remplissage final

Vri : Volume de remplissage initial

S : Volume excédentaire à évacuer

II.6.4.1 Régularisation Saisonnière :

La régularisation de l'écoulement fluvial est la répartition de celui-ci dans le temps

D'une façon régulière pour compenser les déficits de la demande. On distingue la Régularisation (saisonnière) quand l'écoulement annuel d'une fréquence donnée peut couvrir la demande en eau durant une année.

Pour ce type de régularisation, on utilise la méthode du bilan d'eau, elle nécessite la

Connaissance des données de base suivantes :

- ✓ Les répartitions mensuelles des apports, d'évaporation sur la retenue et les pertes par

Infiltration.

- ✓ La courbe (Hauteur-Capacité-Surface) du plan d'eau provenant du dépouillement de

la carte topographique de la cuvette.

- ✓ Les besoins en eau des utilisateurs.

A) Sans tenir compte des pertes :

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

Tableau II. 35: Mode de fonctionnement du barrage

MOIS	A80% (Mm3)	U80% (Mm3)	A-U (Mm3)	
Novembre	0,63	0,42	0,21	Vs=4.55Mm^3
Décembre	0,44	0,42	0,02	
Janvier	0,82	0,41	0,41	
Février	1,35	0,48	0,87	
Mars	2,72	0,73	1,99	
Avril	2,12	1,07	1,05	
Mai	1,31	1,40	-0,09	Vd=4.18Mm^3
Juin	0,47	1,38	-0,91	
Juillet	0,19	1,60	-1,41	
Aout	0,4	1,40	-1,00	
Septembre	0,38	0,93	-0,55	
Octobre	0,47	0,69	-0,22	

On a :

Vs =4.55 Mm3. Vd =4.18Mm3. Vs>Vd

D'ou : **Vu= Vd**

Donc :

- Le barrage fonctionne à un seul temps.

Alors :

Vu=4.18Mm3

Et on a :

VNNR=Vu + Vmort

VNNR=6.22Mm^3

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normales d'exploitation. C'est-à-dire à la côte du niveau normal de la retenue NNR. L'alternance de la période de remplissage ou de restitution, s'appelle temps de fonctionnement. A ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation qui sont au nombre de deux :

- **Première consigne d'exploitation** : Elle consiste à remplir le barrage, lors des crues, jusqu'au niveau normal de la retenue (NNR). Ensuite restituer l'excédent d'eau qui est déversée par l'évacuateur de surface. Le niveau de remplissage initial est fixé au remplissage final qui est déterminé pour chaque mois, en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'on ne doit pas dépasser.

- **Deuxième Consigne d'exploitation :** Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface.

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

Tableau II. 36:Régularisation saisonnière (sans tenir compte des pertes)

Mois	A80%	U80%	A-U(Mm3)	1ére Consigne			2éme Consigne		
				Vrf(Mm^3)	Vri(Mm^3)	S	Vrf(Mm^3)	Vri(Mm^3)	S
Novembre	0,63	0,42	0,21	2.25	2.04			2,04	0,37
Décembre	0,44	0,42	0,02		2.25		1,67	1,67	
Janvier	0,82	0,41	0,41	2.27	2.27		1,88	1,88	
Février	1,35	0,48	0,87	2.68	2.68		1,90	1,90	
Mars	2,72	0,73	1,99	3.55	3.55		2,31	2,31	
Avril	2,12	1,07	1,05	5.54	5.54		3,17	3,17	
Mai	1,31	1,40	-0,09	6.59	6.22	0.37	5,16	5,16	
Juin	0,47	1,38	-0,91	6,14	6,14		6,20	6,20	
Juillet	0,19	1,60	-1,41	5,23	5,23		6,11	6,11	
Aout	0,4	1,40	-1,00	3,82	3,82		5,20	5,20	
Septembre	0,38	0,93	-0,55	2,82	2,82		3,78	3,78	
Octobre	0,47	0,69	-0,22	2,27	2,27		2,78	2,78	

B) En tenant compte des pertes

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration

- **Perte par évaporation :**

On a :

$$V_{ep}=Es*S_{moy}$$

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

Es : Evaporation mensuelle (m).

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

Avec :

$$V_{moy}=\frac{Vrf,i+Vrf,i+1}{2}$$

Vrf,i et Vrf,i+1 :les volumes de la retenue de deux mois successifs

- **Perte par infiltration :**

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$Vinf = \frac{\delta * Vmoy}{100}$$

Vinf : volume perdu à cause de l'infiltration.

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette on prend δ=0.75 (sol a faible perméabilité)

A.N :

Tableau II. 37:régularisation saisonnière (tenir compte des pertes)

Mois	A80%	U80%	A-U(Mm3)	1ére Consigne			2éme Consigne		
				Vrf(Mm^3)	Vri(Mm^3)	S	Vrf(Mm^3)	Vri(Mm^3)	S
Novembre	0,63	0,42	0,20		2,04	/		2,04	0,15
Décembre	0,44	0,42	0,00	2,24	2,24	/	1,89	1,67	
Janvier	0,82	0,41	0,33	2,24	2,24		2,09	1,88	
Février	1,35	0,48	0,84	2,58	2,58		2,09	1,90	
Mars	2,72	0,73	1,95	3,42	3,42		2,42	2,31	
Avril	2,12	1,07	1,00	5,37	5,37		3,27	3,17	
Mai	1,31	1,40	-0,14	6,38	6,23	0,15	5,22	5,16	
Juin	0,47	1,38	-0,95	6,09	6,09		6,22	6,20	
Juillet	0,19	1,60	-1,45	5,14	5,14		6,08	6,11	
Aout	0,4	1,40	-1,03	3,69	3,69		5,13	5,20	
Septembre	0,38	0,93	-0,56	2,67	2,67		3,68	3,78	
Octobre	0,47	0,69	-0,23	2,10	2,10		2,10	2,10	

Vs=4.32 Mm3. Vd =4.36Mm3

D'où : Vu=4.32 Mm3

V_{NNR}=6.36 Mm3

Estimation de l'erreur :

1%<ζ<5%

On a :

ζ=(Vu'-Vu)/Vu *100 = **3.23 %**

II.6.4.2 Régularisation interannuelle :

A) Méthode de Kristley-Menkel :

Cette méthode basée sur les caractéristiques de l'échantillon. Elle consiste à déterminer le déficit pendant des années sèches. Donc il faut disposer d'une sérié des débits moyens annuels exprimés en coefficient de débit $K_i = Q_i/Q_0$ et un coefficient de régularisation α.

$$\mathbf{V_{uint} = (\beta_s + \beta_{plur})W_0 = V_s + V_{int}}$$

Avec:

W0: apport moyen interannuel.

βs: composante saisonnière du volume utile.

βpluri : composante pluri-annuelle du volume utile.

✓ **La composante saisonnière βs est égale:**

$$\mathbf{\beta = \alpha(T_{ét} - W_{ét})}$$

Avec:

$$\mathbf{T_{ét} = \frac{N_{ét}}{12}}$$

α: coefficient de régularisation.

T ét : période relative de l'étiage au cours de l'année.

N ét : nombre de mois ou Qi est inférieur à Q0.

$$\mathbf{W_{ét} = \frac{\sum_i^{Nét} W_m}{\sum_1^{12} W_{pm}}}$$

Avec :

Wét : volume relatif de l'écoulement pendant l'étiage au cours de l'année.

$\sum_i^{Nét} W_m$: Apport pendant la période d'étiage.

$\sum_1^{12} W_{pm}$: Apport total pendant les 12 mois de l'année.

✓ **La composante pluie-annuelle est égale:**

$$\mathbf{\beta_{plur} = max(D) = max\left[\left(\alpha - K_{p\%}^{(n)}\right).n\right]}$$

Avec :

α : coefficient de régularisation.

$K_{p\%}^{(n)}$: Coefficient de l'hydraulicité pour l'année (n).

$$\mathbf{K_{p\%}^{n} = F_{p\%}.\, C_v^{(n)} + 1}$$

Avec:

Cv : Coefficient de variation

F p%: la probabilité en fonction de P%

$C_v^{(n)} = \frac{C_v}{\sqrt{n}}$ Et $C_s^{(n)} = \frac{C_s}{\sqrt{n}}$

- ✓ **Pour la composante saisonnière :**

Tableau II. 38:Détermination de la période d'étiage.

MOIS	A80%(Mm3)	U80%(Mm3)
Novembre	0,63	0,42
Décembre	0,44	0,42
Janvier	0,82	0,41
Février	1,35	0,48
Mars	2,72	0,73
Avril	2,12	1,07
Mai	1,31	1,40
Juin	0,47	1,38
Juillet	0,19	1,60
Aout	0,4	1,40
Septembre	0,38	0,93
Octobre	0,47	0,69

Donc :

La période d'étiage est à partir de juin jusqu'au mois de septembre.

D'où : **Nét=4** => **Tét=0.33**

Application Numérique : $W_{ét} = \frac{1.44}{11.3}$=0.12

$\boldsymbol{W_{ét}}$ **=0.12**

Pour un coefficient de régularisation α=0.9 on aura :

$$\boldsymbol{\beta = 0.9(0.33 - 0.12) = 0.189}$$

$V_s = \beta_s . W_0 = 0.189 \times 11.3 = 2.13\ Mm^3$

Vs=2.13 Mm³

- ✓ **Pour la composante pluriannuelle:**

Tableau II. 39: Calcul de la composante interannuelle par la méthode de Kristley -Menkel.

n	$\sqrt{n}$	$C_v^{(n)}$	$C_s^{(n)}$	$F_{80\%}$	$K_p=C_v*F_p+1$	$Z_p=(\alpha-K_p)*n$
1	1,00	0,449	0,898	-0,85	0,618	0,282
2	1,41	0,317	0,635	-0,85	0,730	0,340
3	1,73	0,259	0,518	-0,85	0,780	0,361
4	2,00	0,225	0,449	-0,85	0,809	0,363
5	2,24	0,201	0,402	-0,85	0,829	0,353
6	2,45	0,183	0,367	-0,85	0,844	0,335
7	2,65	0,170	0,339	-0,85	0,856	0,310
8	2,83	0,159	0,317	-0,85	0,865	0,279
9	3,00	0,150	0,299	-0,85	0,873	0,245
10	3,16	0,142	0,284	-0,85	0,879	0,207
11	3,32	0,135	0,271	-0,85	0,885	0,166
12	3,46	0,130	0,259	-0,85	0,890	0,122
13	3,61	0,125	0,249	-0,85	0,894	0,076
14	3,74	0,120	0,240	-0,85	0,898	0,028
15	3,87	0,116	0,232	-0,85	0,901	-0,022
16	4,00	0,112	0,225	-0,85	0,905	-0,073
17	4,12	0,109	0,218	-0,85	0,907	-0,126
18	4,24	0,106	0,212	-0,85	0,910	-0,181
19	4,36	0,103	0,206	-0,85	0,912	-0,236
20	4,47	0,100	0,201	-0,85	0,915	-0,293
21	4,58	0,098	0,196	-0,85	0,917	-0,351
22	4,69	0,096	0,191	-0,85	0,919	-0,410
23	4,80	0,094	0,187	-0,85	0,920	-0,470
24	4,90	0,092	0,183	-0,85	0,922	-0,530
25	5,00	0,090	0,180	-0,85	0,924	-0,592
26	5,10	0,088	0,176	-0,85	0,925	-0,654
27	5,20	0,086	0,173	-0,85	0,927	-0,717
28	5,29	0,085	0,170	-0,85	0,928	-0,780
29	5,39	0,083	0,167	-0,85	0,929	-0,845
30	5,48	0,082	0,164	-0,85	0,930	-0,910
31	5,57	0,081	0,161	-0,85	0,931	-0,975
32	5,66	0,079	0,159	-0,85	0,933	-1,041
33	5,74	0,078	0,156	-0,85	0,934	-1,108
34	5,83	0,077	0,154	-0,85	0,935	-1,175
35	5,92	0,076	0,152	-0,85	0,935	-1,242
36	6,00	0,075	0,150	-0,85	0,936	-1,310

37	6,08	0,074	0,148	-0,85	0,937	-1,379
38	6,16	0,073	0,146	-0,85	0,938	-1,447
39	6,24	0,072	0,144	-0,85	0,939	-1,517
40	6,32	0,071	0,142	-0,85	0,940	-1,586
41	6,40	0,070	0,140	-0,85	0,940	-1,656

D'après le tableau on trouve : Z_{pmax} =0.363

donc $\boldsymbol{\beta_{Plur} = 0.363}$

$V_{plur}= \beta_{p\,lu\,r} * W_0 = 0.363 * 7.61 = 2.76\ Mm^3$. $\mathbf{V_{plur}=2.76 Mm^3}$

Donc : $V_{u\,in\,t}= 2.13 + 2.76 = 4.89\ Mm^3$. $\mathbf{V_{u\,in\,t}=4.89\ Mm^3}$

$V_{NNR} = V_m + V_{u\,int}$

$V_{NNR} = 2.04+4.89 = 6.93\ Mm^3$ $\mathbf{V_{NNR} =6.93\ Mm^3}$

Récapitulation :

Tableau II. 40: récapitulation des valeur trouvé de la régularisation

Dénomination	Unité	Valeur
Volume mort	Mm^3	2.04
Volume utile saisonnier	Mm^3	4.32
Volume utile interannuel	Mm^3	4.89
Volume au NNR	Mm^3	6.93
Cote du fond	m NGA	1185
Cote NVM	m NGA	1206
Cote NNR	m NGA	1218.59

II.7. Laminage des crues

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

$$\mathbf{Q-q=S\,.\,\frac{dh}{dt}}$$

Q : Le débit entrant de la crue.

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

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

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

L'étude de laminage consiste à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue (le niveau forcé), la hauteur d'eau maximale déversant par l'évacuateur de

crue et sa variation dans le temps tout au long du passage de la crue dans les conditions les plus défavorable de laminage.

Donc le calcul de laminage permet de réduire les dimensions et le cout de l'ouvrage d'évacuation sans affectation globale de l'aménagement.

Il existe plusieurs procèdes de calcul comme ceux de Kotcherine, Step by step, La méthode de X_0 , Muskingum ….

Dans le cadre du présent projet la méthode Muskingum sera appliquée.

II.7.1 La méthode de Muskingum

II.7.1.1 Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière

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

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial X}\left(\frac{Q2}{A}\right) + gA\left(\frac{\partial y}{\partial X}\right) = gA(S_0 - S_f) + q\frac{Q}{A}$$

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, q désigne dans ces équations le débit latéral par unité de longueur du tronçon de rivière, débit qui entre dans le tronçon ou en sort. La signification des cinq termes de l'équation(III.68) 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 /sen 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 (So) et les forces de frottement (Sf).

e) Le terme 5 exprime l'apport ou ma perte de la quantité du mouvement dus à un apport ou une perte d'eau sur le côté latéral. La résolution des équations 1 et 2est faisable mais pose

parfois des difficultés d'ordre pratique et numérique (Cunge et Wegner 1964). On a ainsi souvent cherché à simplifier ce système selon les applications et les contextes.

D'après plusieurs études (Cunge et al. 1980), les trois premiers termes de l'équation III.68 peuvent être négligés pour la plupart des crues dans les rivières, si bien que l'équation III.68 devient en l'absence d'apport de débit latéral :

$$S_0=S_f$$

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

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

Ou :

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

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.7.1.2 Méthode de Muskingum

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t1 et t2, l'équation s'écrit :

$$\Delta S=S_2-S_1=\int_{t1}^{t2} Idt - \int_{t1}^{t2} Odt$$

Pour un petit intervalle de temps $\Delta t=t_2-t_1$ d'où :

$$S_2-S_1=\left(\frac{I1+I2}{2}-\frac{O1+O2}{2}\right)\Delta t$$

La résolution du problème consiste à déterminer O_1 et $O_{2,\text{ connaissant}}$ 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 dû à la restriction qui limite le débit de sortie lorsque l'évacuation s'opère par le fond, à travers une vanne ou un orifice. Dans le cas d'un barrage déversoir de grande surface, le débit d'entrée ne produit qu'une faible variation de la hauteur d'eau. C'est justement cette hauteur dans le réservoir qui gouverne le débit de sortie qui se voit ainsi laminé. Lorsque le déversoir est muni d'une contraction latérale, le laminage est encore plus prononcé.

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

$$2\frac{S2}{\Delta t}+O2=I1+I2\ \ \frac{S1}{\Delta t}+O1-2O1$$

Cette équation permet de résoudre partiellement le problème car elle permet de calculer la quantité inconnue [$2S2/\Delta t + O_2$) 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 qui correspondent aux débits d'entrée au début et à la fin de l'intervalle, ils sont connus car l'hydrogramme d'entrée du réservoir est supposé connu à tous les instants. Car ils constituent les conditions initiales qui prévalent avant le début de la crue. Au cours de la crue, le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent.

Comme il sera démontré dans les deux prochains paragraphes, le stockage S et le débit de sortie dépendent de la profondeur h du 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 II. 41: La méthode de MUSKINGUM

$-h_1$	S_1	O_1	$2S1/\Delta t + O_1$
$-h_2$	S_2	O_2	$2S2/\Delta t + O_2$
$-h_3$	S_3	O_3	$2S3/\Delta t + O_3$
-hn	Sn	On	$2Sn/\Delta t + O_n$

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

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

II.7.1.4Calcul du débit de sortie :

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

1) Evacuation a surface libre par un déversoir . Dans ce cas, le débit de sortie se calcule par une relation de la forme :

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

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.7.1.5 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 construis en milieu urbain. Pour les réservoirs naturels, les berges ne sont pas verticales .les courbes d'emmagasinement se présentent alors sous la forme :

$$S=a_0+a_1h+a_2h^2+a_3h^3+\ldots+a_nh_n$$

Les coefficients a_0, a_1, a_2,……, an qui sont propres à chaque réservoir, doivent être déterminés à partir des relevés géodésiques sur le fond et les berges.

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

- **Application de la méthode de Muskingum pour une largeur de déversoir b=15 m**

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

Pour b= 15 m et m = 0,49 : $Q= 32.56\ H^{3/2}$

La courbe capacité –hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire avec un coefficient de corrélation r^2=0.9994 entre les altitudes 1218 m et 1228 m.

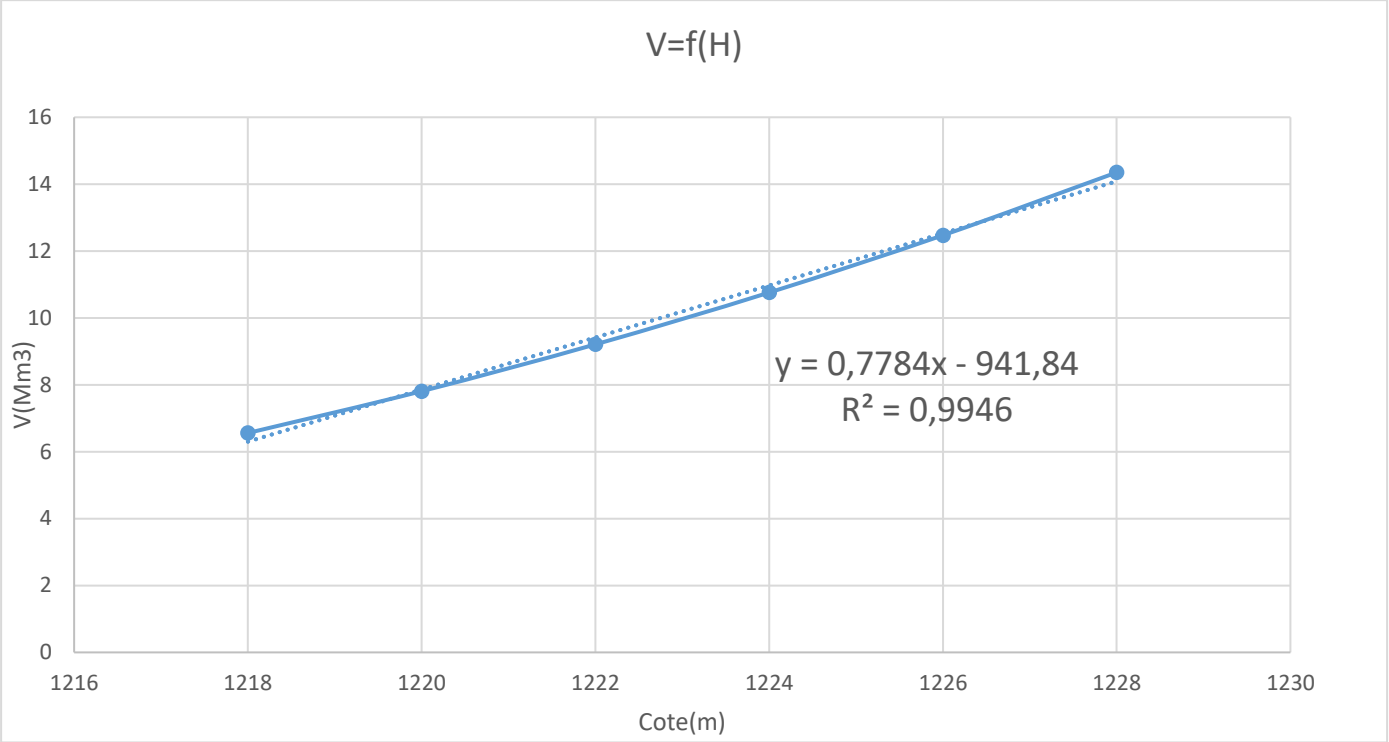


Figure II. 20: Modélisation de la courbe capacité hauteur.

$$V(Mm^3)=0{,}7784H - 941{,}84$$

- La courbe Surface–hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire avec un coefficient de corrélation r^2=0.9994 entre les altitudes 1218 m et 1228 m

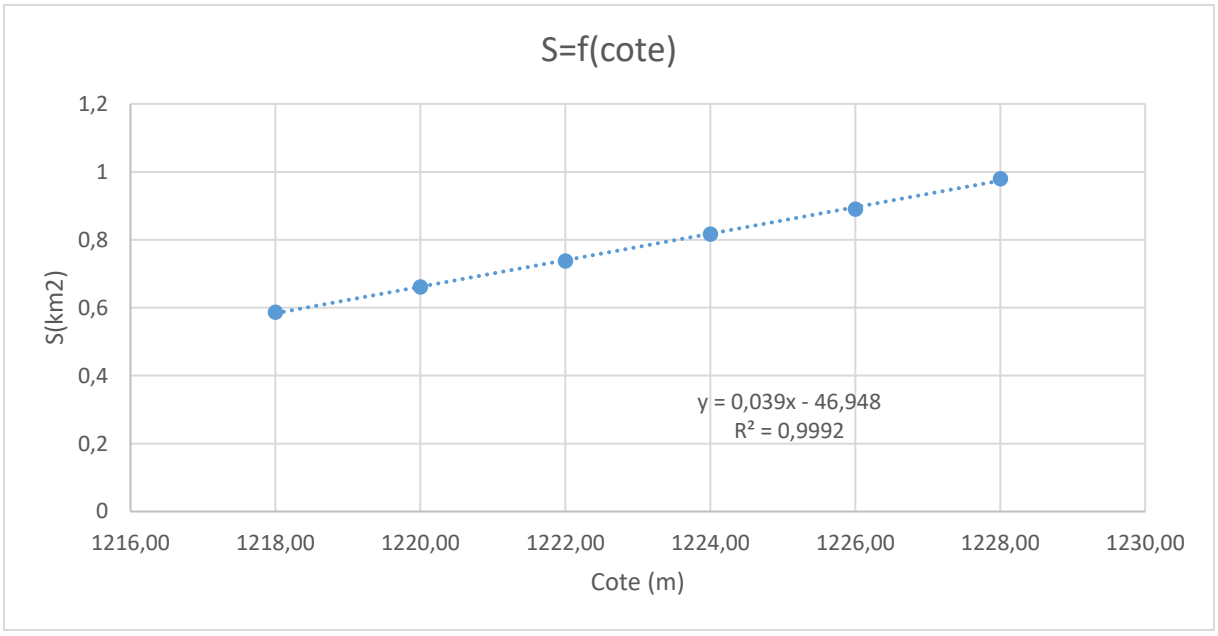


Figure II. 21:Modélisation de la courbe surface hauteur

$$S(km^2) = 0.0395*H - 47.577$$

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage :

F(Q)=(2S/Δt+Qs) :

Initialement le débit de sortie Qs = 0 m³/s et la hauteur H= 0m, le volume stocké Vs =0m³.

La valeur maximal de débit d'entrée Qe = $\mathbf{Q_{10000ans}=543.72m^3/s}$ nous donne la plage à couvrir avec le variable H :

$543.72 = 32.56\ H^{3/2}$, soit Hmax = 6.53 m. Δt=0.5 h

Tableau II. 42: Calcul de la courbe caractéristique

h(m)	Cote(m NGA)	Q(m³/s)	S(m³)	2S/ T+O
0	1218.59	0,000	0	0
0.5	1219,09	11,51	288527,5	332,096549
1	1219,59	32,56	596805	695,673102
1.5	1220,09	59,81	924832,5	1087,40166
2	1220,59	92,08	1272610	1506,09461
2.5	1221,09	128,69	1640137,5	1951,06561
3	1221,59	169,17	2027415	2421,85153
3.5	1222,09	213,18	2434442,5	2918,1124
4	1222,59	260,45	2861220	3439,58481
4.5	1223,09	310,78	3307747,5	3986,05682
5	1223,59	363,99	3774025	4557,35312
5.5	1224,09	419,93	4260052,5	5153,32551
6	1224,59	478,48	4765830	5773,84659
6.53	1225,12	543,26	5323517,2	6458,27771

Utilisons la courbe caractéristique du barrage et l'équation :

$$\mathbf{O\ (m^3/s) = 3E\text{-}14(2S/\Delta t + O)^4 - 1E\text{-}09(2S/\Delta t + O)^3 + 2E\text{-}05(2S/\Delta t + O)^2 + 0{,}0472(2S/\Delta t + O) - 3{,}5565}$$

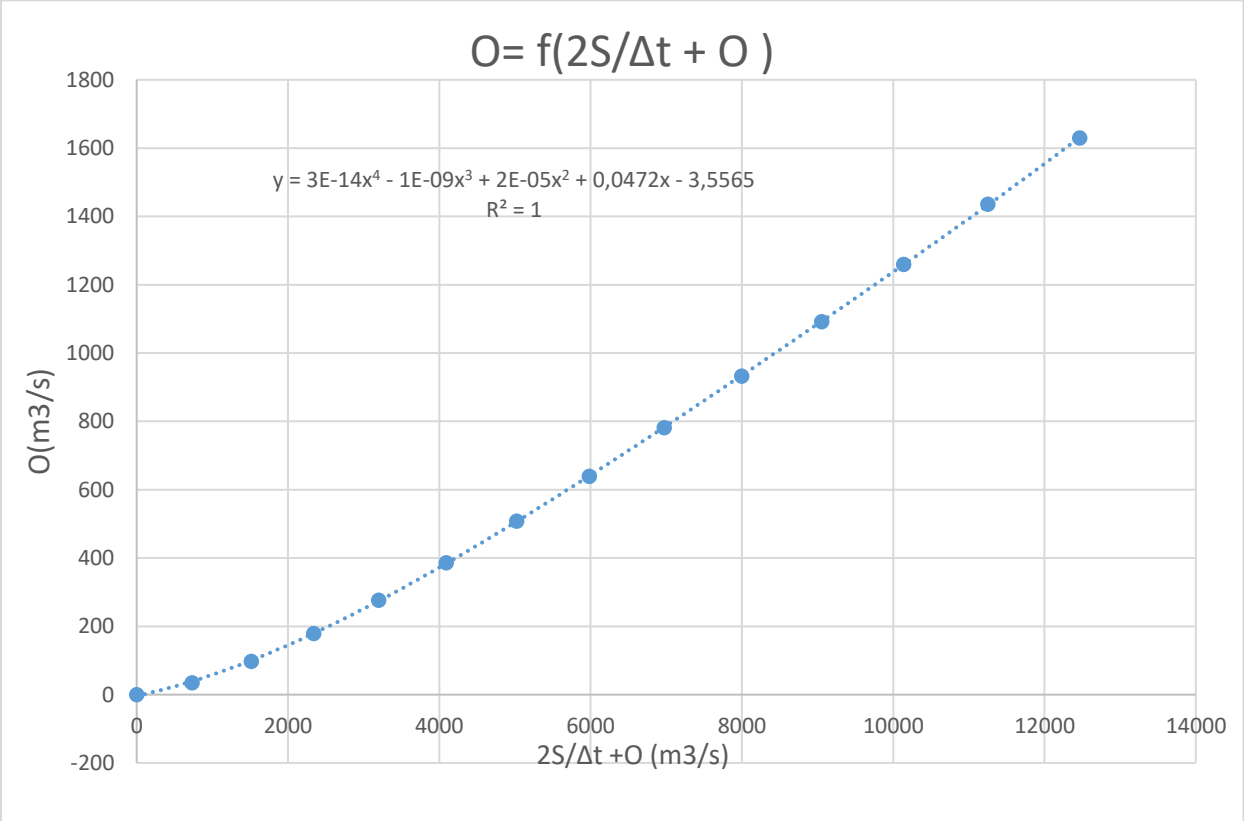


Figure II. 22:Courbe caractéristique du barrage pour b=15m

On détermine l'hydrogramme des débits de sortie :

Tableau II. 43: Calcul de l'hydrogrammes de sortie du barrage pour b=15m

T (heure)	I (m3/s)	I_1+I_2 (m3/s)	2s/dt+O (m3/s)	2s/dt+o-2o (m3/s)	O (m3/s)
0	0				
0,5	38,46	38,46	38,460	38,743	-0,142
1	153,84	192,3	231,043	214,302	8,371
1,5	346,13	499,97	714,272	643,575	35,348
2	509,75	855,88	1499,455	1314,111	92,672
2,5	383,4	893,15	2207,261	1898,585	154,338
3	279,89	663,29	2561,875	2186,517	187,679
3,5	196,89	476,78	2663,297	2268,398	197,450
4	132,18	329,07	2597,468	2215,274	191,097
4,5	83,48	215,66	2430,934	2080,510	175,212
5	48,5	131,98	2212,490	1902,850	154,820
5,5	24,98	73,48	1976,330	1709,497	133,417
6	10,64	35,62	1745,117	1518,700	113,208
6,5	3,22	13,86	1532,560	1341,804	95,378
7	0,43	3,65	1345,454	1184,743	80,355
7.53	0	0,43	1185,173	1049,086	68,044

Tableau II. 44: Hydrogramme de sortie

Hydrogrammes D'entrée			Hydrogrammes de sortie													
			H_d=3.32m	H_d=2.8m	H_d=2.76m	H_d=2.55m	H_d=2.38m	H_d=2.34m	H_d=2.2m	H_d=2.08m	H_d=1.97m	H_d=1.89m	H_d=1.82m	H_d=1.77m	H_d=1.72m	H_d=1.67m	H_d=1.62m
t	Q	Q1+Q2	B= 15m	B= 20m	B= 25m	B=30m	B=35m	B=40m	B=45m	B=50m	B=55m	B=60m	B=65m	B=70m	B=75m	B=80m	B=85m
0	0,00		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0.00	0.00	0.00
0,5	38,46	38,46	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0.00	0.00	0.00
1	153,84	192,30	8,37	10,76	13,66	15,99	18,31	21,13	23,37	25,59	27,75	29,90	31,99	34,06	36,10	38,10	40,06
1,5	346,13	499,97	35,35	43,26	56,21	63,71	71,35	83,37	90,48	97,42	103,78	110,29	116,55	122,61	128,73	134,40	139,88
2	509,75	855,88	92,67	106,26	142,39	154,92	169,37	200,52	213,05	225,09	234,28	245,30	255,71	265,62	276,67	285,59	294,08
2,5	383,40	893,15	154,34	167,16	225,76	237,79	254,77	297,84	310,53	322,36	329,03	335,60	342,09	341,71	350,47	364,72	376,12
3	279,89	663,29	197,45	204,21	256,76	265,65	279,39	311,95	319,77	326,61	330,23	339,47	349,02	357,82	368,35	375,61	382,29
3,5	196,89	476,78	194,72	199,16	251,32	257,51	266,22	281,46	284,52	286,76	288,48	289,59	290,09	290,10	289,03	288,22	287,14
4	132,18	329,07	191,10	197,13	225,97	230,05	233,97	234,71	234,48	233,67	233,90	232,25	230,29	228,09	224,61	222,16	219,64
4,5	83,48	215,66	175,21	181,09	192,48	194,75	194,97	186,59	184,39	181,84	180,82	177,72	174,53	171,30	167,04	163,93	160,87
5	48,50	131,98	154,82	160,30	158,14	158,81	156,52	143,66	140,40	136,96	134,98	131,25	127,58	123,99	119,72	116,45	113,31
5,5	24,98	73,48	133,42	138,01	126,87	126,21	122,39	108,12	104,37	100,55	97,94	94,04	90,29	86,70	82,75	79,59	76,61
6	10,64	35,62	113,21	116,57	100,41	98,69	94,07	80,13	76,22	72,32	69,38	65,58	61,99	58,61	55,10	52,20	49,51
6,5	3,22	13,86	95,38	97,39	79,10	76,62	71,69	58,91	55,05	51,26	48,25	44,70	41,42	38,37	35,35	32,82	30,50
7	0,43	3,65	80,36	81,13	62,53	59,58	54,64	43,33	39,65	36,12	33,22	30,04	27,14	24,51	22,00	19,90	18,00
7.53	0,00	0,43	68,04	67,77	49,91	46,71	41,95	32,15	28,76	25,55	22,90	20,15	17,70	15,52	13,51	11,84	10,38

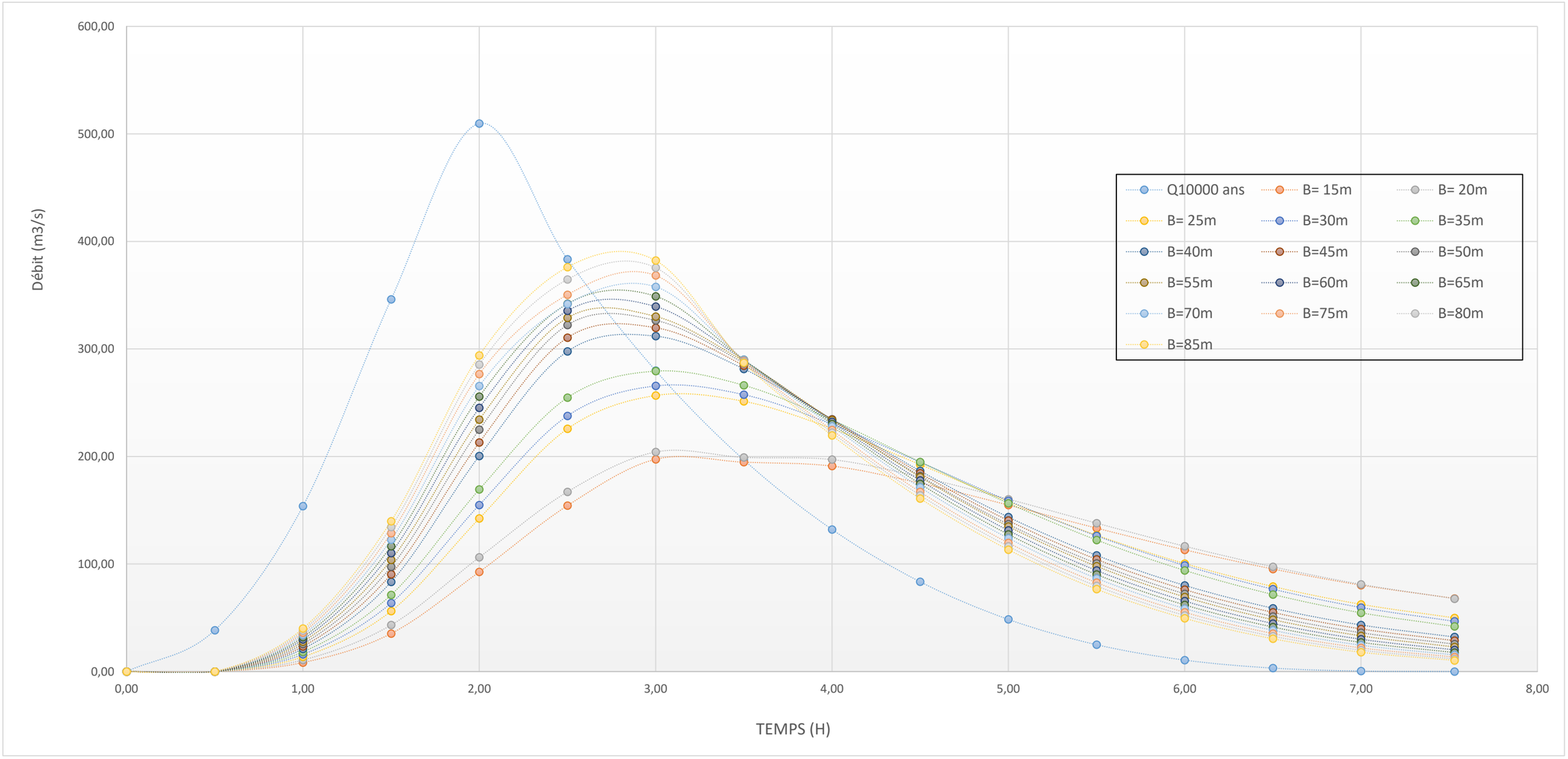


Figure II. 23: Hydrogrammes de sortie

Tableau II. 45: Tableau des résultats du laminage

B(m)	Hd(m)	NPHE(m NGA)	$q_{laminé}(m^3/s)$	V forcé (Mm^3)
15	3,32	1221,91	197,45	2,39
20	2,8	1221,39	204,21	1,99
25	2,81	1221,4	256,76	2,00
30	2,55	1221,14	265,65	1,80
35	2,38	1220,97	279,39	1,66
40	2,34	1220,93	311,95	1,63
45	2,2	1220,79	319,77	1,52
50	2,08	1220,67	326,61	1,43
55	1,97	1220,56	330,23	1,34
60	1,89	1220,48	339,47	1,28
65	1,82	1220,41	349,02	1,23
70	1,77	1220,36	357,82	1,19
75	1,72	1220,31	368,35	1,15
80	1,67	1220,26	375,61	1,11
85	1,62	1220,21	382,29	1,07

II.7.2 Etude d'optimisation

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

Pour ce faire il faut évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue pour choisir la plus économique.

Dans le cadre des études de conception

II.7.2.1 Calcul du cout approximatif de la digue :

- **Calcul de la REVANCHE**

C'est la différence de niveau entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux. Elle est en fonction de la hauteur des vagues h, de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue.

Pour le calcul de la revanche plusieurs formules sont à utiliser :

a) Formule de MALLET et PACQUANT (Touaibia, 2001) :

$$\mathbf{R= h + \frac{V2}{2g} +S}$$

Avec :

$$\mathbf{h= \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F}}$$

V : Vitesse de propagation des vagues (m/s) :

$$\mathbf{V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}\,h}$$

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la direction du barrage appelée Fetch qui doit être inférieure à 18Km [F = 1km] :

S : Marge de sécurité = 0.5m ;

b) Formule de STEVENSON :

$$\mathbf{R= 0.75\ H+ \frac{V2}{2g} +S}$$

Avec :

$$\mathbf{H= 0.75 +0.34* \sqrt{F}\ - 0.26* \sqrt[4]{F}}$$

Avec:

H: Hauteur des vagues

F : Le fetch (expliqué dans le paragraphe précèdent) = 1,5 km

c) Formule simplifié :

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

Tableau II. 46: Résultat de calcul de la revanche

formule	MAILLET et PACQUANT	STENVENSON et GAILLARD	Simplifiée	Moyenne
Valeur de la REVANCHE (m)	**1.54**	**1.63**	**1.3**	**1.49**

Conclusion : considérant seulement la retenue des vagues qui se forment sous l'action des vents, et qui est prévue-normalement dans les barrages et en fonction du laminage de crue dix millénaire, Dans le cas particulier de la crue dix millénaire presque tout l'espace de la

revanche peut être utilisé pour son laminage. Pour le cas étudié de cette crue et pour la variante du barrage On prend la valeur la plus proche de la moyenne. Donc celle obtenue par la formule de MAILLET et PACQUANT :

R=1,54m

- **Calcul du TASSEMENT :**

On calcule le tassement d'après les formules suivantes

$$T= 0.015\ Hb$$

$$T=0.001\ Hb^{1.5}$$

Le tassement est estimé à : **T=0.5 m**

- **La largeur en crête :**

La largeur du barrage prés de son couronnement lorsque la retenue est plaine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et les éventuels pour les eaux ultérieurs , le niveau de la crête définit la hauteur maximale que le barrage doit atteindre .

Elle dépond de plusieurs facteurs et notamment des risques de tremblements de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers à travers le barrage lorsque le réservoir est plein

Différents formules sont utilisées pour le calcul de largeur en crête

- **Formule T.KNAPPEN** : $b_{cr} = 1.65\ H_b^{0.5}$
- **Formule E.F.PREECE** : $b_{cr} = 1.1\ H_b^{0.5} + 1$
- **Formule SIMPLIFIEE (Anonyme)** : $b_{cr} = 3.6\ H_b^{1/3} - 3$
- **Formule pratique (USBR)** : $b_{cr} = \frac{5}{3} * \sqrt{Hb}$

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

$$\mathbf{H = C_{NNR} - C_f + h_{dév} + R + t}$$

C_{NNR}: cote du niveau NNR (m NGA)

Cf : Cote du fond

Hdév : charge déversante au-dessus du déversoir

R : Revanche = 1,54 m, t : tassement = 0,5 m.

Tableau II. 47: Calcul du largueur en crête

B (m)	H (m)	NPHE(m NGA)	$q_{laminé}$ (m^3/s)	V forcé (Mm^3)	Cote (m NGA)	Hb (m)	Largeur en crête (m)				
							KNAP	PREECE	SIMPLIF	PRITIQUE	MOYEN
15,00	3,32	1221,91	197,45	2,39	1223,95	42,27	10,73	9,15	9,54	10,84	10,06
20,00	2,80	1221,39	204,21	1,99	1223,43	41,23	10,59	9,06	9,44	10,70	9,95
25,00	2,81	1221,4	256,76	2	1223,44	41,25	10,60	9,06	9,44	10,70	9,95
30,00	2,55	1221,14	265,65	1,8	1223,18	40,73	10,53	9,02	9,39	10,64	9,89
35,00	2,38	1220,97	279,39	1,66	1223,01	40,39	10,49	8,99	9,35	10,59	9,86
40,00	2,34	1220,93	311,95	1,63	1222,97	40,31	10,48	8,98	9,34	10,58	9,85
45,00	2,20	1220,79	319,77	1,52	1222,83	40,03	10,44	8,96	9,31	10,54	9,81
50,00	2,08	1220,67	326,61	1,43	1222,71	39,79	10,41	8,94	9,29	10,51	9,79
55,00	1,97	1220,56	330,23	1,34	1222,6	39,57	10,38	8,92	9,27	10,48	9,76
60,00	1,89	1220,48	339,47	1,28	1222,52	39,41	10,36	8,91	9,25	10,46	9,74
65,00	1,82	1220,41	349,02	1,23	1222,45	39,27	10,34	8,89	9,24	10,44	9,73
70,00	1,77	1220,36	357,82	1,19	1222,4	39,17	10,33	8,88	9,23	10,43	9,72

On opte pour une largeur de crête égale à **b_{cr} = 9.80 m**

- **Coût de la digue :**

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

$$Vb = \Sigma Vi$$

$$Vi = \frac{Si+Si+1}{2} * L$$

Avec :

Vi : le volume de barrage à la cote i.

Li : distance entre deux coupes voisines.

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

$$Si = \frac{b+Bi}{2} * H$$

Bi : largeur de base avec : $Bi = (m_1 + m_2) * Hi + h$

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

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

$$Hi = NNR\text{-}Cf + R + Hd + t$$

Le prix du mètre cube de remblai est estimé à 500 DA.

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

Tableau II. 48: cout de la digue

B(m)	Hb (m)	COUT (Million de DA)
20	2,80	256000000
30	2,55	249000000
35	2,38	245000000
40	2,34	242000000
45	2,20	240000000
50	2,08	238000000
55	1,97	236000000
60	1,89	235000000
65	1,82	230000000
70	1,77	229000000
75	1,72	256000000
80	1,67	249000000
85	1,62	245000000

II.7.2.2 le calcul approximatif de l'évacuateur de crue :

- **Le déversoir :**

La variante retenue pour l'évacuateur de crue au point de vue technique et économique est la suivante :

Déversoir de forme Tulipe combinée avec le tunnel de dérivation et comportant un bassin de dissipation d'énergie à l'aval.

Le prix de mètre cube de béton armé est estimé à 35 000 DA

- **Canal d'approche :**

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes d'énergie et guider calmement la crue vers le seuil déversant, en supposant que sa forme est rectangulaire avec une charge d'eau H, une revanche de 1.54m et hauteur de pelle de 5 m

$$Hca = P + H + R$$

Avec : P : hauteur de pelle [m];

H : la lame déversant [m];

R : la revanche[m].

La longueur du canal d'approche « L » est déterminée d'après la topographie est égale 50m L'épaisseur du mur « e » est prise égale à 0,5m. D'où le volume du canal d'approche est estimé par V= S*L = L* H_{ca} * e * 2

Tableau II. 49: cout du canal d'approche

B(m)	Hd (m)	Hca	V(m^3)	Cout (Da)
20	2,80	9,34	467	11208000
30	2,55	9,09	454,5	10908000
35	2,38	8,92	446	10704000
40	2,34	8,88	444	10656000
45	2,20	8,74	437	10488000
50	2,08	8,62	431	10344000
55	1,97	8,51	425,5	10212000
60	1,89	8,43	421,5	10116000
65	1,82	8,36	418	10032000
70	1,77	8,31	415,5	9972000
75	1,72	8,26	413	9912000
80	1,67	8,21	410,5	9852000
85	1,62	8,16	408	9792000

- Tableau récapitulatif des prix totaux

Tableau II. 50:Tableau récapitulatif des prix totaux

B(m)	Hb(m)	Hd (m)	Couts (DA)		
			Digue	L'évacuateur De crue	Totale
20	41,23	2,80	256000000	86000000	342000000
30	40,73	2,55	249000000	92000000	341000000
35	40,39	2,38	245000000	95000000	340000000
40	40,31	2,34	242000000	97000000	339000000
45	40,03	2,20	240000000	99000000	339000000
50	39,79	2,08	238000000	100000000	338000000
55	39,57	1,97	236000000	102000000	338000000
60	39,41	1,89	235000000	104000000	339000000
65	39,27	1,82	230000000	106000000	336000000
70	39,17	1,77	229000000	107000000	336000000

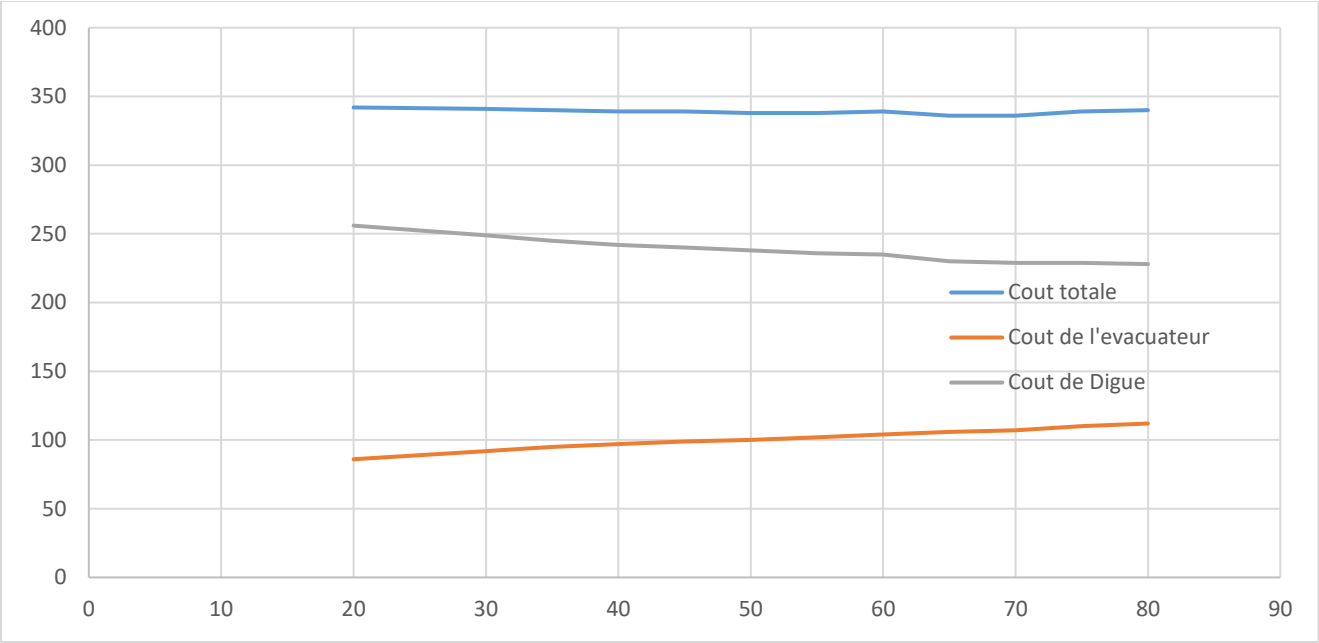


Figure II. 24: Courbe d'optimisation

On opte pour **b= 65 m**

Conclusion :

Dans ce chapitre on a déterminé toutes les caractéristiques hydrologiques du bassin, et les données nécessaires pour le dimensionnement des ouvrages annexe tel que le débit de crue laminé qui égale à 349,02 m/s la largeur optimale du déversoir est de 65 m avec une charge déversant de 1,82 m. Avec un volume utile de 4.89 Mm3 , volume mort de 2,04 Mm3, on peut conclure que le barrage est rentable. On récapitule les résultats de l'étude hydrologique, de la régularisation, de laminage des crues et de l'étude d'optimisation dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 51 Tableau récapitulatif de la régularisation et du laminage

Dénomination	Unité	Valeur
Volume mort	Mm^3	2.04
Volume utile	Mm^3	4.89
Volume NNR	Mm^3	6.93
Cote de fond	m NGA	1185
Cote NNR	m NGA	1218.59
Cote NPHE	m NGA	1220.41
Tassement	m	0.5
Revanche	m NGA	1.54
Cote en crête	m NGA	1222.45
Débit évacuer	m^3/s	349.02
Largeur du déversoir	m	65
Charge déversé	m	1.82

Chapitre III

Etude des ouvrages annexes

(Dérivation provisoire, vidange de fond, Prise d’eau)

III-I Dérivation provisoire

III.I.1 INTRODUCTION

La période de construction du barrage comprendra au moins une saison pluvieuse.

Pour cette raison, la rivière devra être dérivée. Cette dérivation sera faite au moyen d'une conduite en béton armé et des batardeaux en amont et en aval.

Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux de crues d'eau pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue qui peut provoquer des dégâts ou perturber le déroulement des travaux dans les meilleures conditions. Il est accompagné le plus souvent (sauf dans le cas d'un canal) par un batardeau amont jouant le rôle d'un amortisseur de crues et facilitant en même temps l'acheminement des eaux vers la dérivation provisoire et un batardeau aval permettant l'empêchement de retour d'eau vers le chantier.

Le batardeau amont se construit avec les mêmes soins que le barrage

III.1.2 Type d'ouvrage de dérivation provisoire :

- **Galerie de dérivation**

Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites, son avantage est qu'il évite l'interférence avec les failles et la construction du barrage proprement dit.

- **Conduite de dérivation**

La conduite de dérivation sous le remblai est préférée si la roche pour la galerie est de mauvaise qualité, mais plusieurs problèmes techniques peuvent surgir surtout en ce qui concerne le contact béton fondation.

L'avantage commun de ces deux ouvrages se résume par l'aspect économique qu'ils jouent, car ceux-ci sont souvent utilisés comme ouvrage définitifs (Vidange de fond)

- **Canal de dérivation**

Cet ouvrage est le plus souvent adopté dans les vallées larges ou les débits sont importants pour être évacués par les galeries ou les conduites d'une façon économique.

➢ **Conclusion**

Dans le cadre des études de conception du barrage TAGHARIST, les variantes suivantes ont été analysées et comparées :

- **VARIANTE A** : Barrage en terre – évacuateur à seuil latéral en rive droite – ouvrage de dérivation, prise et vidange de fond tunnel en rive gauche
- **Variante B :** Barrage en terre - évacuateur à seuil latéral en rive droite- ouvrage de dérivation, prise et vidange de fond en pertuis sous digue coté rive gauche
- **Variante C :** Barrage en terre – évacuateur en Tulipe combiné avec le tunnel de dérivation, prise et vidange de fond en rive gauche

La comparaison économique de ces trois variantes donne des couts relativement proche avec un avantage à la variante C (Evacuateur Tulipe).

Du point de vue technique :

- **Variante B :** présente l'inconvénient d'une structure rigide posée sur une fondation relativement déformable, (problème de tassement différentiel du remblai de la digue,

  En plus cette structure traversant la digue peut faire l'objet de fuites qui entraineraient l'érosion des remblais en plus cette alternative est la plus couteuse des trois

Ainsi, compte tenu de ce qui précédé, la variante C permet de réutiliser avantageusement

Le tunnel de dérivation provisoire en le raccordant à une tulipe constitue l'évacuateur de crue.

Le gabarit du tunnel nécessite la mise en œuvre de moyens adéquats pour optimiser la l'exécution et diminuer le temps nécessaire à la dérivation du cours d'eau.

III.1.3 Choix de la crue de dimensionnement :

En Algérie, le plus souvent le dimensionnement se fait par les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans donc le dimensionnement de la dérivation provisoire de notre ouvrage nous optons pour la crue vingtaines

Le débit maximum de cette crue est

$$\mathbf{Q_{max}(5\%) = 363.01\ m^3/s}$$

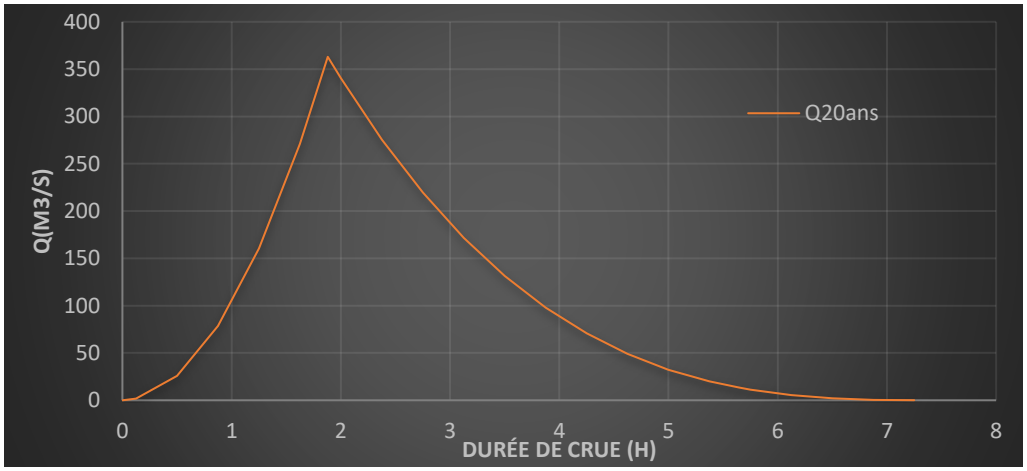


Figure III. 1: Hydrogramme de crue de chantier

III.1.4 Succession des travaux :

1ére étape :

Construction d'un canal et un batardeau pour entamer les travaux dans la galerie ;

2éme étape :

Dans cette étape on fait construire un batardeau pour acheminer les eaux vers le canal et un batardeau aval pour empêcher le retour des eaux vers le chantier et entre on écarte le construit dans l'étape 1

3émé étape :

On commence la construction du tunnel de dérivation, il serait utile que le tunnel soit attaqué simultanément par les deux fronts amont et aval

III.1.5 Dimensionnement de la dérivation provisoire :

Le tunnel est implanté sur la rive gauche du barrage et long d'environ 400 m.

L'ouvrage doit être conçu de maniérer à pouvoir transiter une crue de chantier correspondant à la crue de fréquence (1/20) tout en maintenant un écoulement à surface libre.

La construction du barrage implique de mettre à sec, en général par parties successives, le lit de la rivière. Les travaux correspondants, qui constituent la dérivation provisoire, peuvent prendre des aspects très différents selon le régime hydrologique, la largeur du lit, l'importance et la nature du barrage. On prévoit donc toujours des batardeaux, barrages provisoires destinés à canaliser le cours d'eau, et des chenaux temporaires.

III.1.5. 1 Tunnel de dérivation :

Le dimensionnement du tunnel de dérivation doit être conçu d'une maniéré économique pour qu'il puisse fonctionner on phase final (exploitation du barrage) comme vidange de fond et de prise d'eau.

- **Laminage de la crue de chantier**

Avant le calcul du laminage, nous devons mettre en évidence que la galerie travail en deux phases :

Dans la première, le niveau d'eau est inférieur au diamètre de la galerie, dans ce cas l'écoulement est à surface et régie par la formule suivante :

$$\mathbf{Q= S.C.\sqrt{R.I}}$$

Avec :

Q : débit évacué

S : Section mouillée du canal (m^2) ; $S=\frac{r^2}{2}(\theta rad - \sin\theta°)$

C : coefficient de CHEZY ; $C=\frac{1}{n}*R^{1/6}$

n : coefficient de rugosité du béton , n=0.014

R : rayon hydraulique, R=S/P

P : périmètre mouillé ; $P = r * \theta_{rad}$

I : pente du tunnel 2.5%

La hauteur d'eau dans le tunnel

$$\mathbf{h= (r-1-cos\frac{\vartheta°}{2})} \qquad \text{et} \qquad \mathbf{\vartheta° = 2*Arc\ cos\ (1-\frac{h}{r})}$$

Dans la deuxième phase le niveau de l'eau devient supérieur au toit de la galerie, l'écoulement est en charge et il est régi par la formule suivante :

$$\mathbf{Q = \mu.S.\sqrt{2gZ}}$$

Où :

Q : débit évacué .

S : section du tunnel.

$$\mathbf{Z = H + L.I - (D/2)}$$

Z : dénivelé

H : hauteur d'eau devant le tunnel

D : hauteur du tunnel

L : longueur du tunnel

Nous avons : $$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\Sigma\zeta I}}$$

$\Sigma\zeta I$: Somme des coefficients des pertes de charges lineaires et singulières

Le coefficient de pertes de charges linéaires est donné par la formule suivante :

$$\zeta_l = \frac{\lambda * l}{D}$$

Avec ;

$$\lambda = \frac{125 * n^2}{D^{\frac{1}{3}}}$$

$\zeta_{entré} = 0.5$; $\zeta_{sortie} = 1$

L = 400 m , n= 0.014

Nous avons 15 variantes , les résultats de calcul sont représenter dans le tableau suivant :

Tableau III. 1: Coefficient de débit pour différents diamètres

D	ζ	λ	λ*l/d	$\sqrt{1+\Sigma\zeta I}$	μ
3	1,5	0,0170	2,265	2,183	0,458
3,5	1,5	0,0161	1,844	2,084	0,480
4	1,5	0,0154	1,543	2,011	0,497
4,5	1,5	0,0148	1,319	1,954	0,512
5	1,5	0,0143	1,146	1,910	0,524
5,5	1,5	0,0139	1,009	1,873	0,534
6	1,5	0,0135	0,899	1,844	0,542
6,5	1,5	0,0131	0,808	1,819	0,550
7	1,5	0,0128	0,732	1,798	0,556
7,5	1,5	0,0125	0,668	1,780	0,562
8	1,5	0,0123	0,613	1,764	0,567
8,5	1,5	0,0120	0,565	1,751	0,571
9	1,5	0,0118	0,523	1,739	0,575
9,5	1,5	0,0116	0,487	1,728	0,579
10	1,5	0,0114	0,455	1,719	0,582

Pour l'écoulement en charge :

$$\mathbf{Q = \mu.S.\sqrt{2gZ}}$$

Tableau III. 2: Q= f(D)

D(m)	u	S(m^2)	μ..S.$\sqrt{2g}$	Z(m)	Q(m^3/s)
3	0,458	7,065	14,336	8,5+h	$14,336\sqrt{Z}$
3,5	0,480	9,61625	20,436	8,25+h	$20,436\sqrt{Z}$
4	0,497	12,56	27,667	8+h	$27,667\sqrt{Z}$
4,5	0,512	15,89625	36,030	7,75+h	$36,030\sqrt{Z}$
5	0,524	19,625	45,524	7,5+h	$45,524\sqrt{Z}$
5,5	0,534	23,74625	56,147	7,25+h	$56,147\sqrt{Z}$
6	0,542	28,26	67,898	7+h	$67,898\sqrt{Z}$

Le laminage de la crue se fait comme suite :

A partie de l'hydrogramme de crue de fréquence de 5% on calcule le volume de la crue correspondante, et on tire toutes les hauteurs correspondantes a chaque volume de chaque heures jusqu'au temps de monté (1.88h). de la courbe capacité hauteur.

Tableau III. 3: h =f(T)

T(h)	$Q_c(m^3/s)$	$Q_{moy}(m^3/s)$	$V(m^3)= (T*Q_{moy})/2$	h (m)
0	0			
0.125	1,6	0,8	180	2.1
0.5	25,68	13,64	12276	3.4
0.875	78,64	52,16	82152	6.16
1.25	160,48	119,56	269010	8.6
1.625	271,21	215,845	631346,625	10.3
1.88	363,01	317,11	1073100,24	**13**

D'où :

D(m)	Z
3	20.5
3,5	20.25
4	20
4,5	19.75
5	19.5
5,5	19.25
6	19

Les résultats du laminage sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III. 4: résultats de laminage

D(m)	Z(m)	$Q(m^3/s)$
3	20.5	64.91
3,5	20.25	91.96
4	20	123.73
4,5	19.75	160.12
5	19.5	201.03
5,5	19.25	246.34
6	19	295.96

❖ **Etude d'optimisation :**

A- Le batardeau :

- **Calcul de la revanche du batardeau :**

- **Formule de MALLET et PACQUANT (Touaibia, 2001) :**

$$R = h + \frac{V2}{2g} + S$$

Avec :

$$h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F}$$

V : Vitesse de propagation des vagues (m/s) :

$$V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}h$$

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la direction du barrage appelée Fetch qui doit être inférieure à 18Km [F = 1km] :

S : Marge de sécurité = 0.5m ;

- **Formule de STEVENSON :**

$$R = 0.75\ H + \frac{V2}{2g} + S$$

Avec

$$H = 0.75 + 0.34 * \sqrt{F} - 0.26 * \sqrt[4]{F}$$

Et :

H : Hauteur des vagues

F : Le fetch (expliqué dans le paragraphe précèdent) = 1,5 km .

- **Formule simplifiée :**

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

Application numérique :

Tableau III. 5: résultats de calcul de la revanche du batardeau

formule	MAILLET et PACQUANT	STENVENSON et GAILLARD	Simplifiée	Moyenne
Valeur de la REVANCHE (m)	1.54	1.63	1.3	1.49

Commentaire :

Pour les mesures de sécurité, on prend la valeur la plus proche de la moyenne

R=1.54 m

- **Calcul de la largeur en crête du batardeau :**

Elle dépond de plusieurs facteurs et notamment des risques de tremblements de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers à travers le barrage lorsque le réservoir est plein

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de largeur en crête

- Formule T.KNAPPEN : $b_{cr} = 1.65\ H_b^{0.5}$
- Formule E.F.PREECE : $b_{cr} = 1.1\ H_b^{0.5} + 1$
- Formule SIMPLIFIEE (Anonyme) : $b_{cr} = 3.6\ H_b^{1/3} - 3$

Tableau III. 6: Calcul de largeur en crête du batardeau

Dt(m)	H_{bar}(m) Z+R	Largeur en crête b en m			
		T.KNAPPEN	E.F.PREECE	SIMPLIFIEE	Moyenne
3	22,04	7,75	6,16	7,09	7,00
3,5	21,79	7,70	6,13	7,06	6,96
4	21,54	7,66	6,11	7,02	6,93
4,5	21,29	7,61	6,08	6,98	6,89
5	21,04	7,57	6,05	6,94	6,85
5,5	20,79	7,52	6,02	6,90	6,81
6	20,54	7,48	5,99	6,86	6,77

Commentaire :

On remarque que les résultats sont proches, donc on prend b=7 m

B- Calcul d'optimisation de la dérivation

Le calcul est effectué par une méthode qui est basée sur la détermination des volumes du batardeau et du tunnel ainsi que son équivalent en béton, ensuite tracé la courbe d'optimisation pour déterminer le diamètre optimal.

Pour assurer un écoulement à surface libre dans le tunnel, les dimensions doivent être telles que la hauteur d'eau pour la crue de chantier soit comprise entre 0.7 et 0.8 du diamètre du tunnel, mais ils peuvent parfois s'éloigner de la dimension optimale de vue hydraulique, afin de permettre d'utilisation du coffrage ou de vannes normalisés.

- **Hypothèse de calcul**

✓ Ecoulement uniforme

✓ Pertes de charges calculées à l'aide de la formule de CHEZY

Sur un plan topographique, on positionne la digue, les batardeaux, l'axe de la dérivation et les ouvrages d'entrée et de sortie pour avoir la longueur réelle.

La courbe de tarage nous donne le niveau =x avals correspondants au débit Q_{max} et Q_{min}.

Tableau III. 7: Calcul d'optimisation

N°	Désignations	VALEURS CALCULES						
		A- CALCUL HYDRAULIQUE						
1	Diamètre(m)	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6
2	Section tunnel $A=(\pi d^2/4)$	7,07	9,62	12,57	15,90	19,63	23,76	28,27
3	Profondeur d'eau $h_0=0.7*D$	2,10	2,45	2,80	3,15	3,50	3,85	4,20
4	Section mouillée $A_1=0.74*A$	5,23	7,12	9,30	11,77	14,53	17,58	20,92
5	Rayon hydraulique $R_h=0.3D$	0,90	1,05	1,20	1,35	1,50	1,65	1,80
6	Coeff de chezzy C	70,19	72,01	73,63	75,09	76,42	77,65	78,78
7	Vitesse moyenne $V=Qmax/A_1$	14,11	14,71	15,17	15,53	15,82	16,05	16,23
8	Pente $I=V^2/C^2Rh$	0,04	0,04	0,04	0,03	0,03	0,03	0,02
9	Perte de charge linéaire $H_l=i*l$	17,96	15,89	14,15	12,68	11,43	10,36	9,43
10	P.d.c entré $Z_{entré}=V^2/2gØ^2$	1,13	0,90	0,73	0,61	0,51	0,43	0,37
11	P.d.c totale $Z_0=Zent+H_l$	19,09	16,79	14,88	13,29	11,94	10,79	9,80

12	$N_{amont}=N_{av}+Z_0$	1199,09	1196,79	1194,88	1193,29	1191,94	1190,79	1189,80
13	$N_{entré}=N_{amont}-Z_{entré}$	1197,96	1195,89	1194,15	1192,68	1191,43	1190,36	1189,43
14	Cote de seuil $C_s=N_I - H_0$	1193,01	1189,15	1185,35	1181,55	1177,68	1173,72	1169,63
		B- VOLUME DES TRAVAUX						
15	Hbatardeau	20,54	20,29	20,04	19,79	19,54	19,29	19,04
16	SbatFbat=(10+3Hba)*Hbat	1471,07	1437,95	1405,20	1372,83	1340,83	1309,21	1277,96
17	Longueur du batardeau	56	54	52	46	44	42	43
18	Volume du batardeau Vbat = L*F	82380,19	77649,42	73070,65	63150,29	58996,73	54986,92	54952,49
19	Volume béton Vb/batardeau = 0.1 Vt	8238,02	7764,94	7307,06	6315,03	5899,67	5498,69	5495,25
20	V.excavation tunnel Vt=L.A	2827,43	3848,45	5026,55	6361,73	7853,98	9503,32	11309,73
21	Volume béton du tunnel Vb/tunnel = 1.5*Vtunel	4241,15	5772,68	7539,82	9542,59	11780,97	14254,98	16964,60

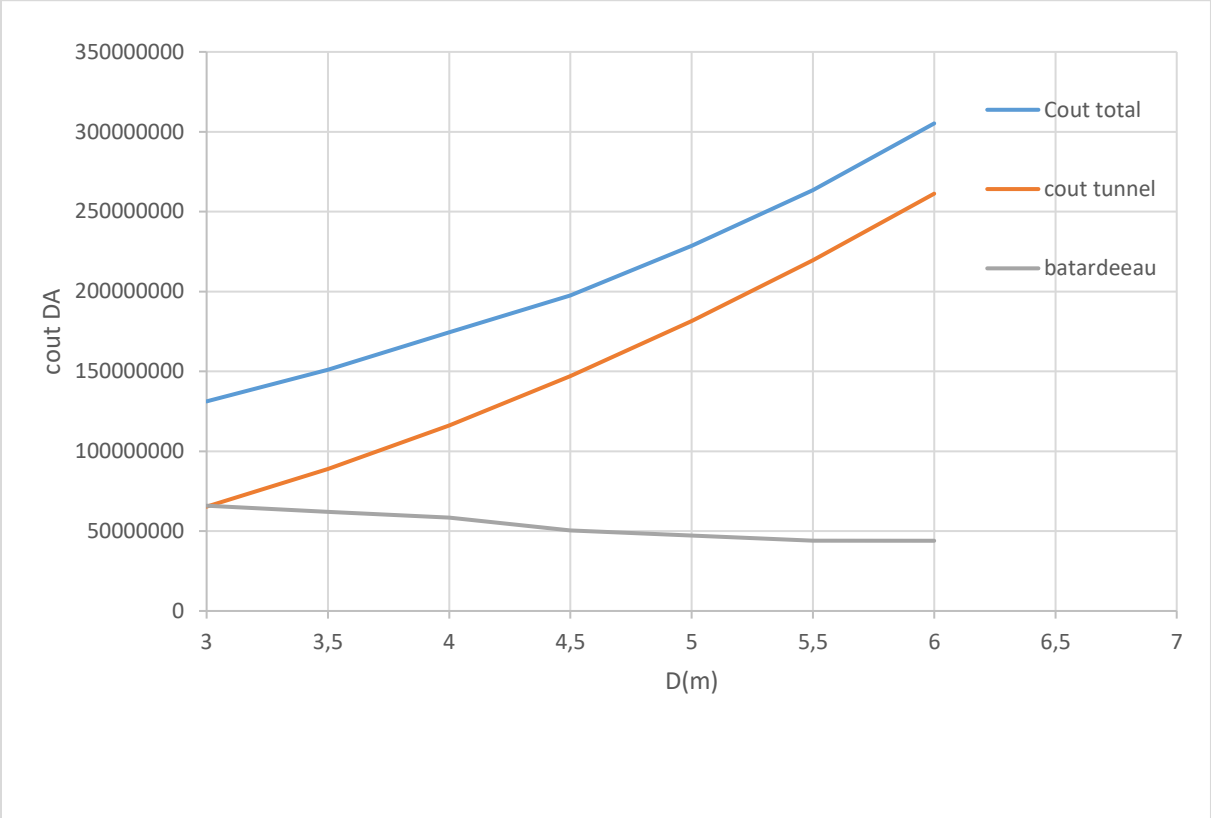


Figure III. 2: Courbe d'optimisation

Commentaire :

On opte pour un diamètre de 4.5 m

III.1.5.3 Dimensionnement et calcul hydraulique de l'évacuateur de crue (Tulipe) :

Les tulipes, dans lesquelles le déversoir est une courbe fermée (souvent un cercle) et où l'eau est évacuée par un puits vertical prenant naissance dans la retenue et sortant en aval par un ouvrage en charge ou à surface libre après une section de contrôle. Au niveau inférieur, le puits de la tulipe vient se connecter par un coude à la galerie de dérivation provisoire.

- **Calcul du diamètre de tunnel d'évacuation en puits :**

Le seuil circulaire en plan sont principalement utilisés dans le déversoir en puits. Dans ce type l'alimentation est radiale. La forme générale du profit du seuil est considérée comme coïncidant avec la face inferieure de la nappe liquide, déchargée par un déversoir à mince paroi, cylindrique, de directrice circulaire. Le débit d'un déversoir circulaire est assimilé à celui d'un déversoir de surface. Au niveau inférieur, le puit vient se connecter à la galerie de dérivation provisoire servant également en phase final pour la restitution de la vidange de fond.et il est destiné à évacuer un débit de 349.02 m^3/s

le diamètre de la galerie de l'évacuateur en puits est déterminer en supposant que l'écoulement dans la galerie soit à surface libre .

$R= 0.3\ Q^{0.4}$ d'où : R = 3.5 m

D'où

D = 7m

- **La hauteur normale de l'écoulement Hn :**

Hn est déterminée à l'aide de la formule de Chézy :

$$\mathbf{Q = S * C * \sqrt{R * I}}$$

Avec :

Q : Débit à évacuer (Q= 349.02 m^3/s)

S : aire de la section de l'écoulement en régime uniforme. S = B*Hn

C : Coefficient de Cheezy ; C= $\frac{Rh^{y}}{n}$.

y : Coefficient de Cheezy (1/6)

Rh : rayon hydraulique

n : coefficient de rugosité de fond (0.014)

$\Theta = 2* \text{Arccos}(1-\frac{d}{R})$; A.N : **θ= 279.76°**

- Largeur de miroir (B) :

$$\mathbf{B = (\sin \frac{\theta}{2}) * D}$$

A.N :

$$\mathbf{B= 5.47\ m}$$

- Surface mouillée :

$$\mathbf{S = \frac{R^2}{2} (\theta\ rad - \sin (\theta/2))}$$

A.N :

$$\mathbf{S = 37.13\ m^2}$$

- Périmètre mouillée :

$$\mathbf{P = R * \theta rad}$$

$$\mathbf{P= 20.21\ m}$$

- Rayon hydraulique : **Rh = 1.83 m**

D'où en utilisant le SOLVE X on trouve que :

$$\mathbf{Hn = 5.88\ m}$$

- **Hauteur critique Hc :**

La profondeur critique pour le lit dont la section transversale est circulaire, est déterminée par itération à l'aide de la formule:

$$\frac{Q^2 * B(Hc)}{g * S^3(Hc)} = 1$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

θ= 2* ArcCos (1-(Hc/R))

S = section mouillé

B = 2R sin (θ/2)

A.N :

Tableau III. 8: Calcul de la hauteur critique dans le tunnel de dérivation

Y_c	θ rad	S (m^2)	B(m)	$\frac{Q^2 * B(Hc)}{g * S^3(Hc)}$
5,90	4,13	6,16	19,90	9,71
6,00	4,73	4,90	24,70	4,04
6,10	4,82	4,69	25,40	3,55
6,20	4,90	4,45	26,14	3,10
6,30	5,00	4,20	26,93	2,67
6,40	5,09	3,92	27,78	2,27
6,50	5,20	3,61	28,70	1,89
6,60	5,32	3,25	29,73	1,54
6,70	5,45	2,84	30,89	1,19
6,80	5,60	2,33	32,28	**1,00**

D'où :

Yc = 6.80 m

- **Calcul de la ligne d'eau dans le tunnel de dérivation**

Le calcul de ligne d'eau dans le tunnel d'évacuation se base sur l'équation de Bernoulli :

$$V = \sqrt{\frac{2.g.Ht}{1 + \sum Ki}}$$

Ou :

V : vitesse de l'écoulement (m/s)

Ht : charge totale entre le niveau de la retenue amont et la ligne d'eau dans le tunnel au droit de la tulipe

Ki : coefficient de perte de charge, pris 0.1

Ainsi, supposant que la section de l'écoulement pour la crue décamillénale est de l'ordre de 65 %, la ligne d'eau est fixée à 1219.47m NGA à la sortie du coude de transition. Lors de cette même crue le niveau de la retenue est de 1219.47 mNGA.

En utilisant l'équation ci-dessus, on trouve une vitesse de 25.26 m/s à l'aval ceci correspond à une section mouillée de 21.52 m^2 ce qui donne une hauteur de 4.2 m.

En appliquant la formule de Bernoulli de proche en proche dans le tunnel, entre deux sections i et i+1 :

$$H_i + Z_i + \frac{Vi^2}{2g} = H_{i+1} + Z_{i+1} + \frac{Vi+1^2}{2g} + \Delta H_{i,i+1}$$

Avec :

Hi : hauteur d'eau dans la section i (m)

Zi : cote inférieure

Vi : vitesse dans la section

$\Delta H_{i,i+1}$: perte de charge entre i et i+1 ; $\mathbf{\Delta H_{i,i+1} = \Delta L_{i,i+1} . \frac{Vm^2}{Ks^2 * Rh^{\frac{4}{3}}}}$

$\Delta L_{i,i+1}$: Distance séparent les sections i et i+1

V : vitesse moyenne

Ks : coefficient de perte de charge, (coefficient de STRICKLER)

Rm : rayon hydraulique moyen entre les deux sections i et i+1

Ainsi, pour :

- Un débit, Q= 543.71 m^3/s pour la crue 1/10000.
- NPHEE à la cote
- NPHE à la cote 1220.41 mNGA
- Un diamètre D = 7m
- Coefficient de MANNING, n=0.014 (soit Strikler de 71)
- Cote du radier du tunnel à la sortie du coude. 1180.25 m NGA
- **NPHEE = C_{fond} + h + $\frac{Q^2}{2gA^2}$ + 0.1 $\frac{Q^2}{2gA^2}$** d'où **: NPHEE = 1221.98 m NGA .**

D'où on obtient le tableau suivant :

Tableau III. 9*:* Calcul de ligne d'eau du tunnel de dérivation

Station	Distance	Cote Radier (mNGA)	Niveau de l'eau (mNGA)	Hauteur D'eau (mNGA)	Pente de fond	Section mouillée (m^2)	Périmètre (m)	Rayon Hydraulique	Vitesse (m/s)	Nombre de froud
0.00	0.00	1182	1186,2	4,2	0,025	21,52	8,476	2,53893346	25,26	3,9353
23.00	23.00	1181,425	1185,634	4,209	0,025	21,58	8,476	2,54601227	25,198	3,9214
100.00	77.00	1179,5	1183,737	4,237	0,025	21,768	8,476	2,56819254	25,006	3,8786
180.00	80	1177,5	1181,762	4,262	0,025	21,943	8,476	2,58883908	24,831	3,8402
260.00	80	1175,5	1179,919	4,419	0,025	22,1	8,476	2,60736196	24,675	3,7477
325.00	65	1173,875	1178,311	4,436	0,025	22,215	8,476	2,62092968	24,563	3,7235
335.00	**10**	**1173,625**	**1176,786**	**3,427**	**0,025**	**27.36**	**14.84**	**1,84366576**	**25.01**	**4,3161**

- **Conclusion**

Etant donné les condition géologique et technique du site de barrage(vallée étroite) et d'après l'étude d'optimisation on a opté pour faire un déversoir de type Tulipe combiné avec le tunnel de dérivation provisoire et la vidange de fond, c'est cella on a choisi dimensionner le tunnel de dérivation pour qu'il puisse être tunnel d'évacuation de tulipe pour la crue de 10000 ans. D'où :

$D_{Tunnel\ de\ dérivation}$ = 7 m

III.1.5. 3 Portail d'entrée :

Le tunnel de dérivation est constitué d'un portail d'entrée, d'un ouvrage intermédiaire et d'un portail de sortie.

Pour une perte de charge supérieure à 0.3D, l'entrée est noyée, on aura alors un orifice noyé

Dans ce cas la ventilation est rompue, l'écoulement va aspirer l'air qui se trouve dans le tunnel, donc il y aura une dépression ($P < P_{atm}$) ce qui cause une vibration à l'intérieur.

- **Pente critique :**

$$\mathbf{I_{cr}} = \frac{Q^2}{Ccr^2 . Scr^2 . R^2}$$

- **Débit unitaire :**

$$\mathbf{q} = \frac{Q}{D}$$

Q : débit évacuer (Q=363.01 m^3/s)

D : diamètre tunnel (D= 7 m)

A.N **:**

q= 51.58 $m^3/s/ml$

- **La hauteur d'eau critique :**

$\mathbf{Y_c} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$ **=>** **Y_c= 5.88 m**

D'où :

Scr : section critique =27.15m^2

Pcr : périmètre critique = 18.84 m

Rcr : rayon critique = 1.44m

C : corfficient de CHEZZY = 75.90

A.N : **i_{cr}=0.0166**

Commentaire :

I=0.025 > i_{cr}

On remarque aussi que :

I>0 , I>Icr , hn<hc , Fr >0

D'après les conditions notre courbe de remous est type (S2)

Le portail d'entrée à une section rectangulaire de largeur D

La section est rectangulaire (S0). Ensuite devienne circulaire (Scir). Donc les vitesses sont égales :

$$V_1=V_2 = Q/S_0= Q/S_{cir}$$

D'où : $$\mathbf{C = h_0 - \frac{Scir}{D}}$$

A.N :

C= 1.48 m

III.1.5.4 Dissipateur d'énergie :

Ouvrage installé sur la fin de la galerie de dérivation ou sur un gros collecteur pour absorber l'énergie dissipée à la transition d'un écoulement torrentiel à un écoulement fluvial Un bassin dissipateur d'énergie prend généralement la forme d'une longueur de canal contenant des dispositifs qui favorisent la formation d'un ressaut hydraulique contrôlé (Élévation brutale de la ligne d'eau due à un changement de régime d'écoulement.

Les ressauts apparaissent lors du passage d'un écoulement torrentiel (hauteur d'eau h1 inférieure à la hauteur critique hc) à un écoulement fluvial (hauteur d'eau h2 supérieure à la hauteur critique hc). h1 et h2 sont appelées hauteurs conjuguées.

Le ressaut hydraulique dépond directement du nombre de Froude et on a :

Tableau III. 10 : Type de ressaut hydraulique en fonction du nombre de Froude

Fourchette du nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
1 < Fr < 1.7	Ressaut ondulé
1.7 < Fr < 2.5	Ressaut faible de petites apparitions en surface
2.5 < Fr < 4.5	Ressaut oscillant
4.5 < Fr < 9	Ressaut stable
Fr >9	Ressaut fort (écoulement très turbulent)

A la sortie du tunnel, une transition vers une section carré de 8m de coté est prévu pour une longueur de 10 m. le bassin de dissipation est dimensionné pour la crue (1/10000) , ainsi comme calculé précédemment, on a à la sortie :

- Une Vitesse : 25.01 m/s
- Une lame d'eau : 3.42 m

La chute entre l'exutoire du tunnel et le bassin de dissipation permet de passer d'une largeur de 8m à la cote 1173.625 m NGA vers une largeur de bassin de 18 m pour une longueur de 36 m .

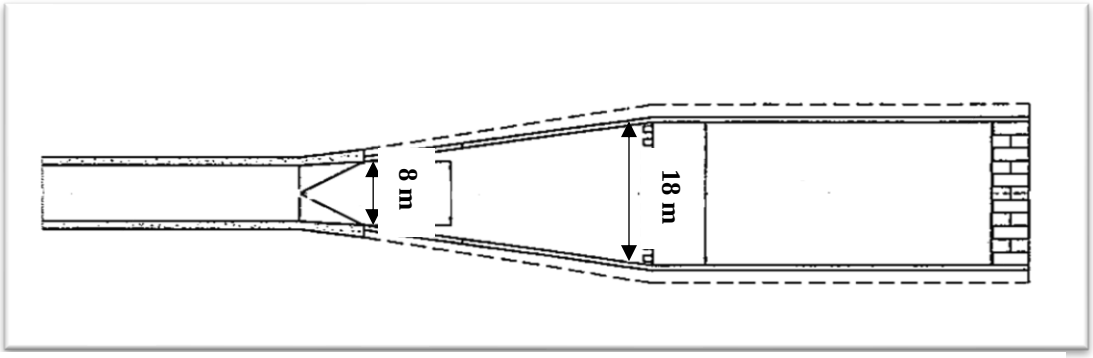


Figure III. 3: Plan de la transition

❖ **Calcul de la hauteur d'eau après la transition :**

On a :

$$\Theta = \tan^{-1}\left(\frac{1}{2Fr1}\left(\frac{b1}{b2} - 1\right)\right)$$

Avec :

Θ : Angle de la transition

Fr_1 : Nombre de Froude Avant transition.

A.N : $\Theta = 0.14°$

On a :

$$\frac{Fr2}{Fr1} = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{b2}{b1}\right)$$

Fr_2 : Nombre de Froude Après transition.

b_2 : largueur après la transition (18m).

b_1 : largueur avant la transition (8m).

A.N :

$$Fr_2 = 7.003$$

Avec :

$$Fr = \frac{Q}{S\sqrt{g*H}}$$

Calcul de H :

$$H = 0.94 \text{ m}$$

❖ **Calcul de la vitesse après la transition :**

$$V = \frac{Q}{H*Bf} = \frac{543.72}{0.9*18}$$

V= 33.56 m/s

❖ **Calcul du nombre de Froude**

$$\mathbf{Fr} = \frac{V}{\sqrt{g*y}}$$

Avec :

Y : hauteur d'eau à la sortie du tunnel ; y= 0.9 m

V : vitesse de l'eau à la sortie du tunnel ;

Fr = 11.29

Ressaut fort (écoulement très turbulent)

Commentaire :

- Fr>2.5 donc il est nécessaire d'établir un dissipateur d'énergie.
- Ressaut fort , Il sévit pour F1 > 9, Il est caractérisé par un écoulement amont ayant une très faible profondeur et une vitesse relativement élevée. Il présente une instabilité verticale du moment qu'il ne peut pas adhérer constamment au fond du canal ainsi qu'une surface libre irrégulière et très écumeuse.
- Nous optons par un bassin de dissipation USBR DE TYPE II (Blocs de chute et seuil denté) Utilisable pour des chutes inférieures à 65m et des débits par unité de largeur inférieur à 45m²/s grâce à ce procède nous pouvons réduite jusqu'à 70 % la longueur du bassin par rapport à celle d'un bassin simple de Type I USBR par exemple, toutefois is il ne faut jamais les adopter pour une valeur de FR1 < 4.5.

❖ **Dimensionnement du bassin :**

Dans l'abaque de l'annexe N°III.1 on a :

$$\frac{Y2}{Y1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1)$$

Donc :

$$\frac{Y2}{Y1} = 15.47$$

Avec :

Y_1= 0.9 m => **Y_2 = 13.92 m**

❖ **Longueur bassin :**

D'après l'abaque dans l'annexe N°III.1

$\frac{L}{Y2} = 4.4$ donc : **L_{bassin} = 61.248 m**

- **Dimensionnement des blocs de chute :**

La hauteur de blocs de chutes **:** **h_1** = 2 * Y_1 = **1.8 m**

La largeur des blocs de chutes : **l_1** = 0.75 * Y_1 = **0.675 m**

Hauteur du seuil denté **:** **h_2** = 1.25 * Y_1 = **1.125 m**

- **La hauteur des murs de dissipateur d'énergie :**

$$h_{diss} = Y_2' + Rv$$

avec :

$$Y_2' = (1.05\text{-}1.15) * Y_2 = 15.312 \text{ m}$$

Rv : revanche (0.5m)

D'où : **h_{diss} = 15.81 m**

III.1.5.5 canal de restitution :

Le cana de fuite est la partie revêtue ou protégée du canal de sortie après le bassin d'amortissement qui est prévue pour la dissipation finale de l'énergie cinétique .

Le canal de restitution est de section trapézoïdale .

- **La hauteur critique :**

$$\mathbf{Hcr = K\left(1-\frac{\sigma cr}{3}+0.105\,\sigma_{cr}^2\right)}$$

Avec : $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$ et $\sigma_{cr} = \frac{K*m}{b}$

A.N : $K = \sqrt[3]{\frac{549.72^2}{9.81*18}} = 5.56$ et $\sigma_{cr} = \frac{5.56*1.5}{18} = 0.46$

D'où :

$$Hcr = 5.56*\left(1-\frac{0.46}{3}+0.105 * 0.46^2\right) = 4.83 \text{ m}$$

$$H_{cr} = 4.83 \text{ m}$$

❖ **Pente critique**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{Ccr^2 . Scr^2 . R^2}$$

A.N :

Désignation	Valeur
Scr	63.34
Pcr	24.31
Rcr	2.60
Icr	0.015

La pente critique est supérieure à la pente du radier du canal, donc l'écoulement est fluvial.

❖ **La profondeur normale :**

$$Q = \frac{\sqrt{I}}{n} * \left(\frac{((b+m.h)*h)^{\frac{5}{3}}}{\left(b+2h\sqrt{1+m^2}\right)^{\frac{2}{3}}}\right.$$

En utilisons le SOLVE on a

$$H_n = 3.08\text{m}$$

❖ **Calcul de vitesse de l'écoulement**

V = Q/S

A.N **V= 7.53 m/s > Vadm (1.8 à 2.2 m/s)**

Donc il prévoir une protection en avale en enrochement.

❖ **Calcul de d'épaisseur de revêtement**

$$H_r = 1.05 * \left(\frac{q}{v}\right)^{0.8333}$$

hr : Hauteur de revêtement :

q : débit spécifique à l'entrée de la risberme (33.94 m/s/ml)

V : vitesse dans la risberme (7.53 m/s)

A. N : $H_r = 3.68$ m

❖ **Calcul de diamètre des roches de revêtement :**

$$D = \left(\frac{V}{0.86 * \sqrt{2g * \frac{(\gamma p - \gamma e)}{\gamma e}}}\right)^2$$

V : vitesse dans la risberme

D : diamètre de la roche

γp = poids spécifique de la roche (2.23 t/m^3)

γe : poids spécifique de l'eau (1t/m^3)

A.N : D =, 0.30m

- **La hauteur du Risberme :**

Hris = Hn + Rv (0.2m)

d'où

Hris = 3.28 m

- **La longueur de la risberme :**

$$\mathbf{L_{ris} = L_t - L_{diss}}$$

Avec :

Lris : longueur total de la risberme.

Ldiss : longueur du dissipateur d'énergie.

Lt : longueur du revêtement (bassin d'amortissement en béton + risberme) .

$Lt = 6(Y_2 - Y_1) + 8\ h_c$

Y_1 , Y_2 : hauteur conjuguée

H_c : hauteur critique

A.N :

Lris = 22.13 m

III.1.5.6 Construction du batardeau :

- **Crête du batardeau**

La crête du batardeau est clé a la cote 1190 , et aura une largueur de 7.5 m ce qui permettra la circulation des engins de terrassement,.

- **Les talus du batardeau :**

Les talus varient en fonction d la hauteur du batardeau et du type de matériaux et sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et des fondations.

D'apres le tableau

Parement amont m1 = 1/2

Parement aval m2 = 1/1.6

- **Protection du batardeau :**

Les talus du batardeau doivent être protégés contre les dangers naturels : l'érosion, l'action des vents, les effets de dégradation résultant de l'action mécanique des eaux extérieures .

- Talus aval :

On ne prévoit pas de protection car il est incorporé dans la digue

- Talus amont :

L'enrochement est la protection la plus courante contre le batillage des vagues et c'est également la solution la plus économique pour les digues de type remblai . son dimensionnement est comme suit :

Tableau III. 11: Diamètre de l'enrochement en fct de la hauteur des vagues

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimal de la couche d'enrochement (m)	D_{min} (m)
0 à 0.3	0.3	0.2
0.3 à 0.6	0.4	0.25
0.6 à 1.2	0.45	0.3
1.2 à 1.8	0.55	0.4
1.8 à 2.4	0.7	0.45
2.4 à 3	0.8	0.55

Pour notre cas nous avons H= 0.83 m

Donc **:** **e = 0.45 m** et **D_{min} = 0.3 m**

III-II Vidange de fond

III-II.1 Introduction :

En principe, la vidange de fond et un organe permet de vidanger le réservoir, pour l'inspection, l'entretien ou en cas de danger sur le barrage. En premier lieu, il sert à contrôler la vitesse de remplissage du réservoir lors de la première mise en eau. La vidange de fond facilite également la gestion intelligente de l'eau retenue en permettant de laisser passer, après une forte crue, une part des sédiments apportés.

Les barrages modernes font normalement partie d'aménagements à buts multiples. Ces derniers peuvent servir, entre autres, à l'approvisionnement en eau potable et industrielle, à la protection contre les crues et, évidemment, à la production d'énergie hydro-électrique.

III-II.2 Type d'ouvrage de vidange :

- **Conduite de vidange en charge**

Elle est généralement combinée avec la prise d'eau ou l'évacuateur en tulipe. Elle doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en armé tôle sous le remblai, son diamètre est en fonction du débit à évacuer

- **Conduite à écoulement libre**

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser **:**

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier (généralement Ø >500mm).

- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1 à 2m de hauteur).

L'aération de l'écoulement dans ces conditions est nécessaire, alors on prévoit un reniflard à l'aval afin d'éviter les phénomènes de battement ou de vibration sous l'effet de passage en l'écoulement instable à forts débits.

- **Ouvrage de vidange à batardeau**

Il peut être judicieux de prévoir la vidange de fond sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de crue de surface, comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique, il est moins soumis aux aléas d'entretien tel que le blocage de vannes.

III-II. 3 Choix du type de vidange de fond

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en remblai) .

On retient la conduite en charge, car elle est la plus économique vu qu'on peut la raccorder directement à la galerie de dérivation. Et vue que l'évacuateur de crue est du type Tulipe l'option conduite à charge est la plus adéquat dans ce cas de figure.

Tableau III. 12: Type de la vidange de fond

$H^2 * \sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre(mm)	Nombre de position de vannes
<30	PVC ou Aciers	(160-200) 300 en acier	Une vanne en aval
30 – 100	Acier	300 400	
100 – 300	Acier ou béton en âme tôle	400 -600	Une vanne de garde amont et une vanne de garde avale
300 – 700		600-800	
700 – 1500		800-1200	
>1500	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne de réglage en ava

Avec :

H : hauteur du barrage en m

V : volume d'eau stockée en $Mm^3 = V_{NNR}$

A.N :

$H^2 * \sqrt{V} = (39.08)^2 * \sqrt{6.93} = 4020.45 > 1500$, donc on opte pour une galerie en béton armé

III-II. 4 Calcul hydraulique de la conduite de vidange :

- **Débit de la vidange de fond :**

A la fin des travaux de construction, le tunnel de dérivation provisoire situé en rive gauche du barrage, sera utilisé pour la vidange de fond. Ainsi l'entrée st située au niveau de la tour de prise et est caractérisé par :

- Une vanne de garde 1.00 * 2.00 m
- Une vanne de service, 1.00 * 1.50 m
- La longueur du tunnel d'évacuation 400 m
- La longueur de conduite sous pression 9.75 m
- Le tunnel a une pente de 2.5 %

Le débit transité par la vidange de fond est obtenu par :

$$\mathbf{Q_{VF}} = \frac{\boldsymbol{Vu}}{\boldsymbol{T}} + \boldsymbol{Qe}$$

Avec :

Vu : volume utile en m^3 (6.93 Mm^3)

T : Temps de vidange en jours (21 jours)

Q_e: Débit entrant dans la retenue pendant le vidange (prix égal au débit moyen annuel= 7.61 Mm^3)

A.N :

$$Q_{VF} = \frac{6.93*10^6}{3*24*3600} + \frac{7.61*10^6}{365*24*3600}$$

D'où : **Q_{VF} = 26.97 m^3/s**

- **Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :**

On a :

$$\mathbf{Q_{VF} = \mu * S * \sqrt{2g * H}}$$

D'où :

$$\mathbf{S= \frac{Qvf}{\mu * \sqrt{2g*H}}}$$

Avec :

Q_{VF} : Débit de la vidange de fond (m3/s) ;

H : Charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en m ;

μ : Coefficient de débit $\mu = 0.8 : 0.85$

A.N :

$$\mathbf{S= \frac{26.97}{0.8*\sqrt{2*9.81*(1218.59-1171)}}}$$

S = 1.10 m^2

- **Le diamètre de la conduite :**

D = $\sqrt{\frac{4*S}{\pi}}$ **D = 1.18 m**

On prend :

D_{vf} = 1500 mm

- **Correction du coefficient de débit :**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\Sigma\zeta I}}$$

$\Sigma\zeta I$: Somme des coefficients des pertes de charges lineaires et singulières

Le coefficient de pertes de charges linéaires est donné par la formule suivante :

-

$$\zeta_l = \frac{\lambda * l}{D}$$

Avec ;

$$\lambda = \frac{125 * n^2}{D^{\frac{1}{3}}}$$

λ : Coefficient de pertes de charges linéaires ; n

n : Coefficient de rugosité ; n = 0.014 ;

D : Diamètre de la conduite D= 1500 mm ;

L : Longueur de la conduite de vidange en m ; L=400 m.

A.N

λ = 0.021

D'où : ζ_l **= 5.6 m**

Les pertes de charges singulières sont :

$\zeta_{entré}$= 0.5 ; ζ_{sortie}= 1 ; ζ_{vannes} = 0.15 + 0.15 = 0.3 ; ζ_{grille} = 0.26

d'où $\Sigma \zeta_s$ **= 2.06 m**

donc :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+(5.6+2.06)}}$$

μ**= 0.33**

D'où

$$S = \frac{26.97}{0.33 * \sqrt{2*9.81*(1218.59-1171)}}$$

S=2.67 m^2

D'où :

$D = \sqrt{\frac{4*2.67}{\pi}}$ => **D = 1.84 m**

On prend un diamètre normalisé de : **D=2000 mm**

Le débit évacué aura une vitesse de sortie de vanne de :

$$\mathbf{V_s = \frac{Qvf}{Scon}}$$

A.N **:** **Vs = 14.65 m/s**

- **Calcul du temps réel de la vidange du barrage entre le NNR et le NVM :**

Le temps de vidange est déterminé par la relation suivante :

T = V / Q

Avec :

T : temps de vidange (second)

V : Le volume d'eau à évacuer dans la cuvette (m^3)

Q : Débit (m^3/s)

Dans cette formule simplifiée de calcul, on ne tient pas compte de l'apport naturel de l'oued par rapport à la période d'évacuation. Les débits qu'évacuent la prise d'eau et la vidange de fond sont calculés par la formule suivante :

$$\mathbf{Q = \mu * W * (2g * Z)^{1/2}}$$

. μ : coefficient de débit du système

Z : pertes de charge totales, égale à la différence des niveaux d'eau en amont et en aval (m)

W : Surface de la section transversale de la conduite,

.d : diamètre de la conduite en (m)

On pose :

$$\mathbf{Q = k * (Z)^{1/2}}$$

Avec :

$K = \mu * W * (2g)^{1/2}$

En plus, il est nécessaire d'avoir la courbe caractéristique de la cuvette (courbe surface-capacité)

A.N :

Tableau III. 13: Calcul du temps de vidange

Cote (m)	Cote moyenne (m)	Z (m)	$Z^{1/2}$	$Q = k(Z)^{1/2}$	V(Mm^3)	ΔV (Mm^3)	T=V/Q
1218,59	1217,295	46,295	6,80	4,26	6,012	1,04	0,06
1216	1215	44	6,63	4,15	4,97	0,89	0,05
1214	1213	42	6,48	4,06	4,081	0,78	0,05
1212	1211	40	6,32	3,96	3,3	0,66	0,04
1210	1209	38	6,16	3,86	2,641	0,57	0,04
1208	1207	36	6,00	3,76	2,07	0,26	0,02
1206					1,808		
Temps de vidange est 0.251 * 10^6 (s) = 2.89 jours							

D'où :

Le débit de la vidange sera égale à

Qvf = 28.08 m^3/s

- **La vitesse d'abaissement du barrage**

$$V = \frac{H}{Tv}$$

Avec :

H : la charge entre le volume NNR et NVM

Tv : le temps de vidange

A.N **V = 4.19 m /j**

- **Conclusion**

la conduite de vidange à un diamètre de 2000 mm et sera calé à 1181.25 m NGA elle sera équipé par des vannes (vanne de réglage et de garde) pour pouvoir régler le débit et assurée le bon fonctionnement du dispositif

III.III Prise D’eau

Introduction :

La prise d'eau est un ouvrage annexe de grande importance. C'est à partir d'elle que l'eau accumulée va pouvoir atteindre, par une conduite, une galerie ou un canal, le but qui lui est assigné. Dans les aménagements hydroélectriques, la prise d'eau se trouve près du fond de la retenue, tandis que pour les accumulations destinées à l'alimentation en eau, elle est située à plusieurs niveaux dans la structure d'une tour immergée, ce qui permet de pouvoir capter l'eau de la qualité souhaitée.

III.III .1 Etude de prise d’eau :

Les ouvrages de prise dans des barrages, des réservoirs, des bassins de compensation, ou des canaux qui captent l’eau sous charge doivent être conçus de manière à provoquer le minimum de perturbations dans la conduite d’amener à l’aval. On distingue généralement les prises d’eau à grande profondeur et à faible profondeur. Les prises sur des cours d’eau à lit mobile qui captent l’eau à surface libre sont exclues. Les prises à grandes profondeurs sont typiquement disposées dans des réservoirs d’hauteur considérable qui servent, par exemple, de bassin d’accumulation pour la production d’énergie hydro-électrique. Les exigences hydrauliques pour de telles prises sont les suivantes :

- Écoulement sans apparition de cavitation.
- Pertes de charges minimales.
- Absence de formation de zones de séparation qui pourraient conduire à des vibrations.

Par conséquent, il s’agit donc de trouver la géométrie adéquate pour l’entrée.

Les prises à faible profondeur devraient être le plus proche possible de la surface libre pour que la construction soit économique, cependant la submersion minimale est dictée par la condition que la formation de vortex soit limite le plus possible.

Un ouvrage de prise permet à l’eau d’entrer dans le système d amenée. Celui-ci est constitué d’une entrée suivie d’une conduite d’amenée. Vu que l’approche théorique se prête bien aux prises à axe vertical, celles-ci recevront une attention particulière, les prises à axe incliné, comme souvent rencontrées dans la pratique. Les exigences hydrauliques requises pour une prise d’eau sont les suivants :

- Ecoulement sans formation de vortex.
- Pas d’entrainement d’air dans le cas où un vortex ne peut être évité.
- Formation de mouvement rotationnel limitée**.**

III.III .2 Types des prises d'eau :

❖ Ouvrage de prise à but agricole :

La prise d'eau à but agricole, qui comprend essentiellement un dispositif de prise à l'amont, une conduite enterrée ou posée sur la digue et un ouvrage de raccordement au réseau d'irrigation a l'aval, doit être implantée en raison de la cote des terres irrigables et dimensionnée en fonction des caractéristiques de l'aménagement aval. Elle doit donc caler de manière à ce que l'on dispose d'une charge suffisante, qui permette de conduire l'eau jusqu' à l'extrémité du périmètre en fonctionnement normale

Les deux types principaux d'ouvrage de prise sont :

-le siphon

- la conduite d'entrée

a. Le siphon :

C'est une option intéressante qui présent des avantages non négligeables. C'est tout d'abord une solution nécessitant un investissement inférieur au cout d'une conduite enterré de même capacité. On peut en particulier en équiper les barrages anciens dépourvus initialement d'ouvrage de prise. Point n'est pas besoin alors d entailler le remblai. Le siphon est composé d'une conduite qui suit le profil supérieur du barrage, d'un clapet et d'un jeu de vannes qui commande son fonctionnement.

L'installation d'un siphon ne présent guère de difficulté et il n'induit pas, contrairement à la conduite d'entrée, de risque d'infiltration privilégiées. En outre si le périmètre irriguée vent à être étendu, on peut suivre la progression des besoins en eau correspondante par simple ajout de siphons

En fin, le siphon c'est un système simple, souple d'utilisation, mais qui peut présenter l'inconvénient de se désamorcer fréquemment (notamment par une mauvaise fermeture du clapet amont). Il faut également se souvenir que la hauteur d aspersion est limitée de 7 ou 8 m au maximum. Les prises par siphon seront obligatoirement réservées à des petits barrages.

Se sont sans doute ces problèmes qui ont conduit les concepteurs à leur préférer dans la majorité des projets les conduites enterrées. Cependant, ce ne serait pas forcément un bon choix que d'éliminer a priori ce type de dispositif et dans certains cas cette solution pourra même s'avérer judicieuse.

b. La conduite entrée :

La conduite entrée est l'ouvrage de prise le plus utilisée actuellement en milieu rural. Fonctionnant dans la majorité des cas en charge, sa conception différée peut de celles de la conduite de vidange de même type. On la choisira de préférence en acier, posée dans des conduites similaires. Etant souvent de diamètre inferieure, on pourra aussi la glisser dans la canalisation de vidange, ou dans la galerie de dérivation. Dans le cas où il est installé en tranchée, il faudra bien étendu prévoir la aussi des écrans anti renard, un enrobage de béton.

La conduite est alimentée à partir de la retenue par une tour de prise ou un puisard selon que la vanne de commande est placée à l'amont ou à l'aval. Elle débouche à l'aval du barrage dans un bassin de tranquillisation, relié à la tête morte du canal primaire du réseau d'irrigation.

La position amont est techniquement préférable car, elle permet de ne pas laisser la conduite en charge. Elle est cependant plus couteuse que la position aval, car pour en faciliter l'accès, elle nécessite généralement la construction d'une tour de prise, ou est logé le système de vannes, et d'une passerelle (pas dans le cas d'un barrage en béton a parement amont verticale cependant.

Le diamètre de la conduite doit être calculé en fonction du débit demandé par le périmètre irrigué. En cas d'absence du renseignement plus précis, on pourra retenir comme débit d'équipement 5(l/s/ha). Pour le calcul de diamètre on devra tenir compte des pertes de charge linéaires et singulières le long de la conduite de prise d au comme dans le cas de conduite de vidange.

❖ Ouvrage de prise pour l'adduction d'eau :

Pour le barrage destiné à l'alimentation en eau potable des populations, l'ouvrage de prise permettre la distribution d'une eau de bonne qualité, il faudra éviter qu'elles n'aient recours au puisage direct dans la retenue, le problème se pose en particulier dans les zones rurales et périurbaines.

La prise d'eau potable doit être aussi proche que possible de la surface de l'eau pour obtenir une eau décantée et oxygénée. On conseillera donc des prises flottantes ou multiples.

La prise d'eau flottante ; dans ce type, les fonctions de prise et de vidange sont séparés, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient de celle-ci et celui du cout important et nécessite des mécanismes relativement importantes.

❖ Ouvrage de prise à but pastoral :

Prévoir un ouvrage de prise destiné à cet usage permet d'éviter que la retenue ne soit souillée par le bétail et surtout que celui-ci ne détériore la protection du talus amont et le barrage dans son ensemble.

Dans ce cas aussi on pourra installer un ouvrage spécifique ou une dérivation sur l'ouvrage à but agricole. Mais ce dernier choix peut conduire à des conflits plus graves encore que ceux évoqués dans le paragraphe précèdent, dans la mesure où éleveurs et agriculteurs ont souvent des relations traditionnellement difficiles. Quel qu'il soit, l'ouvrage de prise à but pastoral

devra aboutir à des abreuvoirs aménagés, de type abreuvoir a niveau constant. Le débit sera à déterminer avec soin si non une fois passé l'attrait de la nouveauté et des avantages réels qu'il y trouve, le pasteur conduira immanquablement son bétail dans la retenue.

- **Prise indépendante (tour de prise d'eau)**

Dans ce cas la prise est indépendante du corps du barrage, elle est en générale combinée avec une tour appelée tour de prise verticale ou inclinée. La commande pour les vannes se trouve au sommet de la tour. L'organe de service est souvent une vanne cylindrique. La vanne de service est cylindrique. En outre il y a une vanne de garde en forme de demi-sphère ce qui est une solution particulière et rare

III-III.3 Choix de type de prise

Les prises d'eau flottantes ou multiple nécessitent des mécanismes très important, ils ne sont pas économiques. Les conduites pour projeter un siphon ne sont pas disponibles, car il faut que la hauteur d'aspiration soit limitée à 7 ou 8 m au maximum.

La conduit d'enterrée présent un problème de d'infiltration, et nécessite des écrans anti renard pour assurer l'étanchéité des fondations.

Tous ces problèmes nous ont conduit à choisir que la tour de prise d'eau de TAGHARIST sera indépendante et verticale. La raison principale pour laquelle on a pris cette décision c'était le petit volume des travaux de construction et d'installation par rapport à celui de la tour de prise d'eau inclinée. Le volume plus notable des travaux de construction et d'installation, relatifs a la variante d'une tour de prise d'eau inclinée, est due à la faible pente du talus (30° environ), ce qui résulte dans une longueur deux fois plus grande par rapport a celle de la tour verticale. De plus la variante de prise située sur la rive nécessite des travaux de terrassement dans la roche. Et l'accès à la tour par une passerelle en béton armé. On a adopté que la prise d'eau du barrage doit servir en même temps de vidange de fond en réutilisant le tunnel de dérivation provisoire.

III-III.4 Qualité des eaux prélevées :

L'analyse physico-chimique et microbiologique qui a été effectué sur l'échantillon d'eau prélevé dans l'oued TAGHARIST réalisé par le bureau d'étude (Dar el Handasah) a fourni des résultats qui montrent que du point d'alimentation en eau potable et d'irrigation des cultures agricoles, il n'y a pas de facteur limitant pour l'utilisation de l'eau de oued .

III-III.5 Calcul hydraulique de la conduite de prise d'eau :

Le but de la conduite est le prélèvement d'un débit destiné à A.E.P et l'irrigation des région situé à l'aval de la retenue

- **La distribution mensuelle du besoin :**

Tableau III. 14: Distribution mensuelle des besoins

	Sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	jui	juillet	aout
Irrigation(%)	7.78	3.7	0	0	0	1.11	5.4	11.17	16.95	16.61	20.38	16.9
AEP(%)	9	9	9	9	8	8	8	8	8	8	8	8
$U_{80\%}$ (Hm3)	0,93	0,69	0,42	0,42	0,41	0,48	0,73	1,07	1,40	1,38	1,60	1,40

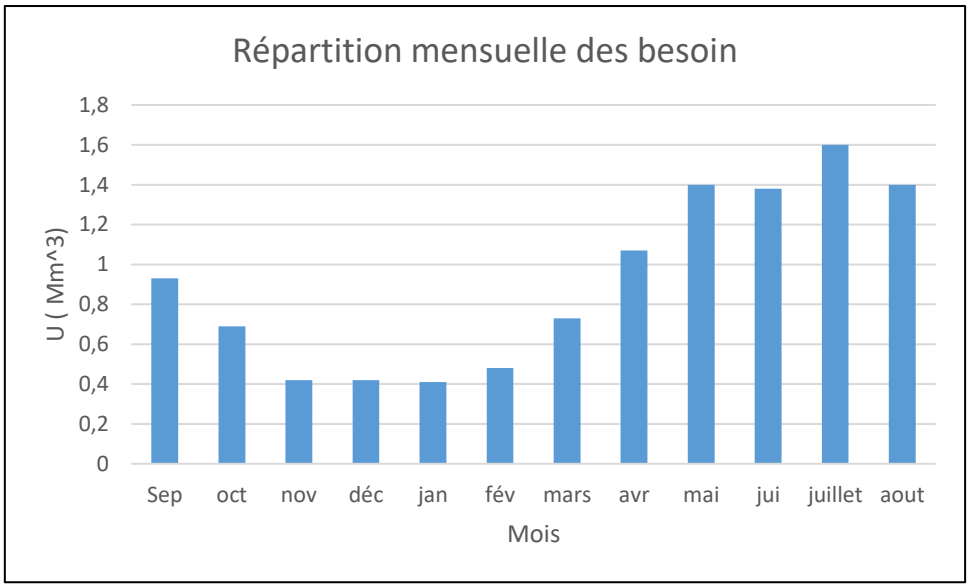


Figure III. 4: distribution mensuelle des besoins

La détermination de la dimension de la conduite de prise se fera suivant le débit maximum demandé à l'aval.

D'après la répartition mensuelle de la consommation on le volume maximum demandé est de

$$V_{max} = 1.60\ Mm^3$$

- **Calcul du débit maximum**

$$Q_{MAX} = \frac{Vmax}{T} = \frac{1.60 * 10^6}{31 * 24 * 3600}$$

$$Q_{MAX} = 0.59\ m^3/s$$

On a :

$$\mathbf{Q = \mu * S * \sqrt{2g * H}}$$

D'où :

$$\mathbf{S= \frac{Q}{\mu * \sqrt{2g * H}}}$$

Avec :

Q : Débit (m3/s) ;

H : Charge disponible entre la prise la plus bas (1207 m) et l'aval en m ;

μ : Coefficient de débit $\mu = 0.3$

A.N :

$$S= \frac{0.59}{0.3 * \sqrt{2 * 9.81 * (1207 - 1171)}}$$

S = 0.08 m²

Le diamètre de la conduite :

$D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}}$ **D = 0.31m**

On prend :

D= 350 mm

- **Correction du coefficient de débit :**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \Sigma \zeta I}}$$

$\Sigma \zeta I$: Somme des coefficients des pertes de charges linéaires et singulières Tel que les pertes de charges singulières sont estimées à 15% des partes de charges linéaires

Le coefficient de pertes de charges linéaires est donné par la formule suivante :

$-\zeta_l = 1.15 * \frac{\lambda * l}{D}$

Avec ;

$$\lambda = \frac{125 * n^2}{D^{\frac{1}{3}}}$$

λ : Coefficient de pertes de charges linéaires ; n

n : Coefficient de rugosité ; n = 0.017 ;

D : Diamètre de la conduite D= 350 mm ;

L : Longueur de la conduite de vidange en m ; L=400 m.

A.N

$$\lambda = 0.051$$

D'où :

$$-\zeta_l = 1.15 * \frac{0.051*400}{0.35} \Rightarrow \zeta_l = 67.02 \text{ m}$$

donc :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+(67.02)}}$$

$$\mu = 0.12$$

D'où

$$S = \frac{0.59}{0.12*\sqrt{2*9.81*(1207-1171)}}$$

$$S = 0.184 \text{ m}^2$$

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4*0.184}{\pi}} \Rightarrow D = 0.484 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé de : **D=500 mm**

- **Calcul de vitesse de l'eau dans la conduite :**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{0.59}{0.196} = 3\ m/s\ ,$$

La tour de prise d'eau possédé trois prises aux cotes 1207 (Cote NVM+1m) et 1212 m et 1217m (Cote NNR – 1.59m.

III-IV Calcul de ferraillage

III.IV.1. Tour de Prise

III.IV.1.1 Description de la tour de prise du projet :

La tour de prise est un ouvrage vertical en béton armé d'environ 48 m de hauteur au dessus de la fondation. La tour est destinée à abriter les prises d'eau potable et d'irrigation ainsi que la vidange de fond du barrage. La tour comprend deux orifices de prise d'eau potable aux cotes 1,1212 et 1217 m NGA tandis qu'il y'a un orifice unique pour l'irrigation à la cote 1207 mNGA. En plus, il y'a un orifice de vidange de fond à la cote 1182,95 m NGA.

III.IV.1.2 Matériaux :

- Béton : Béton armé pour tour de prise (40mpa)
- Acier : l'acier sera de haute résistance améliorée ayant une limite élastique minimal de 400 Mpa .

III.IV.1.3 Combinaison de calcul :

Les charges à prendre en considération sont les suivantes :

- Poids propre des éléments de la tour et tout autre poids permanent (équipement
- Hydromécaniques et autres.....) = $1t/m^2$;
- Charge utile ;
- Pression d'eau externe.

III.IV.1.4 Modélisation de la tour de prise :

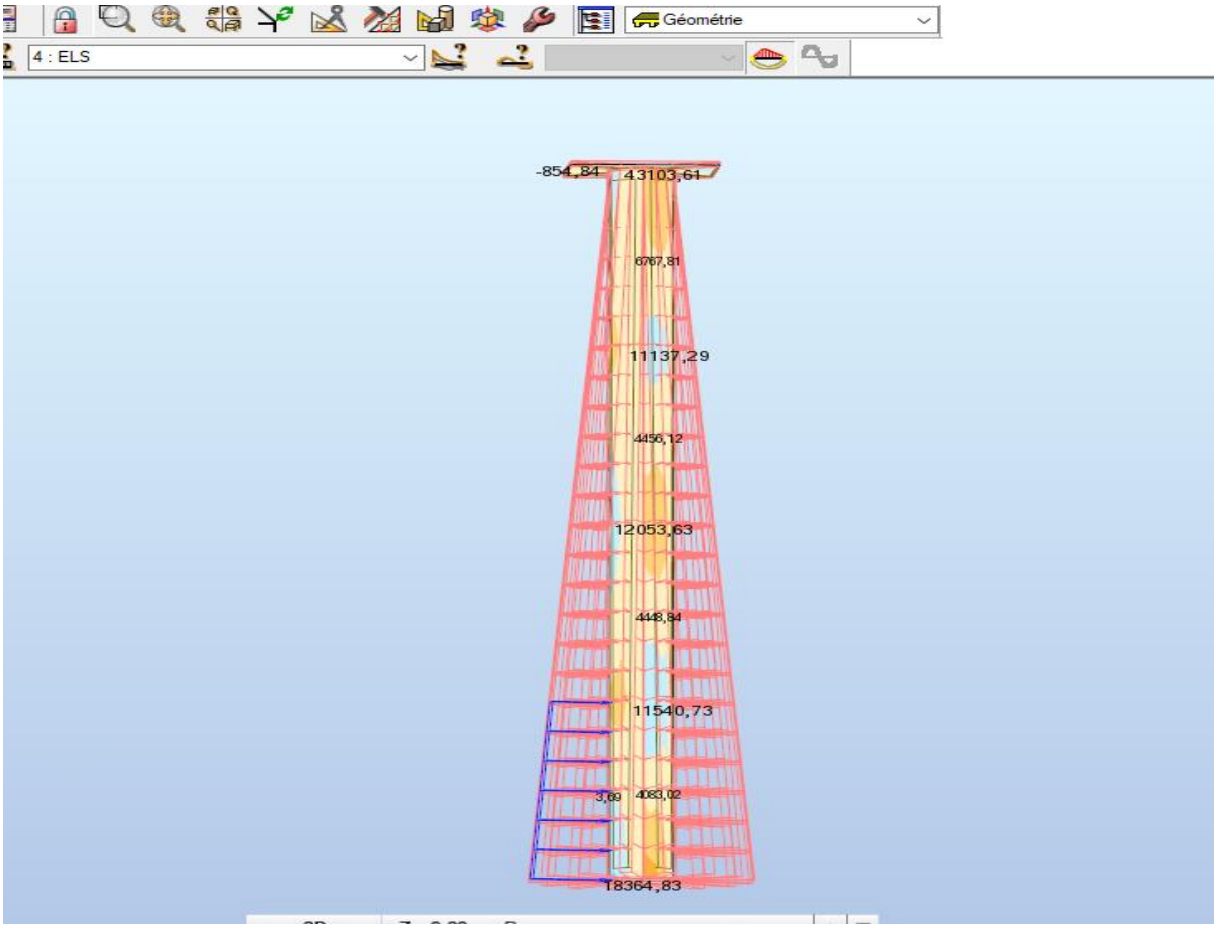


Figure III. 5: Modélisation de la tour de prise

Source : ROBOT STRUCTURE

Résultats :

Les résultats de calcul de ferraillage principale à ELS en considérant la combinaison de charge déjà citez on trouve **As = 17.68 cm^2/m**

III.IV.2 Tunnel de dérivation Provisoire

Définition

Nous définirons le tunnel comme un ouvrage enterré construit par percement dans les terrains vierges, sans déblaiement des masses de terres supérieure.

- **Revêtements intérieurs :**

Le revêtement est placé une fois que l'excavation a déjà été stabilisée par le soutènement provisoire. Il est résistant à long terme. De cette manière, a fonction structurelle du revêtement se limite à offrir une marge de sécurité additionnelle à l'ouvrage. Le revêtement délimite la section utile offrant les fonctionnalités demandées par l'emploi de l'ouvrage. Il

matérialise le caractère définitif et durable de l'ouvrage vis-à-vis des exigences à respecter pour que l'ouvrage soit stable et apte à l'usage auquel il est destiné.

Les fonctions ou rôle que sera amené à assurer :

- La tenue du tunnel à long terme
- La résistance à la pression des charges des terres et pression hydrostatique (résistance mécanique)
- L'étanchéité
- Perte de charge

Le tunnel est creusé par des engins sophistiqué et avec des mécanismes de contrôle liée à un scanner, le revêtement se fait par des engins spéciaux

III.IV.3 Bassin d'amortissement :

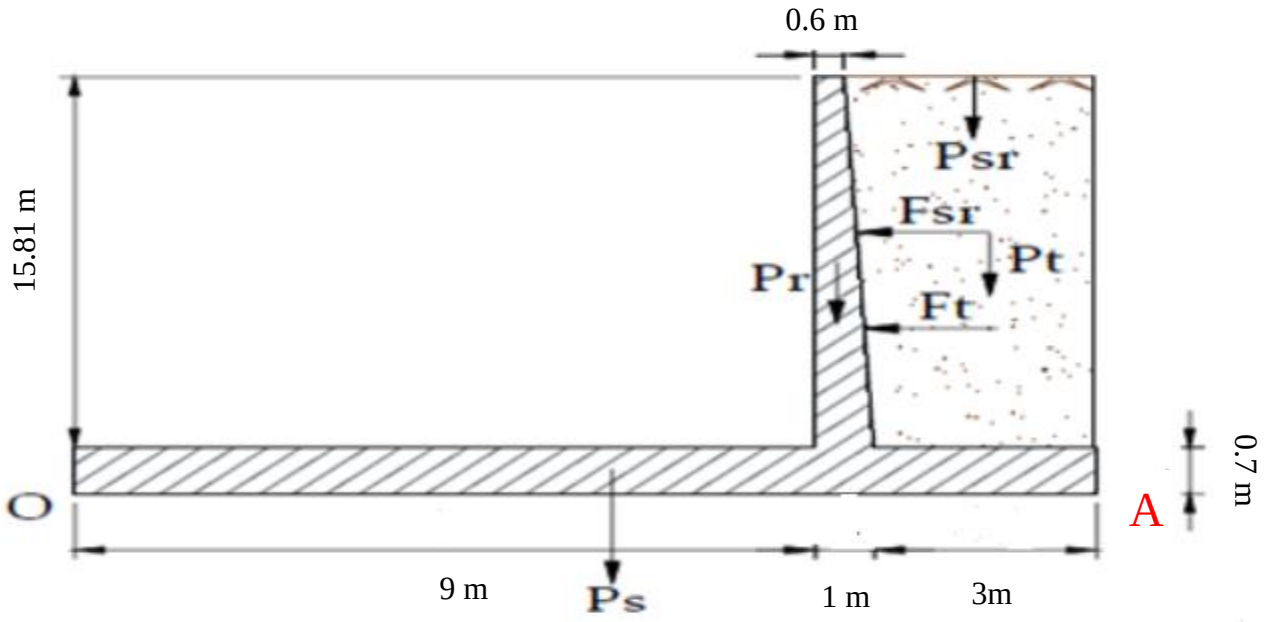


Figure III. 6*:* Les forces agissant le rideau et la semelle

III.IV.3.1 Stabilité des murs du bassin :

- **Calcul des forces**

a) Les forces verticales :

- **Poids du rideau :**

$$Pr = \gamma b \cdot Vr ;$$

Avec : Vr : Volume du rideau pour 1 m

- **Poids de la semelle** :

$$Ps = \gamma b \cdot Vs ;$$

Avec : Vs : volume de la semelle pour 1 m

- **Poids des surcharges** :

$$\mathbf{Psr = \gamma s \, . \, Sr \, ls \, ;}$$

Avec :

Sr : surcharge ; Sr = 1 t/m² γs : Poids volumique du sol γs = 1,25 T/m3

- **Poids des terres sur la semelle :**

$$\mathbf{Pt = \gamma s \, . \, Vt}$$

Avec :

Vt: Volume des terres sur la semelle pour 1m

b) Les forces horizontales :

- **Poussée des terres :**

$$\mathbf{Ft = Ap \, . \, \gamma s \, . \, H^2/2 \, . \, ls}$$

Avec : $Ap = tg^2 (\pi/4 – \varphi/2)$; φ = 40 ° H : hauteur des terres.

- **Poussée des surcharges :**

$$\mathbf{Fsr = Ap \, . \, Sr \, . \, H}$$

Avec : Sr = l t/m2

➢ **Vérification de la stabilité :**

1) Stabilité au renversement :

Le but ici consiste à vérifier que sous l'effet des différents charges horizontales et verticales sur l'ouvrage ne pivote pas autour l'axe A, la condition est :

$$\frac{\boldsymbol{Ms}}{\boldsymbol{Md}} > \mathbf{1.5}$$

Avec :
Ms : somme des moments des forces stabilisatrices.
Md : somme des moments des forces déstabilisatrices.

✓ **Collection des données de départ :**

Tableau III. 15 : Donnés de départ

Désignation	Symbol	Valeur (Tonne)	Bras de Levier(m)	Moment (Tonnes.m)/A
Forces stabilisatrices				
Poid du rideau	Pr	31.62	9.6	303,55
Poids de la semelle	Ps	22.75	6.5	147,88
Poids de la surcharge	Psr	3.75	11.1	41,63

Poids des terres	Pt	59.28	11.1	658,01
Forces déstabilisatrices				
Poussé des Terres	Ft	33.90	5.97	202,38
Poussé de la surcharge	Fsr	3.43	8.60	29,50

D'où :

$$\frac{Ms}{Md} = \frac{1151.06}{231.88} = 4.96$$

$$\frac{Ms}{Md} >> 1.5$$

- La stabilité au renversement est vérifiée

2) Stabilité au glissement :

Pour que l'ouvrage soit stable au glissement il faut que :

$$\frac{\tan \varphi * \sum Fv + C * S}{\sum Fh} > 1.2$$

C : Cohésion (C=50 kpa =50 KN/m²)

φ: angle de frottement

S : le largueur du radier * 1 m unitaire de longueur

A.N :

$$\frac{\tan \varphi * \sum Fv + C * S}{\sum Fh} = 4.32 > 1.2$$

- la stabilité au glissement est vérifiée.

III.IV.3.2 Ferraillage du rideau :

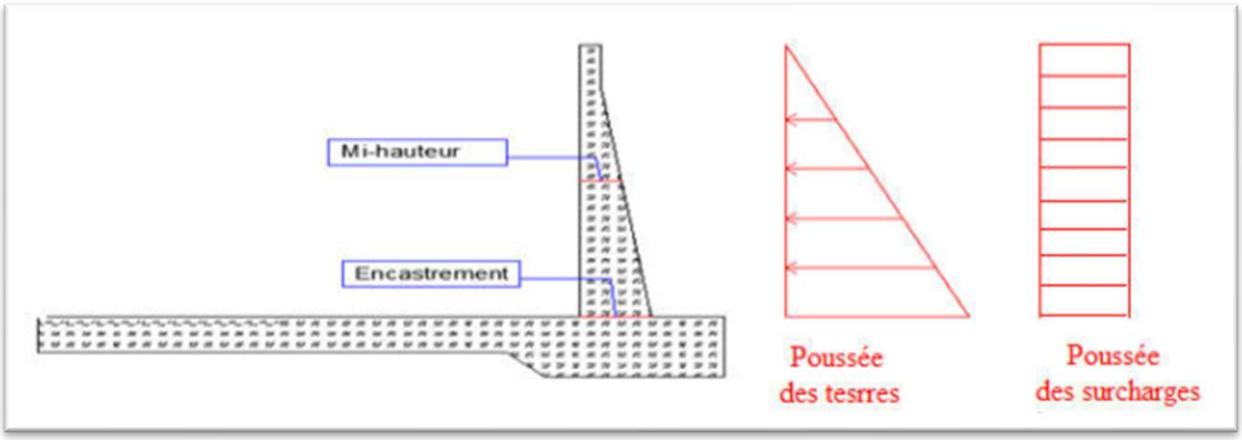


Figure III. 7: Calcul du ferraillage du rideau

A) Ferraillage à l'encastrement :

- **Calcul du moment d'encastrement :**

Poussée des terres : Mft=1,35*Ft*(H/3) =1,35*33.90*(15.81/3) = 241.18 t.m

Poussée des surcharges : Msr=1,5*Fsr*(H/2) = 1,5*3.43*(2,65/2) = 6.817 t.m..

(1,35 : Coefficient de pondérati

on pour les charges permanentes).

(1,5 : Coefficient de pondération pour les charges supplémentaires).

D'où : $\mathbf{M_{encastrement} = 248\ t.m}$

- **Calcul des aciers :**

Selon le diagramme dans l'annexe III, on commence par le calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{Me}{\sigma bc * b * d^2}$$

Avec :- σ bc : Contrainte admissible de compression du béton. (σ bc = 0,85fc28/ avec fc28=25 MPA et = 1,5 dans le cas courant, ce qui donne σ bc = 142 bar).

Me : Le moment total à l'encastrement.

b ; largeur de la section ; b=100cm.

e : l'enrobage ; e = 3 cm.

d : hauteur de la section ; d=h-e=100 – 3 = 97 cm.

A.N :

$$\mu = \frac{Me}{\sigma bc * b * d}$$

$$\mu = \frac{248 * 10^5}{142 * 100 * 97^2}$$

$$\boxed{\mu = 0.173}$$

- **Vérification de l'existence des aciers comprimés :**

$$\mu_l = 0.8\alpha_l - 0.32\alpha_l^2$$

avec : $\alpha = \frac{3.5}{1000\xi l + 3.5}$

$$\varepsilon = \frac{fe}{\gamma s * Es}$$

A.N :

ES =2.106 bar (élasticité du béton),

On choisit des aciers de nuance FeE 400, donc : fe = 4000 bar,

γ: Coefficient de sécurité pour les aciers = 1,15.

Alors : µl= 0,8*0,668 - 0,32*0,6682 = **0.392.**

On a : $\mu < \mu_l$ On n'a pas d'acier comprimé

µ< 0,186 on est dans le pivot A (voir annexe III diagramme de ferraillage).

- **Section d'acier :**

$$\mathbf{As} = \frac{Me}{\beta * d * \sigma s}$$

Avec :

-σs = 3478.26 bar (contrainte maximale de l'allongement de l'acier)

-α= $\frac{1-\sqrt{1-2*\mu}}{0.8}$= 0.23 < 0.259 on est dans le pivot A

- β = 1 - 0,4 *α = 0.904

- d = 97 cm.

A.N :

$$As = 81.31 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0,5% de la section du béton en toute section

Asmin=0,5%(1,0*1) = 50 cm2 , As=max (As calculé, Asmin)=81.31 cm2

On choisit 10 barres de diamètre de 32 mm, espacement=10 cm.

III.IV.3.2 Ferraillage de la semelle :

La semelle est soumise aux charges dues au poids des terres, poids du rideau , son propre poids, et les réactions de sol.

- **Contrainte σ dues aux rideau, des terres et des surcharges**

$$\sigma_{r,t,se} = \frac{1.35*(Pt+Pr)+1.5*Psr}{100*B'} = \frac{1.35*(59.28+31.62)*1000+1.5*3.75*100}{100*300}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{r,t,se} = 4.10\ kg/cm^2}$$

- **Contrainte σ dues aux Poids de la semelle**

$$\sigma s = \frac{1.35*Ps}{100*B''}$$

$$\sigma s = \frac{1.35*22.75*1000}{100*1300}$$

$$\boldsymbol{\sigma s = 0.236\ Kg/cm^2}$$

- **Contrainte de sol :**

$$\boldsymbol{\sigma_{1.2} = \frac{1.35*(Pt+Pr+Ps)+1.5*Psr}{100*B} \pm \frac{6*Mg}{100*B^2}}$$

Avec : MG : moment /G des forces verticales - moment /G des forces horizontales(avec l'application de coefficient de pondération) .

G : centre de la partie inférieure de la semelle.

Donc :

Désignation	Symbol	Valeur (Tonne)	Bras de Levier(m)	Moment (Tonnes.m)/G
Poid du rideau	Pr	31.62	2.9	91,698
Poids de la surcharge	Psr	3.75	5	18,75
Poids des terres	Pt	59.28	5	296,4
Poussé des Terres	Ft	33.90	-5.97	-202,383
Poussé de la surcharge	Fsr	3.43	-8.60	-29,498

D'où :

$$\boldsymbol{M_G = 234.59\ t.m}$$

D'où :

$$\boldsymbol{\sigma_1 = 1.18\ Kg/cm^2\ ,\quad \sigma_2 = 1.17\ Kg/cm^2}$$

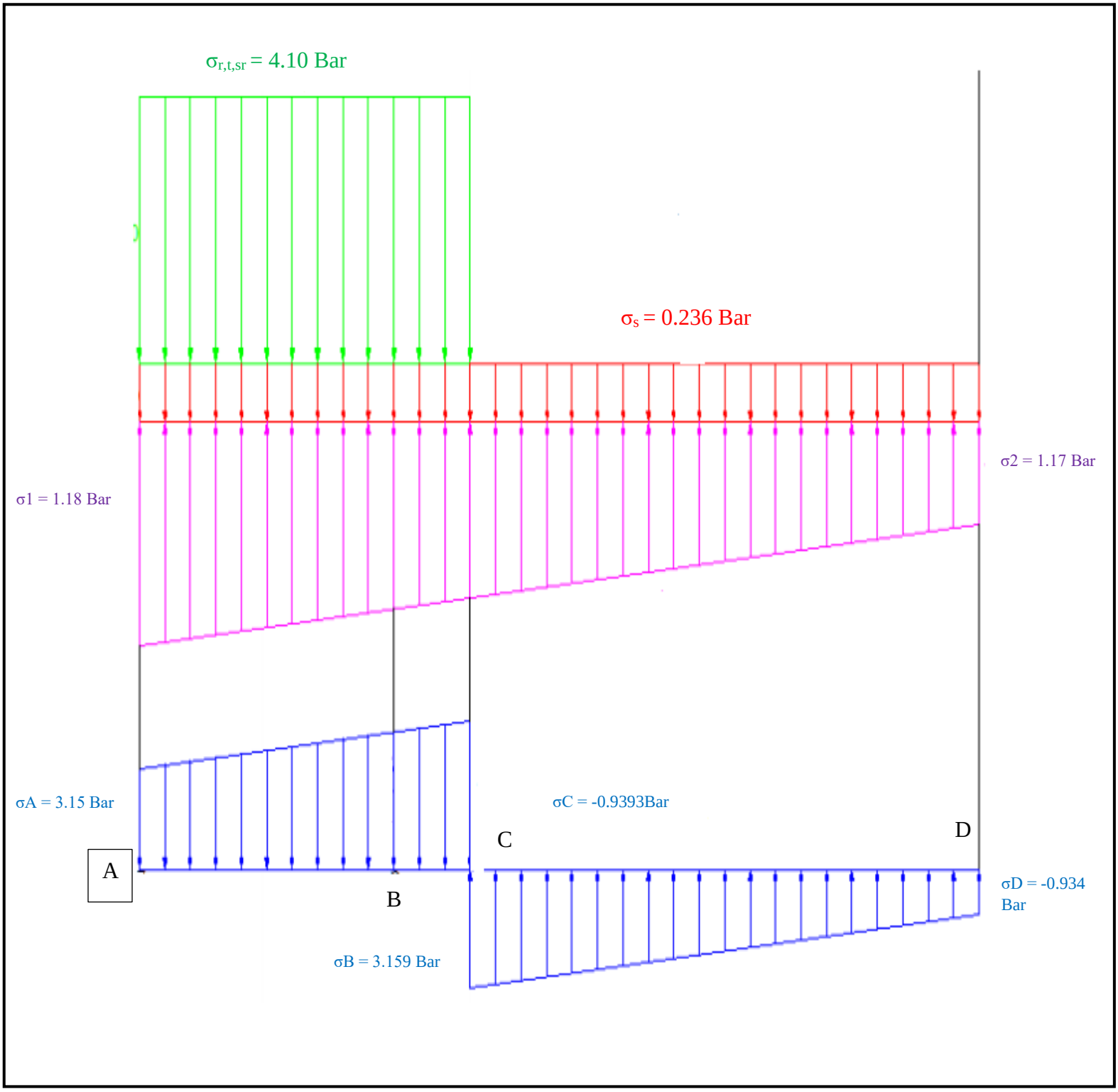


Figure III. 8 : Diagrammes des contraintes de la semelle

- Au point A : σ_A = 3.15 bar (le signe (+)signifie la direction vers le haut)
- Au point B : σ_B = 3.159 bar
- Au point C : σ_C = -0.9393 bar (le signe (-) signifie la direction vers le haut)
- Au point D: σ_D = -0.934 bar

- **Etude de ferraillage de la partie AB :**

Le consol AB ferraillé avec le moment MB en flexion simple. Moment à l'encastrement :

$$\mathbf{Me = X_G * F_r^{AB}}$$

F_r^{AB} : aire du diagramme des contrainte résultante.

$$F_r^{AB} = \frac{3.15+3.159}{2} * 300 * 100 = 94635 \text{ kg}$$

X_G = distance entre le centre de gravité du diagramme et l'encastrement.

$$X_G = \frac{300}{3} * \frac{3.159+3.15*2}{3.15+3.159}$$

$$\mathbf{X_G = 149.92 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{Me = 112.18 \text{ t.m}}$$

- **Calcul des aciers :**

Selon le diagramme dans l'annexe III, on commence par le calcul du moment réduit :

$$\boldsymbol{\mu = \frac{Me}{\sigma bc * b * d^2}}$$

Avec :- σ bc : Contrainte admissible de compression du béton. (σ bc = 0,85fc28/ avec fc28=25 MPA et = 1,5 dans le cas courant, ce qui donne σ bc = 142 bar).

Me : Le moment total à l'encastrement.

b ; largeur de la section ; b=70 cm.

e : l'enrobage ; e = 3 cm.

d : hauteur de la section ; d=h-e=100 – 3 = 67cm.

A.N :

$$\boldsymbol{\mu = \frac{Me}{\sigma bc * b * d}}$$

$$\mu = \frac{112.18 * 10^5}{142 * 100 * 67^2}$$

$$\boxed{\mu = 0.176}$$

- **Vérification de l'existence des aciers comprimés :**

On a : $\mu < \mu_1$

On n'a pas d'acier comprimé

μ< 0,186 on est dans le pivot A (voir annexe III diagramme de ferraillage).

- **Section d'acier :**

$$\mathbf{As} = \frac{\boldsymbol{Me}}{\boldsymbol{\beta} * \boldsymbol{d} * \boldsymbol{\sigma s}}$$

Avec :

-σs = 3478.26 bar (contrainte maximale de l'allongement de l'acier)

-α= $\frac{1-\sqrt{1-2*\mu}}{0.8}$= 0.24

- β = 1 - 0,4 *α = 0.902

- d = 67 cm.

A.N :

$$\mathbf{As = 53.36\ cm^2}$$

On opte pour 8 barres de 30 mm, espacement 15 cm

- **Etude de ferraillage de la partie CD**

- Au point C : σ_C = -0.9393 bar (le signe (-) signifie la direction vers le haut)

- Au point D: σ_D = -0.934 bar

Le consol AB ferraillé avec le moment MC en flexion simple. Moment à l'encastrement :

$$\mathbf{Me = X_G * F_r^{CD}}$$

F_r^{CD} : aire du diagramme des contrainte résultante.

$$F_r^{CD} = \frac{0.9393+0.934}{2} * 900 * 100 = 42030.469\ kg$$

X_G = distance entre le centre de gravité du diagramme et l'encastrement.

$$X_G = \frac{900}{3} * \frac{0.9393+0.934*2}{0.9393+0.934}$$

$$\mathbf{X_G = 449.57\ cm}$$

$$\mathbf{Me = 116.01\ t.m}$$

- **Calcul des aciers : As = 55.31 cm²**

On opte pour : 7 barre de diamètre 32 mm

Chapitre IV :

Etude des équipements hydromécaniques

Introduction :

Les équipements hydromécaniques sont des dispositifs indispensables à l'exploitation des barrages ils comprennent les vannes hydrauliques, les vannes hydrotechniques, les grilles de protection, etc.

IV.1 Prise d'eau

Les prises d'eau, au nombre de 3 sont disposées sur les faces latérale et aval de la tour de prise.et situées à diffèrent niveau de la tour de façon à prélever les eaux sur les tranches hautes, intermédiaire et basse de la retenue.

Les trois prises débouchent dans un puits unique de 1.50 x 1.50 m ensuite connecté à deux conduites en acier de 500 mm pour l'AEP et l'irrigation. Les conduites sont ensuite enrobées dans les revêtements en béton du tunnel dérivation/évacuation

A la sortie du tunnel vers la rive gauche puits vers la chambre de vanne à l'avale localisé sur une plateforme de cote 1168 m NGA

Le contrôle des conduites au niveau de la chambre de vanne aval se fera par deux vannes papillon de diamètre 500 mm

Les débits des prises AEP et irrigation seront mesurés au moyen de deux débitmètres électromagnétiques dont la lecture se fera dans la chambre des vannes aval

IV.1.1 Grilles et batardeau :

Pièces fixes :

Pour chacune des trois prises, les pièces fixes seront constituées par :

- ✓ Un seuil recouvert d'une tôle d'usure en acier inoxydable.
- ✓ 2 montants latéraux pour l'étanchéité du batardeau
- ✓ Plateforme d'entretien à (1217.50 mNGA)

Grilles :

Chacune des trois prises sera équipé d'une grille relevable de 1.50 x 2.00 m, l'espacement des barreaux est de 60 cm.

Les grilles sont manœuvrables au moyen du pont roulant par un petit crochet.

Le paramètre fondamental des grilles est leur espacement, cet espacement est défini :

- Soit le service de pêche interdisant aux poissons de dimension supérieure de pénétrer dans la dérivation
- Soit pour les ouvrages hydroélectriques, par les caractéristiques des turbines en liaison avec les dimensions maximum des matériaux pouvant passer à travers celles-ci

Perte de charge :

De point de vue perte de charge, la grille est défini par l'écartement (a) entre les barreaux, par leur dimension (b) , par leur épaisseur maximale et par la forme de la section transversale , donc la perte de charge dans la grille est donné par l'équation suivant :

$$\Delta H = K.U^2/2g$$

Avec :

U : vitesse dans la section sans la grille (3 m/s)

K : est donné en fonction :

$$K = K_d . K_f .^{1.6} . f(a/b) . Sin (\varphi)$$

Avec :

Kd : coefficient de dépôt sur la grille (on prend 1.5 pour dégrillé ancien)

Kf : coefficient de forme du barreau (section rectangulaire allongée kf=0.51)

P : rapport des pleins sur la surface totale.

B : longueur b=15 cm)

A : distance entre les barreaux a=60 cm

Φ : l'angle de la grille avec l'horizontale

$$f(a/b) = 8+2.3(b/a) + 2.4 (a/b)$$

A.N :

$$K = 0.15$$

$$\Delta H = 0.070 \text{ m}$$

- **Calcul de Stabilité des barreaux :**

Au moment de passage de l'eau à travers la grille, l'écoulement provoque des tourbillons successifs, afin d'éviter cela et garantir la stabilité il faut que $f_b >> f_t$

Avec :

fb : fréquence des barreaux

ft : fréquences des tourbillons

A- Fréquence des tourbillons alternées :

Elle est donnée par **:** $f_t = S_t (U/e)$

Avec :

U : vitesse d'amenée (3m/s)

e : épaisseur des barreaux , e= 15 cm

St : nombre de Strouhal (la valeur de l'abaque en annexe *ANNNEXE N°IV. 2*)

Du tableau : (a+e)/e = 5

D'où : C (facteur de majoration) =1.01

On aura : $S_t = 1.01 * 0.240$

S_t= 0.24

D'où :

f_t = 4.8 Hz

B- Fréquence propre des barreaux

Elle donné par :

$$f_b = M \frac{K}{L^2} \sqrt{\frac{gEb}{\varpi b + (\frac{a}{e})\varpi}}$$

Avec :

M : facteur de fixation (les barreaux étant soudé sur les appuis, ils seront considérés comme encastré = 3.6)

K : rayon de giration de la section transversal du barreau par rapport à un axe parallèle à la vitesse courant (pour une section rectangulaire k= 0.026)

L : distance entre les appuis des barreaux L= 0.6 m

Eb et ϖb : module d'élasticité et poids spécifique des matériaux des barreaux

Puisque les barreaux sont en acier (Eb = $2.1 * 10^{11}$ N/m^2 ; ϖb = 78000 N/m^3)

ϖ : poids spécifique du fluide, $\varpi = 10000\ N/m^3$)

A.N :

f_b = 1086.36 Hz

Commentaire :

$f_b >> f_t$ la condition de stabilité des barreaux est vérifié.

Conclusion :

La grille de protection sera une grille en acier constitué de barreau avec un espacement de 60 cm, l'épaisseur du barreau 15 cm

- **Batardeau :**

Un batardeau unique aux mêmes dimensions que les grilles pour obturer l'un des trois orifices en cas de réparation ou d'entretien. Il est dimensionné pour résister à la pleine charge amont

IV.1.2. Vannes de garde wagon :

Tableau IV. 1:caractéristiques de vannes de garde wagon

Type	Vanne wagon
Nombre	3
Largeur du pertuis	1.00 m
Hauteur à obturer	1.50 m
Cote du radier	Prise 1 : 1207 m NGA Prise 2 : 1212 m NGA Prise 3 : 1217 m NGA
Cote de plateforme de manœuvre	1225.00 m NGA
Cote de la retenue : - **Normal RN** - **Exceptionnelle PHEE**	 1218.59 m NGA 1222.39 m NGA
Moyen de manœuvre	Servomoteur à simple effet

IV.1.3 Conduites en acier :

Deux conduites en acier pour l'AEP et l'irrigation, de diamètre Ø 500 prennent leur origines au niveau de la tour de prise à la base du puits commun aux 3 prises et traversent le tunnel de dérivation d'amont en aval plus bifurquent à l'extérieur vers la chambre de vanne avale.

IV.1.4 Vannes papillon de contrôle :

- **Caractéristiques**

Tableau IV. 2: caractéristiques des vannes papillon de contrôle

Type de matériel	Vanne papillon
Nombre	2
Cote de l'axe de la vanne	1169.00m NGA
Diamètre nominale	500 mm
Mode d'écoulement	En charge

- **Conditions de fonctionnements :**

✓ Motorisée, avec volant pour manœuvre manuelle
✓ Commande local depuis la chambre à (1168 .00)

IV.1.5 : Equipements auxiliaires

- **Pont roulant de la tour de prise :**

Sera utilisé dans la partie supérieure de la tour de prise. Il servira à manutentionner l'ensemble des équipements installés à l'intérieur de la tour de prise. Il doit être dimensionné pour une charge 1.5 fois la charge la plus lourde à déplacer.

- **Chariot de transbordement :**

Un chariot sur rails pour le transbordement du matériel à travers la passerelle d'accès à la tour de prise d'eau. Il doit être dimensionné pour une charge 1.5 fois la charge la plus lourde à déplacer.

IV.1.6 Pieces de rechange :

- **Les pièces de rechange de sécurité**

  Sont celles qu'il parait utile d'avoir à sa disposition dès la mise en service des équipements pour parer dans les délai les plus courts aux défaillances du matériel et éviter une interruption prolongé du fonctionnement

- **Les pièces de rechange d'usure**

IV.1.7 Autre fourniture :

- **Pompes d'exhaure pour la galerie d'injection**

Au point le plus bas de galerie d'injection est installé un puisard qui contient les équipements de relevage des eaux de drainage

- **Mesure et indication du niveau de la retenue :**

La mesure du niveau de la retenue sera assurée par un dispositif éprouvé offrant une précision inférieure au centimètre. Il sera prévu pour mesurer les niveau entre les cotes (1198.00 m NGA) et (1224 mNGA)

L'enregistrement des niveaux sera fait de façon continue.

IV.2 Vidange de fond :

IV.2.1 Vanne de garde :

- **Rôle :**

Le vanne de garde est conçu pour les fonction suivantes :

- ✓ Vanne d'isolement séparant la retenue du pertuis pendant les inspections et les travaux d'entretien
- ✓ Vanne de sécurité coupant le débit maximal en cas de non fonctionnement de la vanne de réglage bloquée en position ouverte

Cette vanne est normalement maintenue grande ouverte. Elle se ferme sous l'action de son propre poids et d'ouvre à l'aide d'un servomoteur à huile à simple effet

- **Caractéristiques :**

Type de matériel	Vanne wagon
Nombre	Une
Largeur du pertuis	1.00 m
Débit maximal à couper	28.08 m^3/s
Moyen de manœuvre	Servomoteur à simple effet

- **Commande :**

Le dispositif de commande assure :

- ✓ Ouverture et fermeture en milieu équilibré.
- ✓ L'interdiction d'ouverture si la vanne de réglage n'est pas fermée
- ✓ L'interdiction d'ouvrir la vanne de réglage si la vanne de garde n'est pas ouverte
- ✓ La fermeture automatique dans le cas 'vanne déroute'
- ✓ Une signalisation de position : fermé, ouverture partielle, ouverture totale

La commande de la vanne de garde, la signalisation de position ainsi que des défauts regroupés concernant cette vanne, devront être renvoyées à la chambre de contrôle générales située à l'aval.

IV.2.2 Vanne de réglage du débit :

Cette vanne assure l'ouverture et la fermeture normale du pertuis et le réglage du débit en période de vidange

IV.2.3 By-pass de dévasement

Les deux by-pass de la vanne de réglage assurent le dévasement de la retenue par soutirage d'un courant de densité et comprend :

- ✓ Une grille à barreaux horizontaux, légèrement en éventail de 1.00 m de longueur et de 0.50 m de hauteur
- ✓ Une transition rectangle rond coudé et chaudronnée
- ✓ Une tuyauterie de D=300 mm et d'environ 3m de longueur
- ✓ Une vanne de garde et une banne de réglage. Les deux vannes doivent pouvoir être commandées manuellement par un moteur électrique et comportent un joint de démontage
- ✓ Un convergent à l'extérieur aval remmenant le diamètre de 250 mm.

Chapitre V :

Devis Estimatif et Quantitatif des ouvrages annexes

V.1 Dérivation provisoire en tunnel et bassin d'amortissement :

Le cout du tunnel comprend les portails amont et aval, les travaux souterrains et le bassin de dissipation. :

- **Calcul cout d'excavation :**

Le volume à excaver est donné par l'expression : **V= S.L**

Avec :

L : longueur de la galerie

S : section excavée ;

$$\mathbf{S} = \frac{\boldsymbol{Bf+Bh}}{\mathbf{2}} * \boldsymbol{ht}$$

Où :

Bf : largeur de fond

Bh : largeur en haut

Htot : la hauteur

- **Calcul du volume du béton et son cout :**

Le volume du béton nécessaire pour la construction est donné par :

$$V = S*L$$

Où :

$$\mathbf{S}= \boldsymbol{\pi} \left(\frac{(\boldsymbol{D+e})^{\mathbf{2}}}{\mathbf{4}} - \frac{\boldsymbol{D}^{\mathbf{2}}}{\mathbf{4}}\right)$$

Où :

S : section bétonnée. (m^2)

D : diamètre de la galerie. (m)

e : épaisseur du béton (m)

L : longueur de la galerie (m)

Tableau V. 1: Cout de la Dérivation Provisoire

Nature des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA/U)	Montant (DA)
Excavation-Soutènement				
- Excavation à l'air libre en terrain	m^3	35126	400	14050400
-Excavation en souterrain	m^3	11309.73	7000	79168110
-Fourniture et pose cintres métalliques	Kg	116296	300.75	34976022
-Blindage en acier du tunnel (profilé en U)	Kg	46386	225.75	10471639,5
-Pieux-forage,fourniture et le coulage de béton	ml	2490	34000	84660000
Remblai				
-Remblai derrière les ouvrages en béton	m^3	950	300.25	285237.5
Béton				
-Tunnel de dérivation et bétonnage de la galerie de vidange de fond	m^3	16964,60	24000	33929200
Coffrage + Armature				
-Coffrage	m^2	7146	3400	24296400
-Armature	T T ml			53154832
Cout total pour la dérivation **223326171,50 DA**				

V.2 Tour de prise + Passerelle d'accès :

Tableau V. 2: Cout de la Tour de Prise

Nature des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA/U)	Montant (DA)
Béton				
Béton à l'aire libre	m^3	1750	24000	42000000
Coffrage + Armature				

Coffrage plan	m^2	540	3400	1836000
Coffrage cylindrique à l'extérieur	m^2	950	4200	3990000
Armature Acier à haute adhérence et haute résistance	T	230	82000	18860000
Cout total pour la Tour de prise : 66686000,00 DA				

Tableau V. 3: Cout de la Passerelle d'accès à la Tour de Prise

Nature des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA/U)	Montant (DA)
Excavation-Soutènement				
- Excavation à l'air libre en terrain	m^3	300.5	400	120200
Béton				
Béton à l'air libre	m^3	400	24000	9600000
Remblai				
Remblai en alluvion	m^3	1344.175	320	430136
Coffrage + Armature				
-Coffrage plan	m^2	1130	3400	3842000
- Armature Acier à haute adhérence et haute résistance	T	40	82000	3280000
Cout total pour la Passerelle d'accès : 17272336 DA				

V.3 Résultats de devis estimatif :

Tableau V. 4: Résultats de devis estimatif

Dérivation, Vidange de fond et Tour de prise d'eau				
Désignation des travaux	**Unité**	**Quantité**	**Prix (DA)**	**Montrant (DA)**
Total terrassements généraux	/	/	/	93338710

Total travaux de remblai	/	/	/	715373.5
Total travaux de béton et ferraillage et coffrage	/	/	/	194788432
Conduite métallique Ø 500	ml	800	80000	64000000
Isolation hydrofuge des conduites	ml	900	250	225000
Vanne batardeau principale	U	1	75000	75000
Vanne de garde pour la vidange de fond	U	1	900000	900000
Grille	U	3	4500	4500
Cout total pour le batardeau				**43961989,12 Da**
Montant Totale 398009005 DA				

Conclusion :

La valeur trouvée est appelée le prix de construction, pout aboutir au cout total il faut ajouter les charges suivantes :

- 17 % les installations de chantier et travaux préparatoire.
- 6 % les frais administratifs
- 13% les frais d'ingénierie

Tableau V. 5: Cout totale des ouvrages annexe + batardeau

Désignation	Prix (DA)
Prix de construction	398009005
Les installations de chantier et travaux préparatoire	67661530.85
Les frais administratifs	23880540.3
Les frais d'ingénierie	51741170.65
COUT TOTALE **541292246.42 DA**	

Pendant la réalisation, il peut y avoir des conditions spéciales peuvent augmenter le coût de réalisation de l'ouvrage à savoir :

• Des travaux supplémentaires qui peuvent ressortir ;

• Une élévation de coût des matériaux de construction.

Chapitre VI :
Organisation de chantier

VI.1 Introduction

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possibles d'un projet ou d'un travail quelconque. Cette organisation consiste à définir et coordonner les moyens nécessaires à la réalisation de l'œuvre tout en restant fidèle aux directives générales imposées par le maître de l'ouvrage. Ces directives générales se résument dans certains éléments qui sont : la rapidité, l'économie et la qualité (qui aboutissent à l'élaboration d'une certaine économie). Organiser un chantier revient donc à prendre toutes mesures pour que la réalisation du projet se face :

- En conformité avec les plans établis ;
- De bonne qualité ;
- Aux moindres délais ; -
- Aux moindres coûts ;
- Sans accidents humains.

Le tiercé qualité-économie-rapidité demeure l'ossature et l'objectif à atteindre pour une bonne organisation de l'exécution d'un projet.

VI.2 Organisation technique et données préparatoire :

Quel que soit sa dimension, une entreprise reste toujours soumise au même impératif qui consiste à utiliser pleinement son potentiel de main d'œuvre et de matériel. La ventilation du personnel et des engins s'envisage alors dans les meilleures conditions en essayant de les laisser le plus longtemps possible en continuité de travail sur les mêmes lieux.

A toute commande se rattachent des éléments permettant d'organiser la conduite du chantier à la suite d'une sérieuse réflexion. Ceux-ci correspondent au volume des travaux, au délai et aux conditions de leur exécution.

Leur connaissance permet au technicien de prévoir :

- Les éventuelles installations pour définir le lieu et les emplacements de tout ce qui est nécessaires au bon déroulement des travaux ;
- Les transports pour l'approvisionnement et pour le fonctionnement ;
- Le programme d'exécution pour déterminer les durées de réalisation de chaque nature d'ouvrage en fonction de son importance et des moyens utilisés.

VI.3 Les principaux intervenants sur chantier :

Les métiers de construction en tout genre sont des métiers de contact : le travail de chacun contribue à l'avancée du chantier. On distingue plusieurs personnes qui interviennent à différentes phases du chantier :

a) Maitre de l'ouvrage :

Le maître de l'ouvrage (privé ou public) est le propriétaire de l'ouvrage. Son but est d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages.

b) **Maitre d'œuvre :**

Il est chargé par le maître de l'ouvrage de diriger l'exécution du marché et de proposer la réception et le règlement des travaux.

c) L'entrepreneur

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

VII.4 Travaux préparatoires et installation de chantier :

- **Installations destinées au personnel :**

La conception d'un cantonnement diffère selon la nature du chantier et sa complexité, le nombre de ces derniers varies d'un type de chantier et la construction d'un barrage appartient au type 3 (Chantier de plus de 4 mois quel que soit l'effectif) donc il doit disposer de :

- Bureaux de chantier,
- Abris,
- Local aéré, éclairé, chauffé en saison froide. Local avec armoires (surface minimum du local > 1,25 m² par personne).
- Repas et matériel de réfectoire
- Eau pour la boisson : eau potable fraîche > 3 litres par jour et par travailleur.
- Eau pour la toilette en quantité suffisante. Potable sauf impossibilité.
- Lavabos pour la toilette : 1 orifice au moins pour 5 travailleurs.
- Local avec lavabos : un lavabo pour 10 personnes au plus.
- Douches obligatoires pour tous travaux salissants : 1 pour 8 personnes.
- Infirmerie et espace de secoure.

- **Installations destinées au stockage des matériaux :**

Stocker les matériaux, éléments préfabriqués et matériels avant leur utilisation, Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et la faciliter de dosage du béton, et les aciers dans des baraquements, hangars afin d'éviter leur oxydation. Il doit être proche des accès et protégée (vols de matériaux)

- **Installations destinées à la réparation des engins** :

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

- **Installation destinée pour la préfabrication :**

Proche de l'ouvrage à construire et son rôle est pré-façonnage des ouvrages élémentaires fabrication de coffrages (bois), fabrication de granulats

- **Travaux de réalisation :**

✓ **Implantation des ouvrages sur chantier :**

Ou appelé autrement le piquetage, on peut la considérer la tâche la plus importante dans les travaux, c'est la matérialisation de l'ouvrage (ainsi que ses annexes et les installations cités précédemment) par des piquets sur terrain.

Il y'a 2 types de piquetage :

-Piquetage principal : concerne les axes de l'ouvrage

-Piquetage secondaire : (ou complémentaire) concerne les bords de l'ouvrage (ou le contour).

- **Travaux de terrassements :**

Le **terrassement** est le travail consistant à déplacer des quantités importantes de matériaux (sols, roches, sous-produits, etc.). Le remaniement des terrains naturels entraîne une modification généralement définitive de la topographie et du paysage, en créant des ouvrages en terre soit en remblai soit en déblai.

Les travaux de terrassement sont basés sur trois actions principales : l'extraction, le transport, la mise en œuvre. Il peut exister des travaux de grandes ampleurs (travaux routiers, aménagements de plateformes, travaux ferroviaires ou fluviaux, etc.) ou légers (tranchées de réseaux enterrés, aménagements de maisons individuelles, drains, etc.).

- **Travaux d'excavations :**

Une excavation regroupe toutes les activités relatives au creusement d'une fosse, d'une cavité ou d'une tranchée afin d'avoir une base solide qui pourra recevoir la nouvelle construction. Ce procédé de préparation de terrain est composé de décapage, du nivelage et du compactage, mais dont les techniques sont appropriées aux caractéristiques et aux types de sol.

- **Travails secondaires :**

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- L'aménagement de la zone d'emprunt.
- Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- Reboisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage.

VII.5 Les moyen du chantier

A- Les moyens humains :

On distingue plusieurs personnes qui interviennent à différentes phases du chantier :

- Le géotechnicien
- Conducteur de travaux
- Chef de chantier
- Ouvrier
- Topographe
- Géologue
- Coffreurs
- Responsable de la sécurité…….

B- Les outils de travail :

- **Les engins de terrassements :**

Ils existent de nombreux engins pour le terrassement comme : les bulldozers, le chargeur, la mini chargeuse, le dumper, la pelleteuse ou encore la mini pelle.

- **Le matériel de bétonnage :**

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur, tour de prise, canal de dérivation…)

Jeux de coffrage glissant. Camion grue. Pompe à béton. Camion malaxeur

VI.5 Planification :

VI.5.1 Définition :

Le planning est une fonction d'ordonnancement qui a pour mission de :

- Préparer le travail.
- Organiser.
- Programmer.
- Lancer.

VI.5.2 Attribution des dures de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressource (humain et matériels)
- Dimensions du projet

D'où la formule :

$$T = \frac{Q * N}{n}$$

Q : quantité de travail

N : Rendement

n : Nombre d'équipe

VI.5.3 Délai de construction et programmes des travaux :

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en compte tenu du temps de réalisation de chacune des opérations qui le compose, sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement.

La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes taches c'est-adire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens matériels pour assurer certaines exigences, qui sont :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;

- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération ;

- Exécution du travail le plus économiquement possible ;

Le programme d'exécution des travaux est basé sur les suppositions suivantes : • Un délai de 2 mois pour la mobilisation de l'entreprise et l'installation du chantier. • - La dérivation de l'oued commencera au début de première année. • - Rythme des travaux : o Excavations pour la fondation du barrage : 10 000 $m3/\ mois$. o Béton en masse : 10 000 $m3/\ moi$

VI.5.4 Symbol des différentes opérations :

Les symboles des opérations sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 1: Symbol des différentes opérations

Travaux	Opération	Duré (mois)
Installation de chantier et accès Routier	A	6
Travaux de terrassement rives et lit d l'oued	B	2
Tunnel de dérivation	C	3
Construction des Batardeau	D	5
Digue (excavation + recharges)	E	17
Evacuateur de crue (Tulipe) excavation + construction	F	9
Bassin d'amortissement et excavation canal de fuite	G	4
Tour de prise et vidange de fond	H	6
Passerelle d'accès a la tour de prise	I	4

Equipement hydromécanique	J	1
Travaux de finition et de mise en eau	K	4

VI.5.2 Technique de planification :

Il existe Trois principales méthodes de planification à savoir :

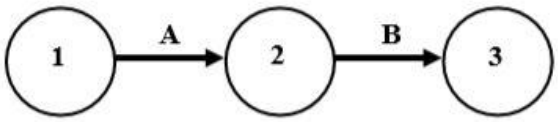
1-Méthode basée sur le réseau ou méthode C.P.M.
2- Méthode basée sur le tableau.
3- Méthode basée sur le graphique (diagramme de Gantt) ou méthode des barres.

VI.5..2.1 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

- Réseau à flèches :

L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé « nœud ».



- Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération (*B*) ne peut commencer que si l'opération (*A*) est complètement achevée

- **Construction du réseau**

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

o Établissement d'une liste des tâches : il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

o Détermination des tâches antérieures : après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau, car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

o Construction des graphes partiels.

o Regroupement des graphes partiels.

o Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.

o Construction du réseau.

- **Méthode C.P.M (Méthode du Chemin Critique)**

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2éme phase : analysé systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue.

3éme phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise

- **Les paramètres de méthode**

Sont comme suit :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation

DCP : date de commencement au plus tôt

DCPP : Date de commencement au plus tard

DFP : date de finition au plus tôt

DFPP : date de finition au plus tard

MT : marge totale

et :

DFP = DCP + TR

DCPP = DFPP – TR

- **Chemin critique (C.C) :**

C’est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0)

TR = $\sum 6 + 2 + 3 + 5 + 17 + 4$ = 37 mois

Chemin Critique

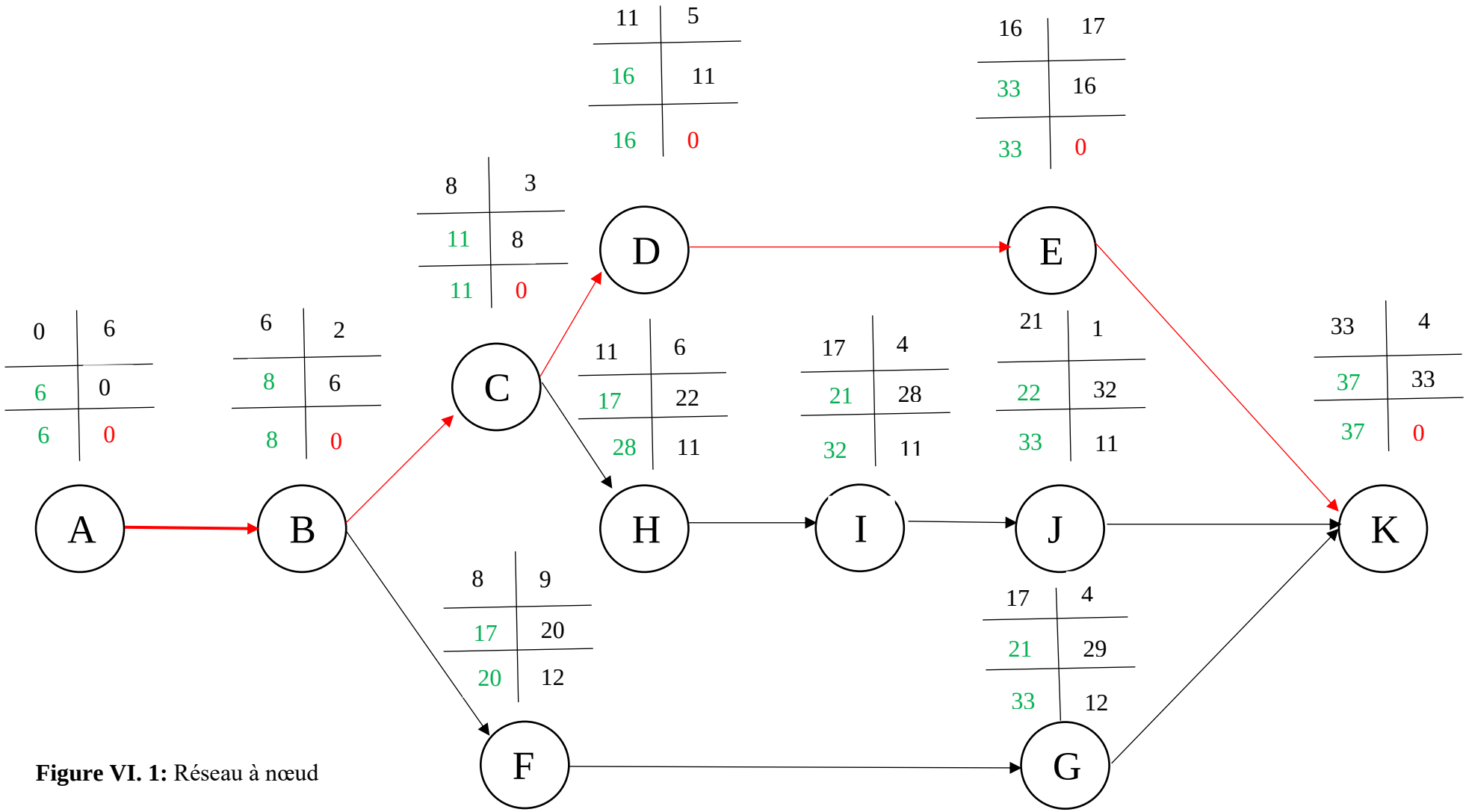


Figure VI. 1: Réseau à nœud

VI.5..2.2 Méthode du tableau

Il s'agit de faire le calcul en utilisant un tableau conçu pour le calcul de la durée du projet et la définition du chemin critique. Elle s'applique à base du réseau à flèche.

Les résultats de calcul par cette méthode sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau VI. 2: Méthode du tableau

Opération	TR	DP		DFP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	6	0	6	0	6	**0**
B	2	6	8	6	8	**0**
C	3	8	11	8	11	**0**
D	5	11	16	11	16	**0**
E	17	16	33	16	33	**0**
F	9	8	17	20	29	12
G	4	17	21	29	33	12
H	6	11	17	22	28	11
I	4	17	21	28	32	11
J	1	21	23	32	33	10
K	4	33	37	33	37	**0**

Et on trouve le même résultat avec la méthode précédente

VI.5..2.2 Méthode des barres (Diagrammes de GANTT)

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux afin de planifier avec le diagramme à barres.

Les taches sont mentionnées dans ligne, et la durée de chaque tâche est représenté par une barre (dessinée à l'échelle) tel que la longueur correspond à sa durée réelle, en respectant la date de début et de fin de cette tâche.

Le diagramme de GANTT est représenté dans la figure suivante.

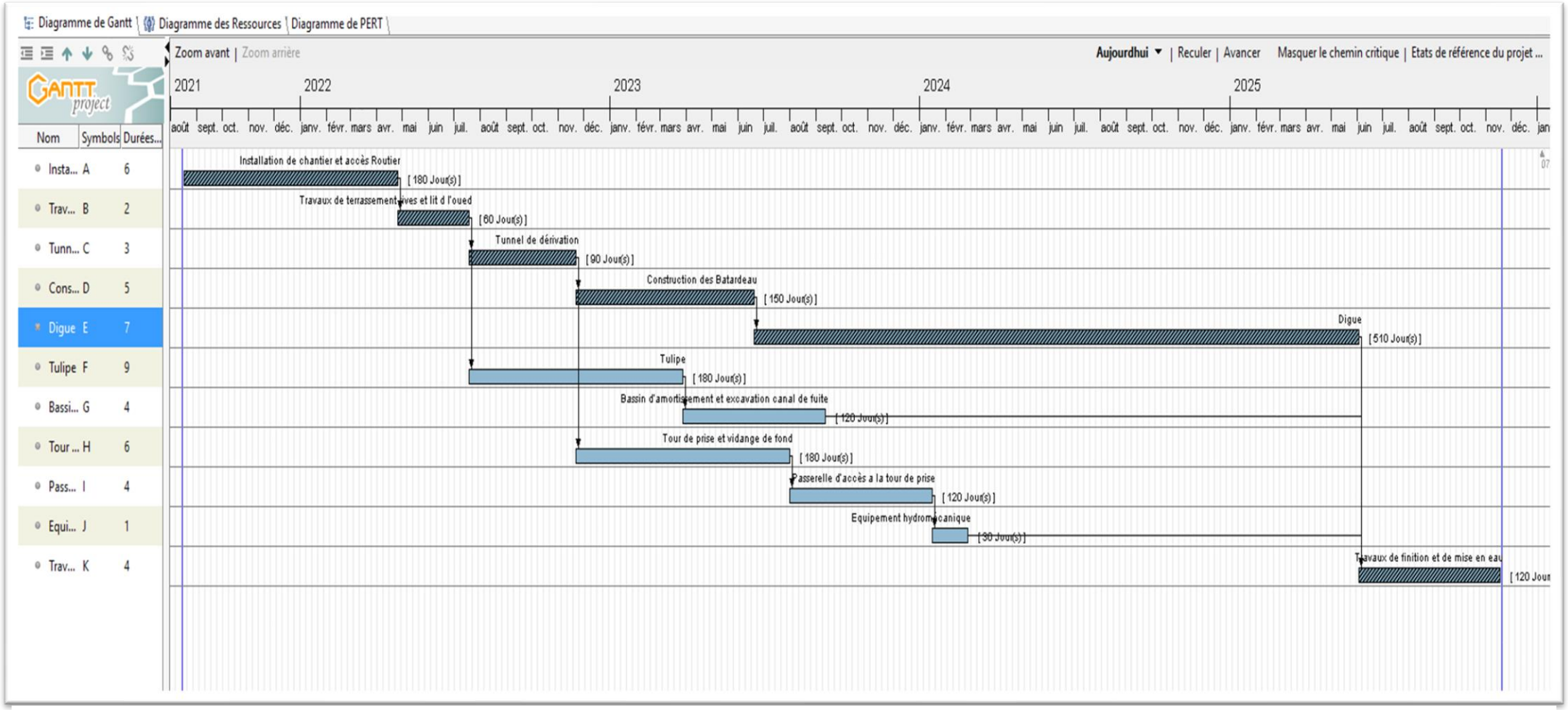


Figure VI. 2: Le diagramme de GANTT

Chapitre VII :
Protection et sécurité de Travail

VII.1 INTRODUCTION

Pendant très longtemps les gestionnaires d'entreprises ont considéré les travailleurs comme des personnes recrutées pour exécuter un certain nombre de taches, ignorant les aspirations des hommes dans le monde du travail. En effet, au début de la révolution industrielle, l'entreprise était définie comme une entité mobilisant des facteurs de production en vue de réaliser un bénéfice donc un revenu supérieur aux coûts des facteurs utilisés dont le travail qui était considéré comme une marchandise interchangeable et prise à part de la personne qui la fournit. C'était la conception de « l'homme économique » ou « homme robot » Ces dernières décennies, la gestion des ressources humaines a considérablement évolué. Si à l'origine les syndicats ont mené une lutte acharnée pour rendre humaines les conditions de travail, celle-ci s'est vite transformée en lutte de prévention sociale. Aujourd'hui, le travailleur est intégré au sein de l'entreprise comme un élément fondamental nécessitant plus de protection. De nombreux pays ont adopté des législations spécifiques qui ont pour objet l'élimination à la source des risques pour la santé, la sécurité et l'intégrité physique et mentale des travailleurs. En Algérie la loi n°88/07 du 26 janvier 1988 relative à l'hygiène, la sécurité et la médecine du travail et le décret n° 93/120 du 15 mai 1993 relatif à l'organisation de la médecine du travail mettent l'accent sur la prévention des risques professionnels Néanmoins, malgré les différentes mesures préventives prises de par le monde, les risques professionnels demeurent très élevés, en effet :

- **Dans le monde :**

Selon le BIT et l'OMS (journée mondiale pour la santé au travail du 28 avril 20019, il se produit chaque année :

-268 millions d'accidents du travail dont 2,2 millions d'accidents mortels soit

- 8 333 décès / jour

-17 décès / minute

- 160 millions de nouveaux cas de maladies professionnelles.

Il est à noter qu'il se produit dans le monde 50 millions de décès par an Les décès consécutifs aux accidents du travail représentent 1,2%.

Le nombre de décès liés au travail dépasserait le nombre des décès par accidents de la route évalué à 1,2 millions par an soit en moyenne 3287 par jour.

- **En Algérie :**

Durant les cinq dernières années les moyennes enregistrées sont de Cinquante milles (50 000) accidents par an dont :

- 5 000 accidents graves consolidant avec une incapacité permanente de travail qui peut être partielle ou totale (IPP OU IPT) dont 50% relèvent du secteur de construction et chantier en tout genre
- 900 accidents mortels par an

VII.2 Causes des accidents de travail :

- **Causes humaines**

Ces causes peuvent être dû à :

- La manipulation répétitive de charges lourdes et, d'autre part, par un manque de connaissances en matière de gestes et postures à adopter**.**
- Un faux sentiment de sécurité comme Le fait de se trouver dans un engin.
- Activités d'apparence banale sont potentiellement dangereuses (négligence)
- Choisir la solution la plus facile en négligent non seulement la sécurité mais aussi l'efficacité
- Une baisse de vigilance du a la fatigue ou autre provoque une augmentation importante du risque d'accident

- **Causes techniques :**

- Les mauvaises conditions de travail.
- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage. –
- Le manque d'éclairage**.**

VII.3 CONDITIONS DANGEREUSES DANS LE CHANTIER

- Trébuchement sur du matériel ;
- Chute de matériaux de déblai ou d'objets sur des travailleurs ;
- Structures instables à proximité, p. ex. d'autres immeubles ;
- Chute de matériaux transportés ou entreposés de façon dangereuse ;
- Atmosphères dangereuses (manque d'oxygène) ; Cordons électriques ;
- Incidents mettant en cause des véhicules ou d'autre équipement mobile ;
- Voies d'accès ou de sortie bloquées ;
- Barricades inadéquates dans le chantier ou mauvaise délimitation du lieu de travail ;
- Utilisation non sécuritaire d'appareils de chauffage.

VII.4 Action dangereuse :

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement. –
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle. - Imprudence durant le travail.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Adopter une position non sure
- Travaille dans une altitude inappropriée - Mauvaise utilisation d'un outillage

VII.5 Mesure préventives :

- **Constructeur**

- Veiller à ce que les mesures et procédures en matière de santé et sécurité au travail exigées par la loi soient appliquées dans un chantier ;
- Veiller à ce que chaque employeur et chaque travailleur d'un chantier se conforment à la Loi et à ses règlements d'application ;
- Faire en sorte que la santé et la sécurité des travailleurs d'un chantier soient protégées ;
- Veiller à ce que chaque travailleur potentiel reçoive un exemplaire de la liste de tout produit désigné présent et une description détaillée du travail à réaliser avant la conclusion d'un contrat relatif à des travaux pour le chantier ;
- Désigner un superviseur pour chaque chantier où cinq travailleurs ou plus sont présents en même temps.

- **Employeurs**

- Prendre toutes les précautions raisonnables dans les circonstances pour assurer la protection des travailleurs, notamment contre des risques comme le bruit, les dangers aériens, les substances désignées (p. ex. plomb, silice, amiante) ;
- Fournir l'équipement, les matériaux et les dispositifs de protection et voir à ce qu'ils soient utilisés et gardés en bon état ;
- Veiller à ce qu'il y ait un délégué à la santé et à la sécurité ou un comité mixte sur la santé et la sécurité au travail, au besoin ;
- Faire en sorte que les travailleurs reçoivent l'information, les directives et la supervision nécessaires pour protéger leur santé et leur sécurité ;
- Voir à ce que les travailleurs portent l'équipement de protection individuel et reçoivent la formation sur son utilisation et ses limites ;
- Etablir et revoir, au moins une fois par année, une politique de santé et sécurité au travail et élaborer et tenir à jour un programme d'application de cette politique si le lieu de travail compte plus de cinq travailleurs ;
- Afficher la Loi dans le lieu de travail ;
- Signaler les blessures, les maladies et les maladies professionnelles conformément aux exigences de la Loi ;
- Fournir de la formation, des étiquettes et des fiches signalétiques pour les produits contrôlés dans le cadre du Système d'information sur les matières dangereuses utilisées au travail (SIMDUT);
- Etablir des programmes de contrôle lorsque des substances désignées sont employées ;

- **Superviseur :**

Le superviseur doit notamment :

- Veiller à ce que les travailleurs fassent leur travail en respectant la Loi et ses règlements d'application ;
- Voir à ce que l'équipement et les dispositifs et vêtements de protection exigés par l'employeur soient utilisés par les travailleurs ;
- Aviser les travailleurs de tout danger réel ou potentiel pour leur santé ou leur sécurité dont il connaît l'existence ;
- Dans les cas où s'est exigé, donner aux travailleurs des directives écrites concernant les mesures et les procédures à appliquer pour leur protection ;
- Prendre toutes les précautions raisonnables dans les circonstances pour protéger les travailleurs.

- **Travailleur**

Le travailleur a entre autres les obligations suivantes :

- Accomplir son travail en respectant la Loi et ses règlements ;
- Signaler tout danger dans le lieu de travail et toute violation de la Loi au
- Superviseur ou à l'employeur ;
- Utiliser l'équipement et les dispositifs et vêtements de protection exigés par l'employeur.

Le travailleur doit aussi bien connaître les droits que lui confère la Loi, comme le droit de refuser de faire un travail dangereux et le droit de savoir.

VII.6 Calcul de débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel

Pour cela il y a trois méthodes :

A) Méthode du débit d'alimentation minimum :

On suppose, dans cette méthode très simpliste, que chaque ouvrier consomme $30m^3$ d'air frais ; d'où le débit global est :

$$\mathbf{Q = A_m.N}$$

Avec :

Am : Taux minimum d'aire frais = 30 m3/h ;

N : Nombre de personne se trouve au niveau d'endroit entier

B) Méthode du taux de ventilation :

Elle tient compte du volume de l'espace à aérer. D'où : Q = K.V

tel que :

K : Coefficient du taux de renouvellement ;

V : Volume de l'ouvrage a aérai.

C) Méthode de calcul par les accroissements de chaleur :

Elle tient compte de tous les facteurs influençant sur l'aération des ouvrages comme :

- Accroissement de chaleur dû au réchauffement des murs.
- Accroissement de chaleur dû au soleil traversant les fenêtres.
- Accroissement de chaleur dû au réchauffement des toits.
- Accroissement de chaleur dû à tous appareils électriques.
- Accroissement de chaleur dû au travailleur à l'intérieur.

D'où :

$$Q = \frac{\Sigma L}{0.288\ (ti - te)}$$

Avec :

- [(ti-te)< 3°C]

-ΣL : Somme des accroissements de chaleur ;

- ti : Température intérieure (°C) ;

- te : Température extérieure (°C).

Etapes de calcul :

- **Accroissement de chaleur dû au réchauffement des murs**

$$\mathbf{Lmur = \beta_m \ . S}$$

Avec :

β_m: Coefficient d'accroissement de chaleur des murs, dépendant du matériau de construction du mur, son épaisseur et son exposition au soleil ;

S : Surface du mur (m2).

- **Accroissement de chaleur dû au soleil traversant les fenêtres :**

$$\mathbf{Lf = \beta_f \ . S}$$

Avec :

β_f: Coefficient d'accroissement de chaleur des fenêtres ; S : Surface des fenêtres (m2).

- **Accroissement de chaleur dû au réchauffement des toits :**

$$Lt = \gamma t.\ S$$

Avec : γt: Coefficient d'accroissement de chaleur de la toiture ;

S : Surface de la toiture (m2).

- **Accroissement de chaleur dû au travailleur a l'intérieur :**

$$Lp = N.\ \delta$$

Avec :

δ: Coefficient d'accroissement de chaleur dû au travailleur a l'intérieur;

N : nombre de travailleur.

- **Accroissement de chaleur dû à tous appareils électriques :**

$$Lap = \Sigma\ m.\ N$$

Avec :

m : nombre de moteur électrique

n : puissance de moteur électrique

VII.6.1 Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation :

1) Etude de dimensionnement du réseau de ventilation :

Le calcul se fait par la méthode suivante :

- ✓ **Méthode dynamique :**

N°	Désignation	Ouvrage hydrotechnique	Usines et grands bâtiments
1	à l'entrée de la conduite	(4 – 5) m/s	(6 – 8) m/s
2	Conduite principale	(4 – 5) m/s	(6– 12) m/s
3	Canalisations dérivées	(2 – 5) m/s	(3 – 6) m/s
4	Colonnes montantes	(1.5 – 3) m/s	(2 – 4) m/s
5	Pièces spécialisées (coudes …)	(0.5– 2) m/s	(1– 3) m/s

Tableau VII. 1:Méthode Dynamique

- ✓ **Méthode d'équifriction**

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon, elle est prise égale à (2 m/s). Pour notre cas on utilise la méthode dynamique

Etape de calcul :

On la formule donnant la section des canalisations en fonction du débit

$$\mathbf{S\ (m2) = Q / V}$$

Q: Débit d'air (m3/s).

V : Vitesse de circulation d'air dans la conduite. On a encore :

$$\mathbf{Q(m3/s)} = \frac{\boldsymbol{D2 * v *}}{\mathbf{4}}$$

D'où : on peut calculer le diamètre

A.N

N=36 personne , Q = (30 * 36)/3600

Q=0.3 m3/s => D= 0.309 m

D= 3500 mm

CONCLUSION GENERALE

Les résultats des analyses et des investigation exécutées dans le cadre de l'étude de l'avant-projet détaillé du barrage TAGHARIST on permis de tirer les conclusions suivantes :

- ✓ La construction des ouvrages annexes citez précédemment n'implique aucune difficulté technique particulière.
- ✓ Le barrage de TAGHARIST a pour double bute, l'alimentation en eau potable et aussi l'irrigation.
- ✓ La réalisation de barrage TAGHARIST offrira un grand nombre d'emploi dans les secteurs de l'exploitation du barrage, de l'AEP et de l'agriculture, que ça soit à court terme durant la phase de réalisation ou à long terme une fois le barrage en exploitation.
- ✓ L'exécution du projet entrainera des effets négatifs sur l'environnement (la faune et la flore, la privation des viverrins de l'alimentation en eau à partir du fil d'eau de l'oued…etc.), une étude d'impact sur l'environnement est cependant nécessaire pour la proposition des mesures compensatoires.

Le projet du barrage de TAGHARIST est un investissement primordial pour le pays, puisqu'il permettra d'assurer les ressources hydriques nécessaires pour la survie des communautés.

Références bibliographiques

A.N.B.T : Etude d'avant-projet détaillé du Barrage TAGHARIST (Wilaya de KHENCHELA), Mémoire de synthèse.

TOUAIBIA. B (2004) Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.

TOUAIBIA. B. Polycopie de cours de régularisation des débits.

CIGB 1994 « Les crues de projet des barrages : la méthode du Gradex » Bulletin du comité international des grands barrages, 18e congrès CIGB / ICOLD - N° 02, Nov. 1994.

M Mehaiguene; M Meddi; A Longobardi; S Toumi: Low flows quantification and regionalization in North West Algeria.pp 87, 67-76 Année 2012

Mr. ZEOUAL Cours d'ouvrage hydrotechnique 5émé Année ENSH 2020-2021

Procédures Méthodologiques pour l'exécution des études de retenue collinaires et petit barrage

Schleiss, A. J., & Pougatsch, H. (2011). Les barrages : du projet à la mise en service (Vol. 17). Ecole Polytechnique fédérale de Lausanne.

Wili H. Hager & Anton J. Schleiss. (2009). Construction hydraulique, écoulement stationnaires (Vol. 15) Ecole Polytechnique fédérale de Lausanne.

J.M.TINLAND conception actuelle des vidanges de fond des barrages

Mr. BENLAOUKLI Cour management de projet

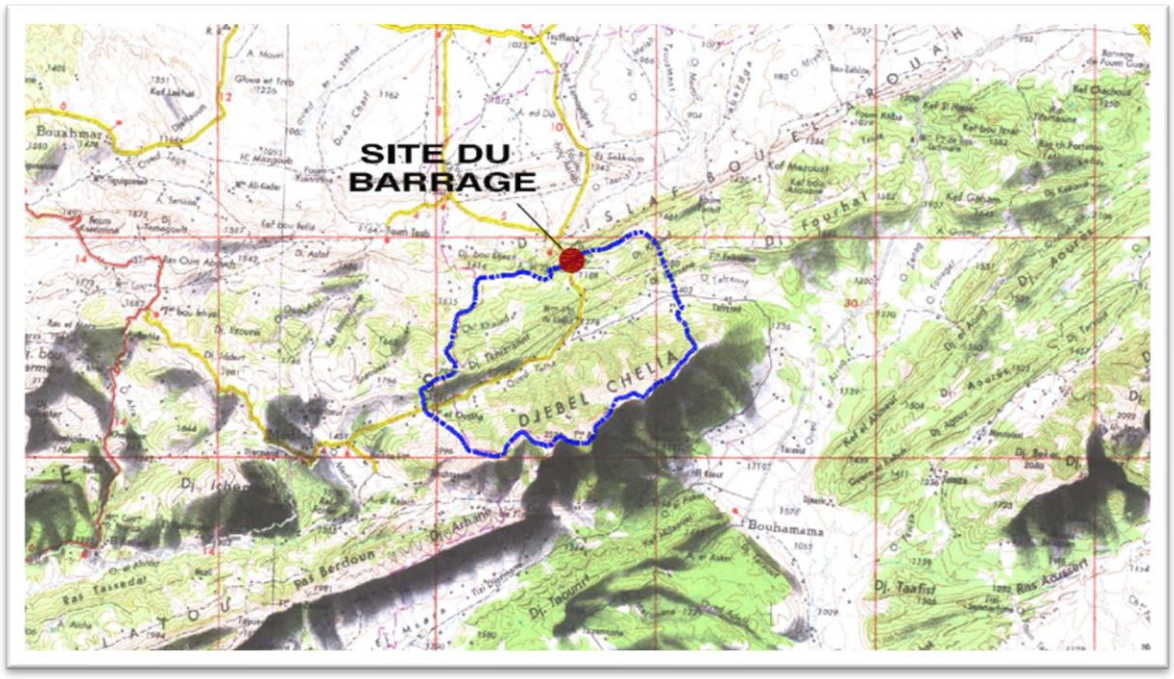
Mr. KAHLERASS. Cour de protection et sécurité de travail. 5émé Année ENSH 2020-2021.

Site Web :

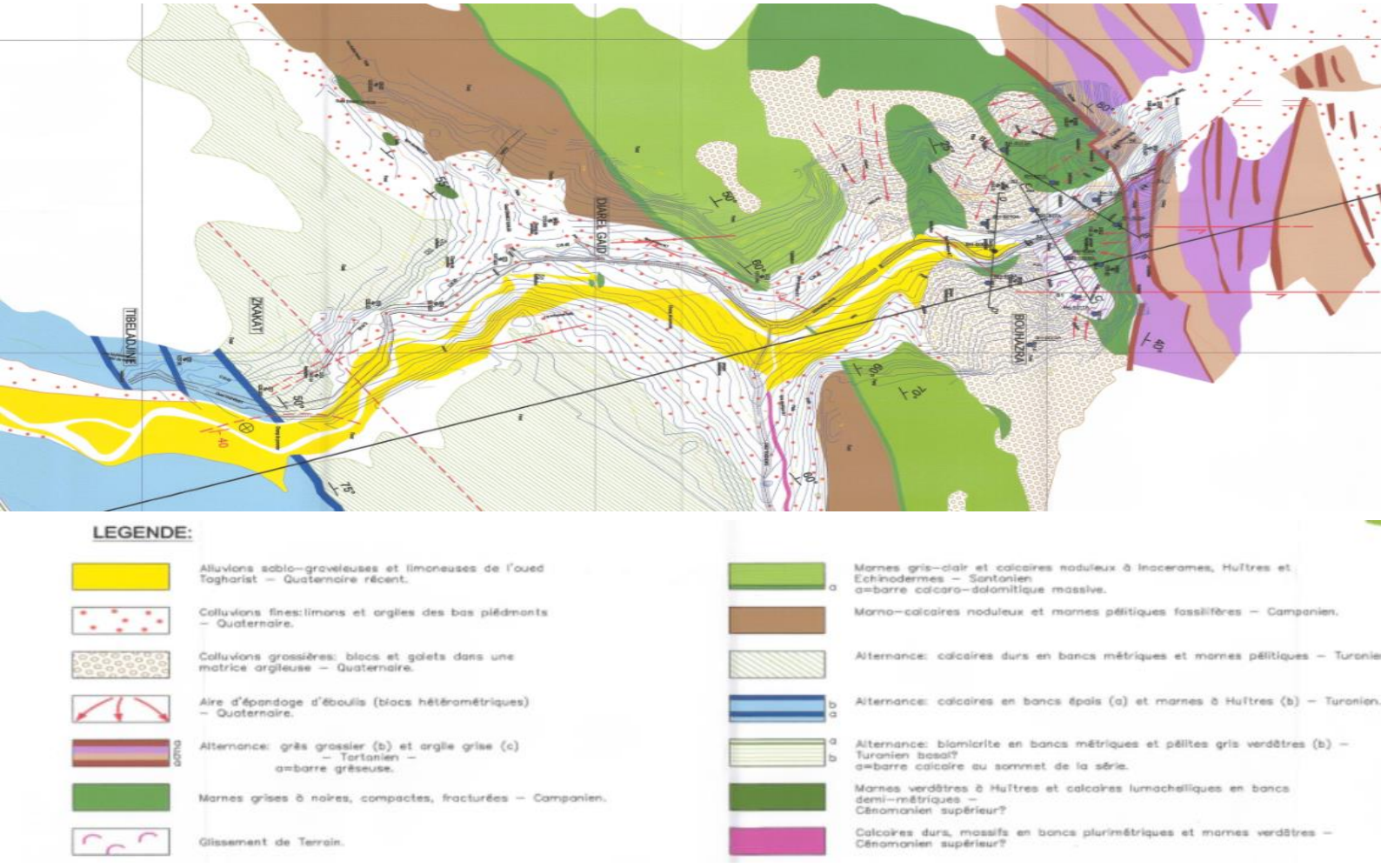
http://hmf.enseeiht.fr/travaux/CD9900/travaux/optsee/bei/g13/pa05.htm

https://earthexplorer.usgs.gov/

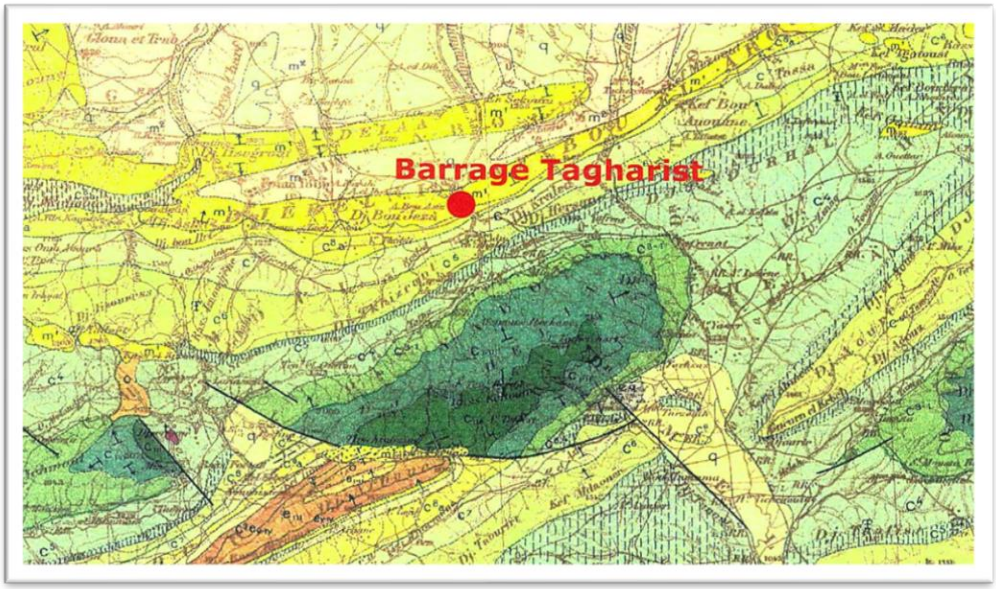
ANNEXE



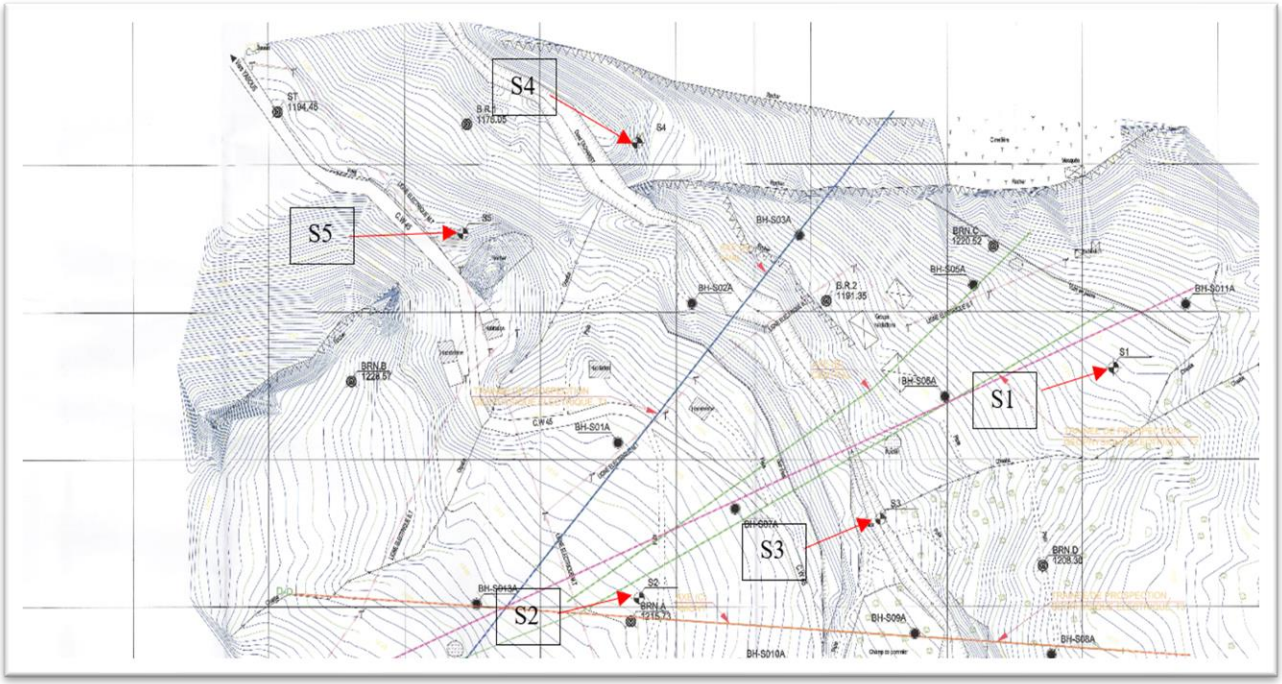
ANNEXE N°I. 2 : Plan topographies de l' emplacement du barrage.



ANNEXE N°I. 3 : Les résultats de l'investigation géologique



ANNEXE N°I. 4: Géologie du site d'implantation du barrage de TAGHARIST



ANNEXE N°I. 5: Emplacements des Sondages

Sondage	Profondeur de prélèvement	Classification								Impuretés		Paramètres physiques			Essais mécaniques			Activité = IP/%Argile
		Granulométrie				Atterberg			Classification USCS						Compression simple, q_u	Cisaillement direct CD		
		Gravier (60 - 2 mm)	Sable (2 - 0,06 mm)	Limon (0,06 - 0,002 mm	Argile (< 0,002 mm)	Limite liquidité, LL	Indice plasticité, IP	Indice de consistance, Ic		Carbonates	Matières Organiques	Poids spécifique, γ_s	Densité, γ	Teneur en eau, w_n		Angle de frottement, Φ	Cohésion, C	
No.	m	%	%	%	%	%	%	%		%	%	g/cm³	t/m³	%	bar	°	bar	%
COLLUVIONS ARGILEUSES																		
S1	5,49-6,00	0	34	40	26	59,2	28,20		OH&MH	43		2,660	1,862			1,78	20	1,1
S2	5,72-6,00	18	28	33	21	50,2	23,46	1,79	CH	17		2,653	1,720	8,14				1,1
MARNES SENONIENNE (CAMPANIEN)																		
S1	21,80-22,26					39,0	20,31		CL			2,645	2,430					
S2	25,46-25,80					38,2	17,40		CL			2,624						
S2	35,03-35,36					43,1	17,30	2,23	CL			2,660	2,395	4,44	1,956			
S3	7,50-7,76	0	28	63	9	39,6	19,80		CL	43		2,645	2,396					2,2
S3	15,00-15,64					40,2	18,44	2,06	CL	51		2,663	2,380	2,13	1,810			
S3	15,00-15,64									41								

ANNEXE N°I. 6: résultats des Essais de la laboratoire (Etude de faisabilité)

Code station : 070604
Nom station : YABOUS
X : 858.45
Y : 239.65
Z : 1200

ANNEXE II. 1: PLUIE MENSUELLE ET Pluie max

	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Annuel
1969													
PJ max (mm)	26	115	0	13	10,3	2	11	47	30	12	0	5	115
Totaux (mm)	86,4	213,1	0	40,4	22,2	2	23,8	166,1	70	12	0	8	644
1970													
PJ max (mm)	6	3,2	0	12	9	40	6,3	0,8	20,7	14,4	0	12	40
Totaux (mm)	8	5,7	0	12	24	43	30,3	0,8	63	16,4	0	12	215,2
1971													
PJ max (mm)	25	5	34	13,9	26,6	9,6	12	34,2	9,1	8	3,6	21,1	34,2
Totaux (mm)	84,7	9	54	26,9	53,9	46,9	94,9	147,6	56,9	23,5	5,4	22,5	626,2
1972													
PJ max (mm)	42,5	35,1	13	9,3	6	8	16	7,2	0	19	0	15,3	42,5
Totaux (mm)	113	61,7	13	22,9	22,8	25,5	110,2	16,3	0	31	0	41,6	458
1973													
PJ max (mm)	11,7	6,2	3,7	60	4,2	8,6	16,9	22	11,6	15,6	16,7	1	60
Totaux (mm)	19,7	13,3	3,8	178,5	8,3	17,5	47,3	52,2	12,8	28,8	19,3	1,5	403
1974													
PJ max (mm)	11,8	44,6	14,8	2,8	16,4	38,7	14,5	33	16	2,5	0,1	8,3	44,6
Totaux (mm)	20,9	47,1	25,3	5,6	35,6	65,2	46,1	67,1	76,2	2,5	0,1	10,2	401,9
1975													
PJ max (mm)	25,8	4,7	48,9	5,7	16,3	9,9	30,7	9,2	13,8	30	9	14	48,9

Totaux (mm)	60,9	8,9	80	11,3	45,6	47,8	197684	52,3	68	65,6	30,8	16,5	571,7
1976													
PJ max (mm)	39,2	8,3	66,3	11,9	7	4	29,2	40,2	40,2	22,2	0	11,6	66,3
Totaux (mm)	81,7	27,5	111	26,1	15,2	4,6	47,5	67,1	75,7	22,2	0	29,3	507,9
1977													
PJ max (mm)	0	1,5	114,5	1,7	2,5	17,3	5,8	4,8	6,7	11,7	0	20,2	114,5
Totaux (mm)	0	1,9	142,4	1,7	6,5	22,3	17,6	7,5	20,2	11,7	0	42,5	274,3
1978													
PJ max (mm)	2,2	21,6	2	1,2	5,3	18,8	3	33	7	13,2	3	0	33
Totaux (mm)	2,6	55,7	2,8	1,8	15,9	61,4	17,7	99,1	21,8	38,8	3	0	320,6
1979													
PJ max (mm)	13	5,2	5,5	8,4	8,2	26,7	41,4	16,2	19,4	5,2	0	0	41,4
Totaux (mm)	73,5	16,5	12,7	14	14,1	47,4	84,2	48,7	70,4	5,2	0	0	386,7
1980													
PJ max (mm)	12,9	0,8	17,1	22,7	1,9	9,7	17,4	11,6	14	33	0		
Totaux (mm)	49,8	0,8	43,8	105	5,1	57,1	46,1	19,8	20,4	53,8	0		
1981													
PJ max (mm)	35,7	8,7	5,7	7,8	21,1	15	7,2	24,4	34	17,3	0,7	4,6	35,7
Totaux (mm)	83,9	15,3	5,7	18,3	49,6	40,3	24,5	103,2	88,2	26,3	0,7	7,5	463,5
1982													
PJ max (mm)	17,2	30,5	78	7,2	1,4	9	8,8	4,3	9,4	9,3	0		
Totaux (mm)	21,2	65,3	153,4	14,6	1,4	17,7	24,4	4,3	11,5	9,3	0		
1983													

PJ max (mm)	0,6	35	3,2	12,7	16,2	41,3	20,5	9,4	1,1	0,5	0	0	41,3
Totaux (mm)	0,6	66,8	3,2	22,9	38,5	75,3	46,8	16,2	1,1	0,5	0	0	271,9
1984													
PJ max (mm)	0,8	56,8	27,2	33,5	11	10,2	21	15,5	43,3	4,4	1,7	0	56,8
Totaux (mm)	0,8	83,6	27,2	53,1	42	10,2	35	15,5	97,6	4,4	1,7	0	371,1
1985													
PJ max (mm)	12	14,5	2,6	3,7	5,2	8,1	50,4	30	15,4	2,5	0	0	50,4
Totaux (mm)	35,2	27,9	2,6	12,2	10,4	13,7	132,9	49,1	26,2	3	0	0	313,2
1986													
PJ max (mm)	19,8	13	23,6	6,5	4	16,5	16,5	2	16,5	8	9	9,8	23,6
Totaux (mm)	35,5	24,2	66,5	28,4	14,1	37,5	22,1	2	46,4	8,4	10,2	19,4	314,7
1987													
PJ max (mm)	9,8	14,8	8	12	9,2	7	9	7,5	21	33,5	0		
Totaux (mm)	18,7	15,8	27	25,4	16	18,5	16,1	18,2	46,3	81,3	0		
1988													
PJ max (mm)	3	5,7	12,2	14	3,1	9,5	13,6	8,8	18,6	12,2	8,2	54,8	54,8
Totaux (mm)	4	10,2	42,8	16,9	6,7	18,4	24,5	27,9	31,7	43,9	12,8	104,1	343,9
1989													
PJ max (mm)	13,8	4,5	10	9	82,1	0	30,7	34	31,8	7,3	2,6	6,5	82,1
Totaux (mm)	35	7	12,2	23,9	167,6	0	70,2	69,4	106,9	11	2,6	23	528,8
1990													
PJ max (mm)	4,2	5,2	15,4	14,2	1,7	5,5	37,4	22,5	15	3,3	8,4	10,5	37,4

Totaux (mm)	9,9	11,4	66,8	40	5,8	19,3	91,8	55,1	29,9	5,8	33,3	14,3	383,4
1991													
PJ max (mm)	9,9	15,1	14,6	8	18,6	17,4	10,7	9,6	40,4	3,5	15,3	14,6	40,4
Totaux (mm)	16,2	45,5	32	17,2	64,9	23,1	56,7	33	84,7	5,9	23,3	14,6	417,1
1992													
PJ max (mm)	24,5	6,7	34,2	31,8	5,3	10,5	25,5	3,4	6,3	2,7	0	2,8	34,2
Totaux (mm)	45,2	11,9	49,3	52,5	10,5	22,6	48	7,2	20,8	4,4	0	5,4	277,8
1993													
PJ max (mm)	8,2	1,1	7,4	13,5	19,3	5,2	36	12,4	1	1,5	5,6	16,6	36
Totaux (mm)	15,2	1,8	10,1	31,4	45,9	8,8	48,1	24,6	1,8	1,5	8,6	38,1	235,9
1994													
PJ max (mm)	13,8	13	4,5	6,5	29,6	1,5	19,4	7,7	2,8	8,5	14,6	4	29,6
Totaux (mm)	42,4	38,7	5,7	15,8	62,5	1,5	69,9	15	2,8	18,7	23,6	10,8	307,4
1995													
PJ max (mm)	16,6	17,8	3	16,6	33,6	52,8	20,1	12,8	2,4	13,4	7,6	4,4	52,8
Totaux (mm)	42,6	38,3	9,8	19,4	71	154,1	75	48,7	5,5	24	16,7	5	510,1
1996													
PJ max (mm)	7,2	0	1,5	5,7	6,8	2,4	5,2	8,2	6,4	1,6	0	27,8	27,8
Totaux (mm)	23,7	0	2,5	13,7	18,2	3,9	8,6	25,5	11,4	2,4	0	28,9	138,8
1997													
PJ max (mm)	20,7	18,5	44	42,3	6,8	14,5	36,2	11,4	27,4	22,6	0,5	2,6	44
Totaux (mm)	47,4	56,3	77,7	61,6	6,8	36,8	48,5	17,5	47,7	24,4	0,5	2,6	427,8
1998													

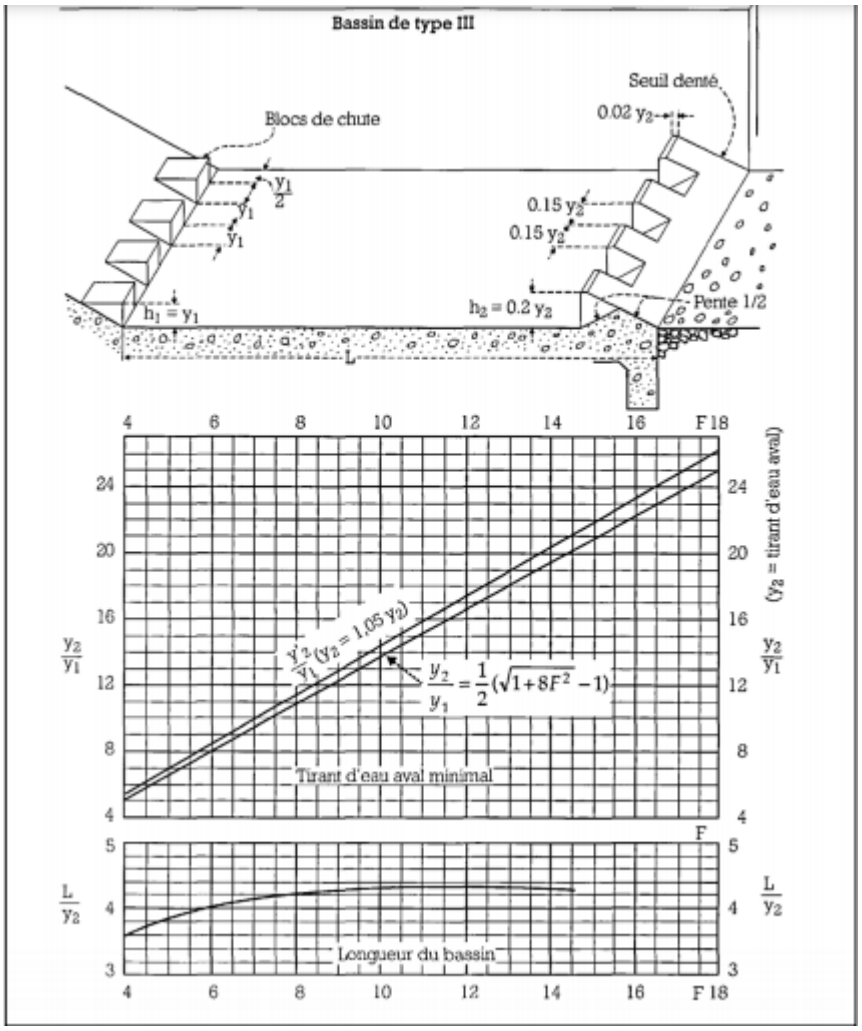
PJ max (mm)	9,5	11,6	14,3	16,8	22,4	9,6	2,4	2,2	12,8	5,2	0	0,2	22,4
Totaux (mm)	15,5	26,6	40,1	25,6	78,5	24,6	11,3	2,8	18,3	9,4	0	0,2	252,9
1999													
PJ max (mm)	6,4	3,5	18,8	27,6	6,8	2	2,6	2	16,4	11,5	0	5	27,6
Totaux (mm)	16,4	6,5	80,3	95,9	12,2	4,4	10	2,5	46,6	23,5	0	5	303,3
2000													
PJ max (mm)	8,6	4,6	3,6	4,4	6,6	0	2,6	4,2	15,2	0	2,6	9,4	15,2
Totaux (mm)	31,5	11,3	6,4	5,2	36,7	0	3,2	5,8	29,4	0	2,6	15,5	147,6
2001													
PJ max (mm)	19,6	13,2	12,4	5,2	7,2	5,2	16,4	5	14,6	10,4	4,4	10,4	19,6
Totaux (mm)	69,6	30,8	18,7	13,4	14,1	22,7	34,1	14	31,6	21	12	41,1	323,1
2002													
PJ max (mm)	8,6	8,2	21,5	7,9	18	30,6	12,6	22,1	14,5	17,2	2,8	0	30,6
Totaux (mm)	10,4	15,3	88,3	29,6	83,3	45,9	29,1	91,3	16,7	56,7	2,8	0	469,4
2003													
PJ max (mm)	35,2	22,1	10,5	15,6	4,7	4,7	20,8	27,8	26,4	39,5	9,3	16,9	39,5
Totaux (mm)	86	47,1	22,4	29,7	16,2	8,5	42,8	42	138,3	51	13,1	37,4	534,5
2004													
PJ max (mm)	10,4	2,4	29,5	25,6	6,3	11	7,2	23,3	3,2	8,9	9,7	1,1	29,5
Totaux (mm)	30,4	5,1	87,7	103,3	15,7	26	15,6	39,6	7,6	55,2	25,9	1,6	413,7
2005													
PJ max (mm)	14,5	5,7	12,6	16,1	23,3	26,4	2,5	15,2	61,3	24	13,2	15,6	61,3

Totaux (mm)	35,3	12,7	36,9	48,1	67,9	40,3	4,6	45	117,9	47,6	37,4	16,1	509,8
2006													
PJ max (mm)	15,7	13	17,6	28,7	2,2	11,3	27,4	12,1	8,6	2,1	0,6	29,6	29,6
Totaux (mm)	41,5	21,6	22,3	65	6,2	26,3	72,2	63,6	27,6	3,3	0,6	43,7	393,9
2007													
PJ max (mm)	40,7	18,5	3,1	25,8	1,2	2,1	4,1	8,3	34,7	3,2	26,4	20	40,7
Totaux (mm)	96,6	27,2	8,6	46,3	2,8	3,9	12,4	10	89,8	5,6	77,8	62,5	443,5
2008													
PJ max (mm)	33,6	9,5	3,1	11,6	28,2	5,1	15,5	15,8	8	1,1	4,6	11	33,6
Totaux (mm)	66,4	41,3	9,1	29	85,9	12,9	55,8	78,5	27,2	1,8	10	21,9	439,8
2009													
PJ max (mm)	18,6	2,7	2,3	3,2	26,9	8,7	5,6	12,7	10,7	12,5	11,5	5,5	26,9
Totaux (mm)	65,3	9,9	3,6	12	42,9	24,7	19,9	23,8	32,3	30,5	34	9,1	308
2010													
PJ max (mm)	27,8	10,5	22	4,5	4,2	16,2	50	17,7	47,3	12,5	13,6	12,3	50
Totaux (mm)	42,5	26,6	55,9	9,1	18,3	71,3	111,6	52,1	127,2	22,5	24,7	48,2	610
2011													
PJ max (mm)	17,5	91,4	9,7	6,5	5	12,5	9,5	17,3	7,5	2,5	25,1	19	91,4
Totaux (mm)	36,9	130,7	19,7	19,5	17,1	43,1	41,2	47,5	17,7	5,1	25,1	37,4	441
2012													
PJ max (mm)	35,4	6,5	9	3,7	11,3	5	7,2	15,7	10,5	4,5	20,1	62,9	62,9
Totaux (mm)	55,2	21,8	27,9	8,9	40,8	18,3	21,3	41,5	35,2	8	77,3	115,2	471,4
2013													

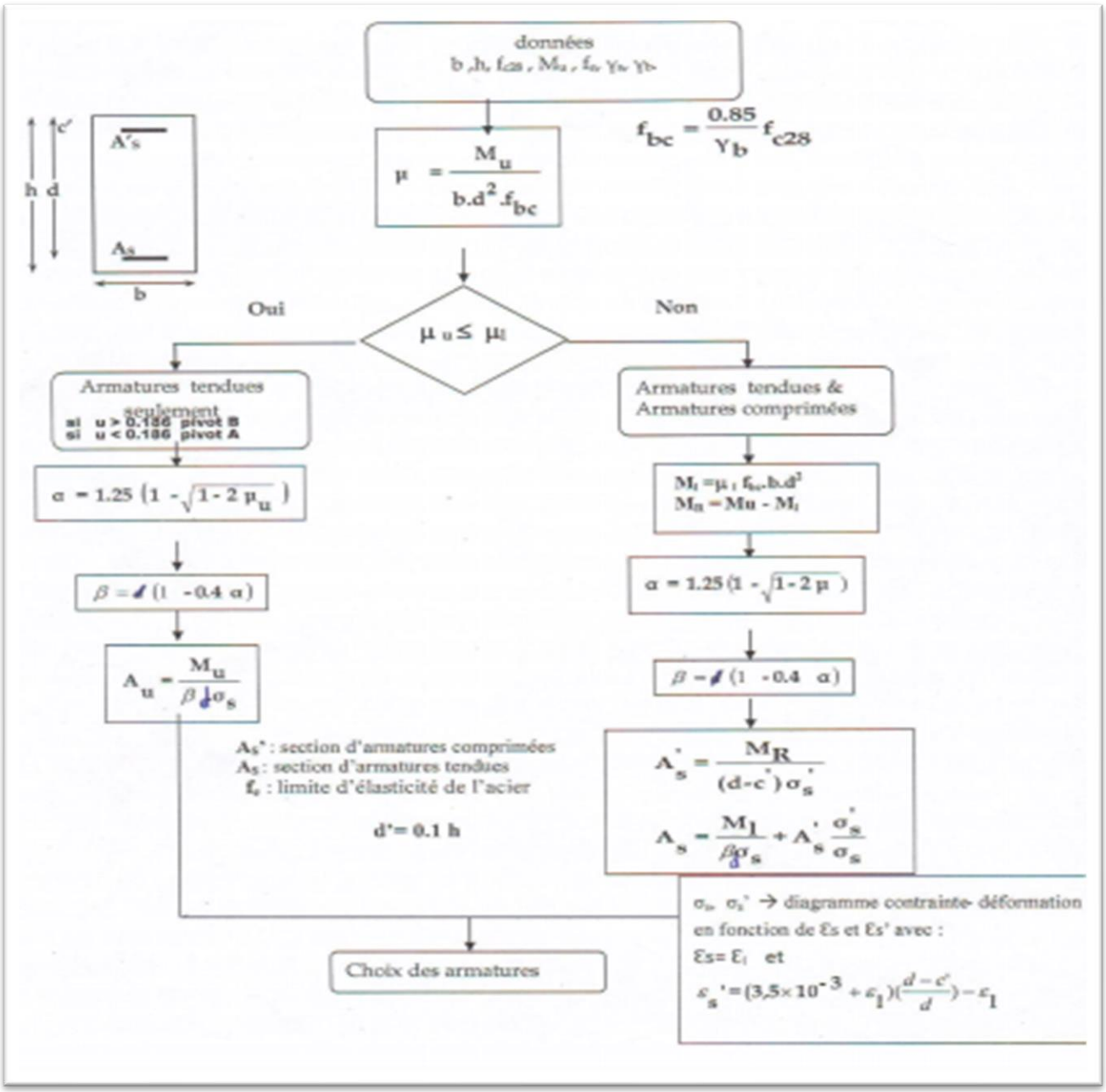
PJ max (mm)	23,2	27,5	46,7	24,6	65,3	21,3	4,1	14,7	12,7	0	4,6	7,4	65.3
Totaux (mm)	68,6	76,1	81,6	66,8	159,3	60,8	12,4	79,8	42,7	0	4,6	9,4	662,1

Nature des surfaces	Etats des parois			
	Parfait	Bon	Assez bon	Mauvais
A) Canaux artificiels				
Ciment lissé	0,01	0,011	0,012	0,013
Mortier de ciment	0,011	0,012	0,013	0,015
Aqueducs en bois raboté	0,01	0,012	0,013	0,014
Aqueducs en bois non raboté	0,011	0,013	0,014	0,015
Canaux revêtus de béton	0,012	0,014	0,016	0,018
Moëllons bruts	0,017	0,02	0,025	0,03
Pierres sèches	0,025	0,03	0.033	0.035
Moëllons dressés	0.013	0.014	0.015	0.017
Aqueducs métalliques à section demi-circulaire lisse	0.011	0.012	0.013	0.015
Aqueducs métalliques à section demi-circulaire plissée	0.0225	0.025	0.0275	0.030
Canaux en terre droits et uniformes	0.017	0.020	0.0225	0.025
Canaux avec pierres, lisses et uniformes	0.025	0.030	0.033	0.035
Canaux avec pierres, rugueux et irréguliers	0.035	0.040	0.045	-
Canaux en terre à larges méandres	0.0225	0.025	0.0275	0.030
Canaux en terre dragués	0.025	0.0275	0.030	0.033
Canaux à fond en terre, côtés avec pierres	0.028	0.030	0.033	0.035
B) Cours d'eau naturels				
1) Propres, rives en ligne droite	0.025	0.0275	0.030	0.033
2) Idem 1 avec quelques herbes et pierres	0.030	0.033	0.035	0.040
3) Avec méandres, avec quelques étangs et endroits peu profonds, propres	0.035	0.040	0.045	0.050
4) Idem 3, l'eau à l'étiage, pente et sections plus faibles	0.040	0.045	0.050	0.055
5) Idem 3, avec quelques herbes et pierres	0.033	0.035	0.040	0.045
6) Idem 4, avec pierres	0.045	0.050	0.055	0.060
7) Zones à eau coulant lentement avec herbes ou fosses très profondes	0.050	0.060	0.070	0.080
8) Zones avec beaucoup de mauvaises herbes	0.075	0.100	0.125	0.150

ANNEXE N° III. 1: Valeurs du coefficient de Manning



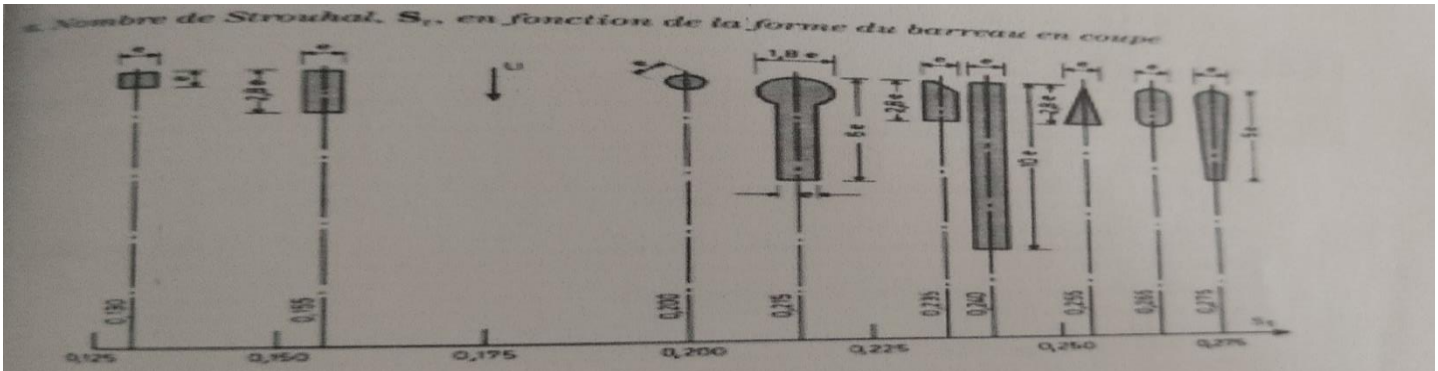
ANNEXE N°III. 1 : Caractéristiques du bassin de dissipation Type II (USBR)



ANNEXE III. 2: Organigramme pour le calcul de ferraillage d'une section rectangulaire en flexion simple

ANNNEXE N°IV. 3: Stabilité des grilles

a. Nombre de Strouhal, S_t, en fonction de la forme du barreau en coupe



b. Coefficient de majoration, c, en fonction de la relation (a + e) / e

$\frac{a+e}{e}$	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	
c	2,15	1,7	1,4	1,2	1,1	1,05	1,03	1,01	1,0