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"

ⵓⵢⵙⵔⵙ ⵓⵢⵙⵏⵍⵓ ⵉⵎⵉⵣⵙ ⵏ ⵜⵎⵙⵓⵍⵉⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: OUVRAGE HYDROTECHNIQUE

THEME :

ETUDE DES VARIANTES DE L'EVACUATEUR DE CRUE DU BARRAGE M'DJEDEL (W.M'SILA)

Présenté par :

AMANI Fadia Kaouther

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
B.BENLAOUKLI	Professeur	Président
M.D BENSALAH	M.C.B	Examinateur
E.OSMANI	M.A.A	Examinateur
M.K MIHOUBI	Professeur	Promoteur

2020/2021

∞ DEDICACE ∞

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études

en premier lieu à :

A ma chère mère, tu m'as donné la vie, la tendresse et le courage pour réussir. Rien au monde n'égale les efforts consentis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être.

A mon père, mon précieux offre du dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect.

Que dieu les préserve et les procure santé et longue vie.

A ma chère sœur Fatma Zohra et mon frère Fethi qui n'ont pas cessée de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études. Aucun mot ne pourrait exprimer la gratitude et l'amour que je vous porte. Que dieu les protège et leurs offre la chance et le bonheur.

A ma chère grand-mère

A ma tante Nacera, tu présentes pour moi le symbole de la bonté par excellence et l'exemple de dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager.

Que dieu les donne une longue et joyeuse vie.

A mes chères amies : Lydia, Yamna, Noor, Meriem, Djamila, Lydia, Ichrak, Mina … et ma cousine Farida, je vous remercie pour les moments inoubliables que nous avons partagés ensemble. Votre précieuse collaboration et votre soutien amical m'ont été source d'inspiration et d'encouragement.

A tous et à toutes, je dédie ce travail

AMANI FADIA

☙ REMERCIEMENTS ❧

Avant tout, je remercie le Dieu tout puissant de m'avoir donné

le courage et la volonté pour mener à bien ce travail.

Au terme de cette étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à mon promoteur Monsieur ***MIHOUBI.M. K*** *pour m'avoir guidé tout au long de ce travail de fin d'études. Je la remercie vivement de sa disponibilité de tous les instants qui ont rendu ce travail possible.*

Je remercie également tous mes enseignants de l'école nationale supérieure d'hydraulique pour la qualité de l'enseignement qu'ils ont bien voulu me prodiguer durant mes études afin de me donner une formation efficace.

Aussi, je me permets d'exprimer tout mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier notre travail.

Notre reconnaissance la plus distingué á Mr Souaikeur Djaber de nous avoir aidé, ainsi Abdesselamyne Manel

Mes derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amies de la promotion 2019, pour avoir beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous avions tant besoin

En fin, je remercie mes parents, qui ont sacrifié leur vie pour notre bien.

Grand Merci à tous.

AMANI FADIA

ملخص

المفيضات هي عبارة عن أجهزة أمان للسدود. والغرض منها هو إدارة عواقب دخول الفيضانات إلى الخزان، مع تقليل مخاطر الفيضانات والعواقب الوخيمة التي قد تترتب على مثل هذا الموقف.

ونتيجة لذلك، يهدف هذا العمل الى دراسة نوعين من المفيضات للسماح بمرور الفيضانات عبر سد مجدل ولاية مسيلة من أجل اختيار البديل الأمثل وإجراء دراسة هندسية مدنية لهذا الأخير. ولكي نحقق ذلك، يجب أولا أن نحدد كل المعطيات الجيومرفولوجية والمناخية للحوض المائي، تليها الهيدرولوجيا لموقع السد، وهذا سمح لنا بتحديد حجم التدفق.

Résumé

Les évacuateurs de crue sont des organes de sécurité des barrages. Ils ont pour objectif de gérer les conséquences des crues entrant dans le réservoir, tout en minimisant les risques de débordement et les conséquences souvent catastrophiques qu'une telle situation impliquerait.

De ce fait, le présent travail vise à étudier deux types de l'évacuateur de crues pour permettre le passage des crues à travers le barrage M'djedel W. MSILA afin d'opter pour la variante la plus optimale et faire une étude génie civil de cette dernière. Pour ce faire, il faut d'abord définir l'ensemble des paramètres, géomorphologiques, et climatiques du bassin versant, suivi d'une hydrologique du site du barrage, et ceci nous a permis de déterminer le débit de dimensionnement.

Abstract:

Spillways are safety devices in dams. Their purpose is to manage the consequences of floods entering the reservoir, while minimizing the risks of overflow and the often-catastrophic consequences that such a situation would entail. Therefore, the present work aims at studying two types of spillway to allow the passage of floods through the M'Djedel W.MSILA dam in order to opt for the most optimal variant and make a civil engineering study of the latter. To do this, it is necessary to define all the geomorphological and climatic parameters of the catchment area, followed by a hydrological study of the dam site, and this allowed us to determine the design flow.

Table des matières

Introduction générale 1

Introduction 3

CHAPITRE I :Présentation de la zone d'étude

I.1 Objectif du barrage 3

I.2 Situation géographique 3

I.3 La géologique du site 4

I.3.1 Géologie régionale 4

1.3.1.1 Lithologie et stratigraphie 4

1.3.1.2 Tectonique régionale 7

I.3.2 Géologique de site de barrage 8

I.3.3 Géologique de la cuvette 9

I.3.3.1 Terrains de couverture 9

I.3.3.2 Substratum rocheux 9

I.3.3.3 Rappel des reconnaissances réalisées 10

I.4 Caractéristiques hydrogéologiques 11

I.4.2 Aspect géotechnique : 11

I.5 Etude géologique des matériaux de constructions : 13

I.6 L'étude géophysique 16

Conclusion : 19

Chapitre II :Etude hydrologique

Introduction : 17

II.1 Le bassin versant 17

II.1.1 Caractéristiques physiographiques et hydromorphométriques du bassin versant 18

II.1.2 Caractéristiques de forme 18

a)Indice de compacité de Gravelius K_c 18

b)Coefficient d'allongement 19

II.1.2.3 Relief 20

II.1.3 Caractéristiques du réseau hydrographique : 26

II.1.4 Caractéristiques climatologiques 32

II.2 Etude des précipitations 34

II.2.1 Traitement statistique des pluies annuelles de1978 à 2019: 35

II.2.1.1 Test d'homogénéité de la série pluviométrique (1978 à 2019) 35

II.2.2 Répartition des pluies annuelles et mensuelles 37

II.2.3 Ajustement des pluies annuelles 37

II.2.3.1 Ajustement des pluies annuelles à la loi normale (Laplace-Gauss) 37

II.2.3.2 Ajustement des pluies maximales journalières à la loi log normale (Galton) 40
II.2.3.3 Ajustement des pluies maximales journalières à la loi doublement exponentielle (Gumbel) : ... 41
II.2.3.4 Comparaison graphique pour les deux lois 42
II.3.6 Résultat d'ajustement à la loi adéquate (loi de Gumbel) : 43
II.2.4 Etude des pluies de courte durée et leurs intensités : 44
II.3 Evaluation des apports liquides 45
II.3.1 Estimation de l'apport moyen annuel A0 46
II.3.2 Répartit ion mensuelle de l'apport liquide moyen 46
II.3.3 Caractéristiques de l'écoulement 47
II.3.4 Coefficient de variation 48
II.3.5 Estimation fréquentielle des apports 49
II.3.5.1 Estimation à partir de la loi de Pearson 49
II.3.5.2 Estimation à partir de la distribution log normale (Body) 50
II.3.5.3 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% 50
II.4 Evaluation de l'apport solide et le volume mort : 51
II.4.1 Estimation du transport solide 52
II.4.2 Estimation du débit solide 54
II.4.3. Calcul du volume mort 54
II.5. Etude de la régularisation de la retenue 55
II.5.1 Courbes caractéristiques de la retenue 55
II.5.2. Répartition mensuelle de l'apport 80% 57
II.5.3 Répartition mensuelle des besoins en eau 57
II.5.4 Calcul du volume utile 58
II.5.5 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes 59
II.5.6 Régularisation interannuelle 59
II.6 Etude des crues : 63
II.6.1 Modèles empiriques 64
II.6.2 Modèle probabiliste Gradex 66
II.6.2.1 Principe de la méthode 67
II.6.2.3 Procédé de calcul de la méthode 67
II.6.3 Choix de la crue de projet 70
II.6.4 La Détermination des Hydrogramme de crues probablespar la méthode de Sokolovsky 70
II.7 Estimation de la crue de projet 73
Conclusion 74
Chapitre III : Laminage de crue et choix de variante
Introduction 80
III.1. Principe de laminage des crues 80
III.1.2. Méthode de pas à pas (Step by Step Method) 81

III.1.3 Laminage de la crue de projet par la méthode de KOTCHERINE 84
III.2. Étude d'optimisation 86
III.2.1. Calcul du coût de la digue.....86
III. 2.2. Calcul de la revanche.....87
III. 2.3. Calcul de la hauteur du barrage.....88
III. 2.4. Calcul de la largeur en crête 88
III. 2.5 Estimation du coût de la digue 89
III. 2.6. Calcul du coût préliminaire de l'évacuateur de crue.....90
III. 2.6.1. Coût du déversoir 90
III. 2.6.2. Coût du canal d'approche.....90
III. 2.6.3. Coût du coursier.....91
III.2.7 Coût Total de barrage.....91
Conclusion 92
III.3. Choix de variantes d'évacuateurs de crues.....93
III.3.1. Définition d'un évacuateur des crues.....93
III.3.2 Critères de choix de l'évacuateur de crue 93
III.3.3 Différents types d'évacuateurs de crue.....94
III.3.3.1. Evacuateur de surface 94
III.4.3.2. Evacuateur central.....94
III.4.3.3. Evacuateur latéral.....94
III.4.3.4 Evacuateur de crues en siphon 96
III.4 Choix de la variante 96
Conclusion: 98
Chapitre IV : Etude de l'évacuateur de crue
Introduction.....100
IV.1 Présentation générale de l'évacuateur de crues.....100
IV.2. Canal d'approche.....100
IV.3. Seuil déversant 105
IV.4 Transition 111
IV.4.1. Chenal de l'écoulement 111
IV.4.2. Convergent 112
Conclusion : 141
Chapitre V :ETUDE GENIE CIVIL ET FERRAILLAGE DE L'EVACUATEUR DE CRUE
Introduction.....143
V.1 Etude de stabilité 143
V.1.1 Stabilité de déversoir 143
V.1.1.1 Calcul des forces 143
V.1.1.2 Stabilité au renversement.....151
V.1.1.3 Stabilité au glissement 152

V.1.1.4 Stabilité au poinçonnement 152
V.2 Calcul de ferraillage *153*
V.2.1 Ferraillage de rideau de coursier 153
V.2.2 Ferraillage de la semelle de coursier 154
V.2.3 Ferraillage de radier de déversoir 158
Conclusion *160*
Chapitre VI:ORGANISATION DE CHANTIER
Introduction *162*
VI.1. Planification des travaux *162*
VI.1.1. Procédures de travail du planification 162
VI.1.2. La composition du projet 163
VI.1.3. Planification avec réseau a nœud 163
VI.1.4. Planification avec la méthode de tableau 164
VI.1.5. Planification avec la méthode de Gantt (méthodes des barres) 165
VI.2. Matériel et personnel nécessaires *165*
VI.2.1. Matériel nécessaires 165
VII.2.2. Personnel nécessaire 166
Conclusion *166*
Conclusion générale *167*

Liste des tableaux

CHAPITRE I

Tableau I- 1: Coefficients d'accélération du séisme. 8
Tableau I- 2**:** Le résumé des résultats obtenus sur le substratum rocheux. 12
Tableau I- 4: Le résumé des résultats obtenus sur la granulométrie. 13
Tableau I- 5: Les résultats d'essais géotechnique obtenus sur les argiles. 15
Tableau I- 6: Les résultats d'essais géotechnique obtenus sur la zone de carrière. 16
Tableau I- 7: Les résultats de l'étude géophysique. 17

CHAPITRE II

Tableau II- 1: Surfaces partielles par tranche d'altitude……..……21
Tableau II- 2: Détermination de H50% , H5% et H95%.....22
Tableau II- 3: Détermination de l'altitude moyenne Hmoy……..……...22
Tableau II- 4: Tableau récapitulatif des résultats précédents……..…….....23
Tableau II- 5: Pente moyenne du bassin versant……..…….23
Tableau II- 6: Classification du relief (in Touaibia , 2004)…….……24
Tableau II- 7: Classification du relief……...25
Tableau II- 8: détermination de l'indice de pente de Roche Ip……26
Tableau II- 9: Densité de drainage…….....28
Tableau II- 10: temps de concentration (tc)……..30
Tableau II- 11: récapitulatif des résultats des caractéristiques hydrographiques du bassin……....31
Tableau II- 12: Répartition mensuelle des températures de la wilaya de Djelfa pour la période de 1967-1986 (T°)……..32
Tableau II- 13: Répartition mensuelle des températures moyennes……33
Tableau II- 14: Répartition mensuelle des évaporations mensuelles ...…….....34
Tableau II- 15**:** Les caractéristiques des stations ……..……..35
Tableau II- 16: Résultat de test de Wilcoxon……...…….....36
Tableau II- 17: Répartition mensuelles de la pluie moyenne……..37
Tableau II- 18: Résultat du test de khi carré……...38
Tableau II- 19: Caractéristiques de la série pluviométrique……..……39
Tableau II- 20: Résultat du test de khi carré pour les trois lois……..……...….42
Tableau II- 21: caractéristiques de la série pluviométrique……..……..43
Tableau II- 22: Estimation des pluies maximales pour différentes périodes de retour…...…43
Tableau II- 23**:** Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence…….....44
Tableau II- 24: Précipitations et intensités pour différentes fréquences……45
Tableau II- 25: Estimation de l'apport moyen annuel par les formules empiriques……..46
Tableau II- 26: Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel……..47
Tableau II- 27**:** Récapitulation des coefficients de variation de l'écoulement……....49
Tableau II- 28: Récapitulation de l'apport fréquentiel: Récapitulation de l'apport fréquentiel……50
Tableau II- 29: Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel de fréquence

80%.....51
Tableau II- 30: Valeur de αen fonction de la perméabilité……..….52
Tableau II- 31: Récapitulation de l'apport solide……..…53
Tableau II- 32: Récapitulation du débit solide……..54
Tableau II- 33: Récapitulation de calcul du volume mort……55
Tableau II- 34: Caractéristiques topographiques et volumétriques de la retenue…….....56
Tableau II- 35: Répartition mensuel des consommations…….....57
Tableau II- 36: Détermination du volume utile de la retenue……...59
Tableau II- 37: Détermination de la période d'étiage…….....60
Tableau II- 38:les valeurs de coefficient de corrélation……..…….....61
Tableau II- 39 : calcul de la composante interannuel par la methodede Kristly-Menkel….61
Tableau II- 40: Récapitulatif des résultats de calcul…….....63
Tableau II- 41: Débits maximums par Mallet –Gauthier…….....64
Tableau II- 42: Débits maximums par Turazza pour différentes périodes de retour……...65
Tableau II- 43: Valeur de ɣ en fonction des caractéristiques des bassins versants…….66
Tableau II- 44: Débits maximums par Sokolovsky pour différentes périodes de retour…66
Tableau II- 45: Valeurs des débits maximums obtenues pour différentes méthodes.....66
Tableau II- 46: Ajustement des pluies maximales journalières…….68
Tableau II- 47: Résultats des débits décennaux…….69
Tableau II- 48: Récapitulatif des résultats de calcul des crues……...70
Tableau II- 49**:** Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue δ…….....71
Tableau II- 50 resultats de calcul des débits de la crue…….....72
Tableau II- 51:Crues de projet recommandées……73

CHAPITRE III

Tableau III- 1: Résultats de calcul de laminage de crue 83
Tableau III- 1: Résultats de calcul de laminage de crue 84
Tableau III- 3: Résultat de calcul de la revanche: Résultat de calcul de la revanche 88
Tableau III- 4: Résultat de calcul de la hauteur de la retenue 88
Tableau III- 5: Calcul de largeur en crête 89
Tableau III- 6: Résultats de calcul du coût du déversoir pour différentes largeurs déversantes 90
Tableau III- 7: Coût du canal d'approche 91
Tableau III- 8: Coût du coursier 91
Tableau III- 9: Coût total de la retenue collinaire 92
Tableau III- 10: Récapitulatif les caractéristiques du barrage. 93

CHAPITRE IV

Tableau IV. 1: Coefficients Kc correspondant à chaque classe de largeur du déversoir. 101
Tableau IV. 2: Composantes des 3 arcs de cercles du quadrant amont du seuil déversant 106
Tableau IV. 3: les résultats des coordonnées 107
Tableau IV. 4: Calcul de ligne d'eau dans la 1ere partie du coursier (1ere variante). 116
Tableau IV. 5: Calcul de ligne d'eau dans la 2er partir du coursier (1ere variante) 117

Tableau IV. 6: Hauteur des murs bajoyers dans le coursier. 118
Tableau IV. 7: Vérification de phénomène d'aération dans le coursier 119
Tableau IV. 8: Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR. 120
Tableau IV. 9: les origines O, rayons de courbure R et domaines de validité relatifs a H0... 128
Tableau IV. 10: Calcul de l'auge de réception. 131
Tableau IV. 11: Tableau récapitulatif des côtes de la ligne d'eau et d'auge 132
Tableau IV. 12: récapitulatif des résultats 135
Tableau IV. 13 : Récapitulatif des données de départ 136
Tableau IV. 14 : Calcul de la ligne d'eau 137
Tableau IV. 15: Hauteur des murs bajoyers dans le coursier. 138
Tableau IV. 16: Vérification de phénomène d'aération dans le coursier 139
Tableau IV. 17: :type de ressaut hydraulique en fonction de nombre de Froude 140
Tableau IV. 18: Les dimensions de blocs de chute et de seuil terminal. 141

CHAPITRE V

Tableau V. 1: calcul des sous pressions par la methode de bligh 146

CHAPITRE VI

Tableau VI. 1: Symboles des opérations. 163
Tableau VI. 2: Les paramètres du réseau à nœud. 164
Tableau VI. 3: détermination du chemin critique par la méthode du tableau. 165

Liste des figures

CHAPITRE I

Figure I- 1: Localisation du site du barrage M'djedel Source ANBT 3
Figure I- 2: Carte géologique du terrain 6
Figure I- 3: Carte de micro zonage sismique du territoire national. 8

CHAPITRE II

Figure II- 1: Délimitation du bassin versant. 17
Figure II- 2: Carte hypsométrique du bassin versant obtenue avec logiciel Arcgis. 20
Figure II- 3: Répartition et courbe hypsométrique du bassin de l'Oued M djedel 21
Figure II- 4: Le réseau hydrographique du bassin versant obtenue avec logiciel Arcgis 27
Figure II- 5: Variation mensuelle de températures - Station de Djelfa 33
Figure II- 6: Variation mensuelle de l'évaporation - plan d'eau Barrage M'Djedel 34
Figure II- 7: l'ajustement à la loi normale des pluies annuelles sur l'ensemble du bassin versant d'oued M'djedel 39
Figure II- 8: l'ajustement à la loi log normale des pluies maximales sur l'ensemble du bassin versant d'oued M'djedl. 40
Figure II- 9: l'ajustement à la loi de Gumbel des pluies maximales sur l'ensemble du bassin versant d'oued M'djedl. 41
Figure II- 10: Comparaison graphique de la loi log normale et Gumbel. 42
Figure II- 11: Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen mensuel. 47
Figure II- 12: Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen de fréquence 80% 51
Figure II- 13: courbe capacité hauteur 57
Figure II- 14: Hydrogrammes des crues de période de retour 1000ans . 73

CHAPITRE III

Figure III- 1: Courbe de laminage de crue……..80
Figure III- 3: Laminage de la crue de projet pour différentes largeurs du déversoir……...85
Figure III- 4: courbe d'optimisation……92
Figure III- 5: Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral…….....95

CHAPITRE IV

Figure IV. 1: : Canal d'approche de l'évacuateur de crues de barrage de M'Djedel. 105
Figure IV. 2: Quadrant amont du seuil déversant de barrage de M'Djedel 106
Figure IV. 3: Profil déversoir type Creager (H= 2,5m..... 107
Figure IV. 4: Paramètres du profil aval d'un déversoir USBR (KHATSURIA R. M., 2005) 108
Figure IV. 5: Transition de l'évacuateur de crues de barrage de M'Djedel. 114
Figure IV. 6: Graphique de la ligne d'eau dans la 1ere partie de coursie 117
Figure IV. 7: Graphique de la ligne d'eau dans la 2eme partie de coursier. 118
Figure IV. 8: Schema du bassin de dissipation de type III 121
Figure IV. 9: : Caractéristiques du bassin de dissipation type III 122
Figure IV. 13: Détail schématique de quadrant amont 128
Figure IV. 14: Déversoir standard à parement surplombant 129
Figure IV. 15: Représentation des tranchée 130
Figure IV. 16: cotes de la ligne d'eau et du fond de la tranchée 132
Figure IV. 17: Graphique de la ligne d'eau dans le coursier 138

CHAPITRE V

Figure V. 1: Coupe longitudinale d'un ouvrage hydrotechnique 144
Figure V. 2: Epure des sous pressions dynamiques. 147
Figure V. 3: Représentation des forces agissantes sur le déversoir et la semelle 148
Figure V. 4: Représentation des forces agissantes sur le mur des bajoyers. 150
Figure V. 5: Représentation Schématique du calcul ferraillage de coursier. 153
Figure V. 7: Diagramme résultantes des contraintes du radier 156
Figure V. 8: Diagramme résultantes des contraintes du radier de déversoir. 159

Liste des planches

- Planche N°01 : vue en plan de l'aménagement.

- Planche N°02 : vue en plan de la 1ere variante (évacuateur de crue latéral a entonnement frontal).

- Planche N°03 : profil en long et coupe transversale de la variante (évacuateur de crue latéral en entonnement frontal).

- Planche N°04 : bassin de dissipation (évacuateur de crue latéral a entonnement frontal).

- Planche N°05 : planning des travaux.

Introduction générale

Introduction générale

L'Algérie est un pays au climat semi-aride dont la majeure partie du territoire est désertique. Elle ne compte ni grands fleuves ni montagnes enneigées en grand nombre. Les besoins du pays en eau, tous secteurs confondus, ne cessent d'augmenter alors que l'offre est limitée. Les besoins en eau ne sont couverts qu'à 55 %.

Selon l'Agence nationale des barrages et transferts (ANBT), en moyenne nationale, le taux de remplissage des barrages est de 44 % seulement alors que la période hivernale touche à sa fin. Les 80 barrages actuellement en exploitation fournissent 7,7 milliards de m^3 à l'ensemble du pays, le potentiel national global en ressources hydriques ne dépassant pas 23,2 milliards de m^3 par an.

A l'avenir l'état prévoit une capacité de stockage de 17 milliards de m^3 par an, avec 75 projets qui sont en étude de faisabilité et d'APD de barrages et de transferts. Parmi ces ouvrages prévus, la wilaya de M'sila a bénéficié d'un projet de barrage pour but la mobilisation des ressources superficielles de l'oued M'djedel en vue de l'alimentation en eau potable et l'irrigation des terres agricoles. Ce barrage est associé par des ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage.

L'ouvrage annexe le plus important est l'évacuateur de crues dont le rôle est d'assurer le passage des eaux excédentaires du réservoir, en période des crues, vers le bief aval et dans des conditions favorables à la sécurité du barrage.

Ce mémoire de fin d'étude, comprendra l'étude de deux variantes de l'évacuateur de crues du futur barrage M'djedel, le premier est latéral à entonnement frontal, et le second latéral à entonnement frontal, en contrôlant les côtes maximales atteintes par le barrage et assurer la sécurité des biens et des personnes habitant à l'aval, et vérifier sa faisabilité du point de vue génie civil.

Le contenu comprendra six chapitres. Nous allons commencer par établir les caractéristiques de la topographie de site de barrage ainsi que la situation de projet.

Ensuite, on fera une analyse des conditions géologiques et géotechniques en précisant la lithologie et la structure des différentes formations afin de voir la faisabilité de projet

Nous consacrerons la plus grande partie de notre travail à revoir l'étude hydrologique avec des données actualisées obtenues chez l'ANRH et on appliquera ces résultats à l'étude du dimensionnement des variantes des deux types d'évacuateurs de crues situé précédemment, afin de trancher définitivement sur la variante à prendre après une étude technico-économique.

Le chapitre qui suit sera consacré à l'étude génie civil et calcul de ferraillage.

Pour conclure, un chapitre qui traitera l'organisation de chantier et qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes taches de réalisation ainsi que le planning des travaux.

CHAPITRE I
Présentation de la zone d’étude

Introduction

La présentation de la zone d'étude est une étape très importante et indispensable avant tout projet qui concerne la géologie et la topographie qui permettront de confirmer l'aptitude du site à recevoir l'implantation d'un barrage, et de bien se positionner pour le choix des variantes et les types des ouvrages annexes.

Il sera question dans ce chapitre de traiter de la localisation de notre zone d'étude, de ses caractéristiques geographique et physiographique (climat.) notamment l'impact que ces dernières peuvent avoir sur la zone étudiée.

I.1 Objectif du barrage

L'objectif est de mobiliser les ressources de surface par des réservoirs de régularisation de l'oued M'djedel afin d'alimenter les périmètres irrigués existants (environ 3000 ha) et nouveau a créer (possibilité de centaines de hectares), ainsi la recharge la nappe phréatique pour utiliser les réservoirs souterrains comme réservoir de régularisation, pour faciliter les pompages

Ultérieurs. Donc la vocation du barrage est double, il sera destiné :

- À l'irrigation des terres agricoles (communes de M'Djedel, Menaa,)
- À l'alimentation en eau potable.

I.2 Situation géographique

La zone de barrage sur l'oued M'djedel est située à environ 3 km en amont (S-O) du village de M'Djedel qui porte le même nom, dans la Wilaya de M'Sila, à environ 55 km à l'ouest de la ville de Bou Saada et à 200 km de la zone côte méditerranéenne.

La zone de l'étude est située dans une zone à faible pluviométrique (entre 200 et 300 mm**)**

Le site se trouve à l'amont de l'endroit où le gazoduc traverse oued M'djedel.

Les coordonnées UTM de site sont :

X=562,750 Km ; Y=3887,145 Km ; Z=869 m, NGA (fond de la vallée**).**

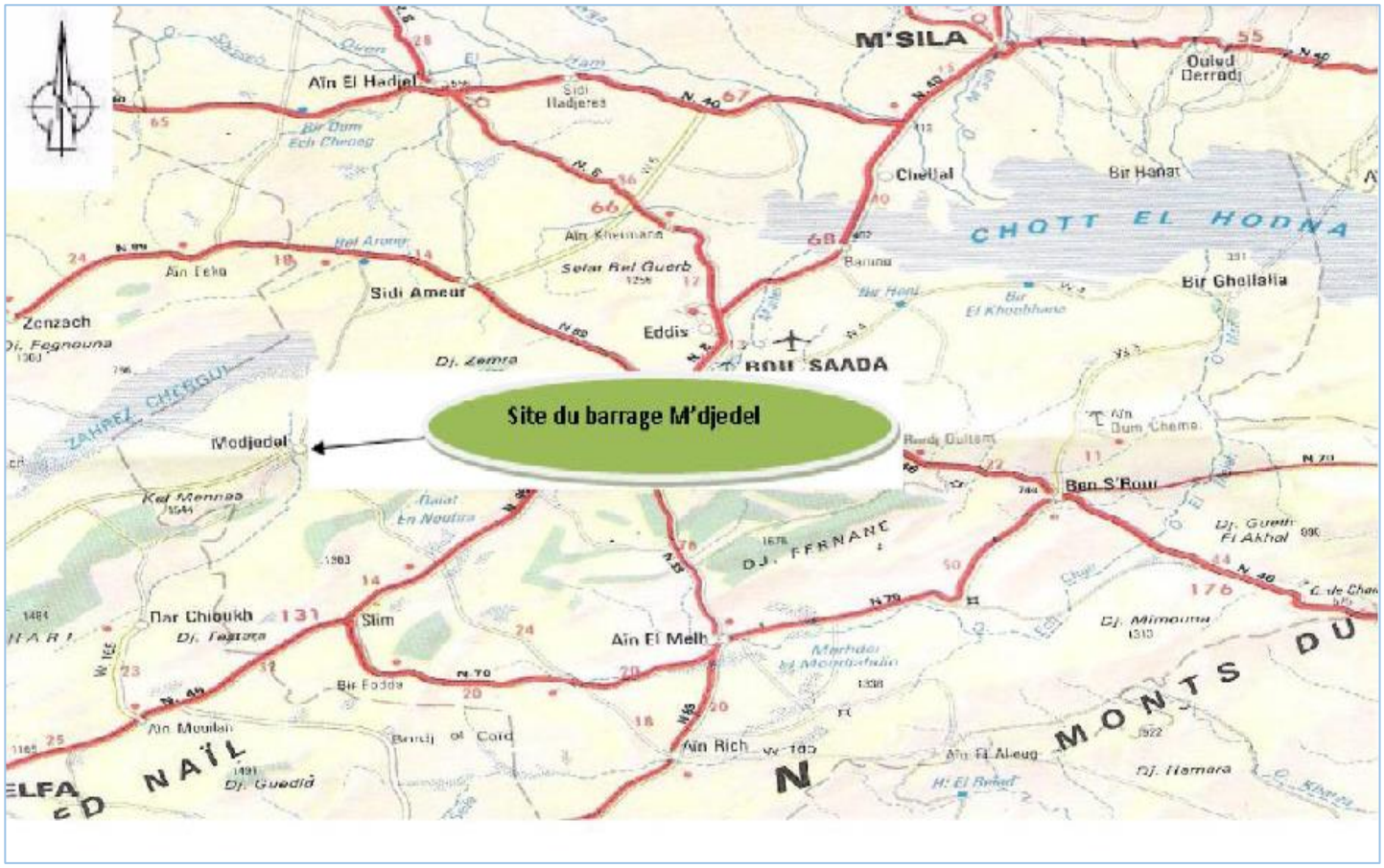


Figure I- 1: Localisation du site du barrage M'djedel Source ANBT

I.3 La géologique du site

I.3.1 Géologie régionale

La zone d'étude se situe à l'extrémité orientale de l'Atlas Saharien, dans la région des Monts des Ouled Naïl. La morphologie est conditionnée par une succession de plis parallèles de direction SO-NE se traduisant par une alternance de crêtes allongées (djebels) le long des rides anticlinales et de cuvettes synclinales. L'altitude moyenne des rides varie de 1250 m à 1400 m, le Djebel Chebeibita culminant à 1544 m, tandis que l'altitude des dépressions se situe entre 800 m et 1000 m. La grande cuvette centrale de Dar Chioukh plonge légèrement vers le N-E et son altitude varie de 1150 m au S-O à 870 m au N-E.

1.3.1.1 Lithologie et stratigraphie

Dans la zone d'étude prédominent les sédiments marins du crétacé, des formations d'âge

crétacé inferieur sont exposées dans les parties hautes des reliefs correspondant aux rides anticlinales, tandis que des sédiments du tertiaire continental recouvrent le substratum et occupent les larges dépressions séparant les rides, et le crétacé supérieur est constitué entièrement de sédiments d'origine marine.

Le crétacé inferieur est constitué par deux unités litho stratigraphique l'une est de formation argilo gréseuse et l'autre formée d'une série argilo-carbonatée tel que les dolomies, le calcaire gréseux.

Le crétacé supérieur est largement représenté comme le cénomanien qui est constitué de marnes grises et les débris organiques avec des grés argileux fins, le turonien qui est la basale calcaire constitué généralement des falaises, le sénonien est constitué de l'ammonites et de calcaire argileux, le campanien qui est caractérisé par les marnes et une tendance de calcaire.

Les séries continentales du tertiaire se composent d'une alternance d'argiles sableuses, de grès, de sables et de graviers, de conglomérats à éléments polygéniques de taille variable.

Le quaternaire récent couvre une superficie importante, il occupe toutes les zones dépressionnaires et se raccorde par un talus en pente douce aux flancs des reliefs son épaisseur dépasse 30m, comme le montre la figure ci-dessous :

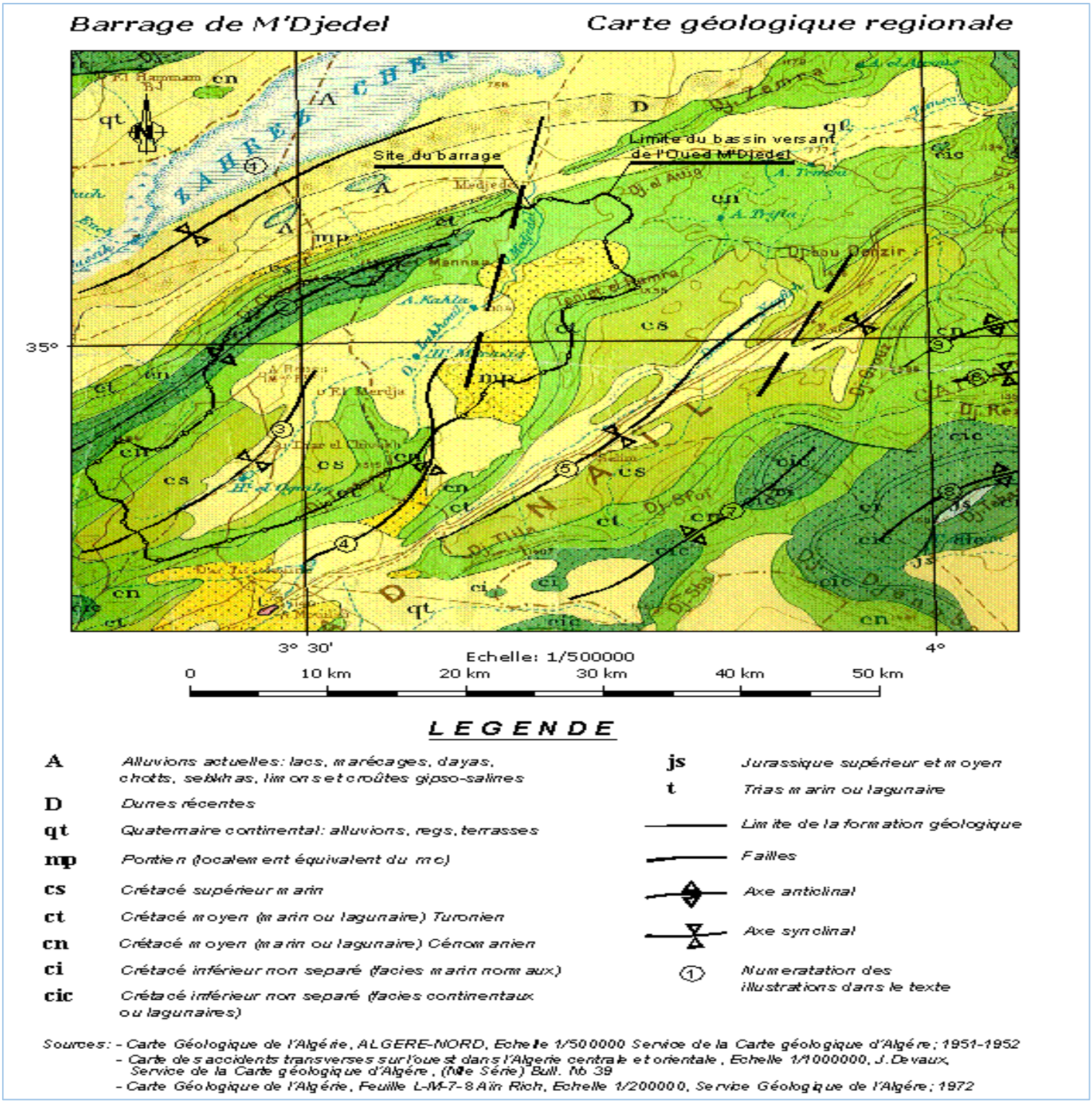


Figure I- 2: Carte géologique du terrain.

1.3.1.2 Tectonique régionale

Les observations de terrain dans la zone d'étude et l'analyse des documents géologiques ont permis de distinguer les ensembles morpho-structuraux suivants :

- La dépression des ZAHREZ, au nord et nord-ouest du site de barrage et recouverte de dépôts quaternaires qui masquent les structures plissées des formations crétacées sous-jacentes.
- L'anticlinal du DJEDBEL CHEBEIBITA lequel s'appuie la forme synclinale des Zaher, qui est situé au sud-ouest du site de barrage.
- Le synclinal de DAR CHIOUKH est bien mis en évidence par les crêtes calcaires turno-sénoniennes qui transparaissent à travers les dépôts quaternaires.

L'anticlinal de DAR TISSELOUINE borde au sud le synclinal de Dar Chioukh, le long de son axe, les sédiments albiens sont localement par le cénomanien, l'inflexion de la zone axiale de cette structure marquée par un changement de direction de nord-est et sud-ouest vers le nord-sud pourrait être liée à des accidents tectoniques.

Alors à l'échelle régionale, les principales familles de failles sont orientées nord-est et sud-ouest ainsi l'est-ouest, les accidents de direction nord-ouest et sud-est sont aussi enregistrés dans la région d'étude, tous ces accidents auraient joué d'abord en failles à rejet vertical, régissant la sédimentation puis en décrochements senestres (nord-est et sud-ouest) ou dextre (est-ouest et nord-est ainsi sud-est).

Donc la structuration géologique serait liée aux épisodes d'activité tectonique intense relativement récents, d'âge Eocène moyen à Miocène, qui sont vraisemblablement superposés à des déformations plus anciennes, localement des structures géologiques complexes, tels des plissements dysharmoniques.

1) Sismicité

Selon le zonage sismique en territoire algérienne site du barrage M'djedel se situerait dans une zone de sismicité faible à modérée, d'après les documents historiques de séisme aucune indication sur le mécanisme de foyer ,les séismes significatifs les plus proches de la zone de projet, c'est à dire pas d'identification des structures sismogéniques dans un rayon d'environ 100Km autour du site du barrage, de ce fait et en raison du niveau de sismicité faible à modéré, aucune étude sismotectonique spécifique ne fut réalisée à ce stade alors l'évaluation de l'aléa sismique a été basée sur l'analyse de la sismicité historique.

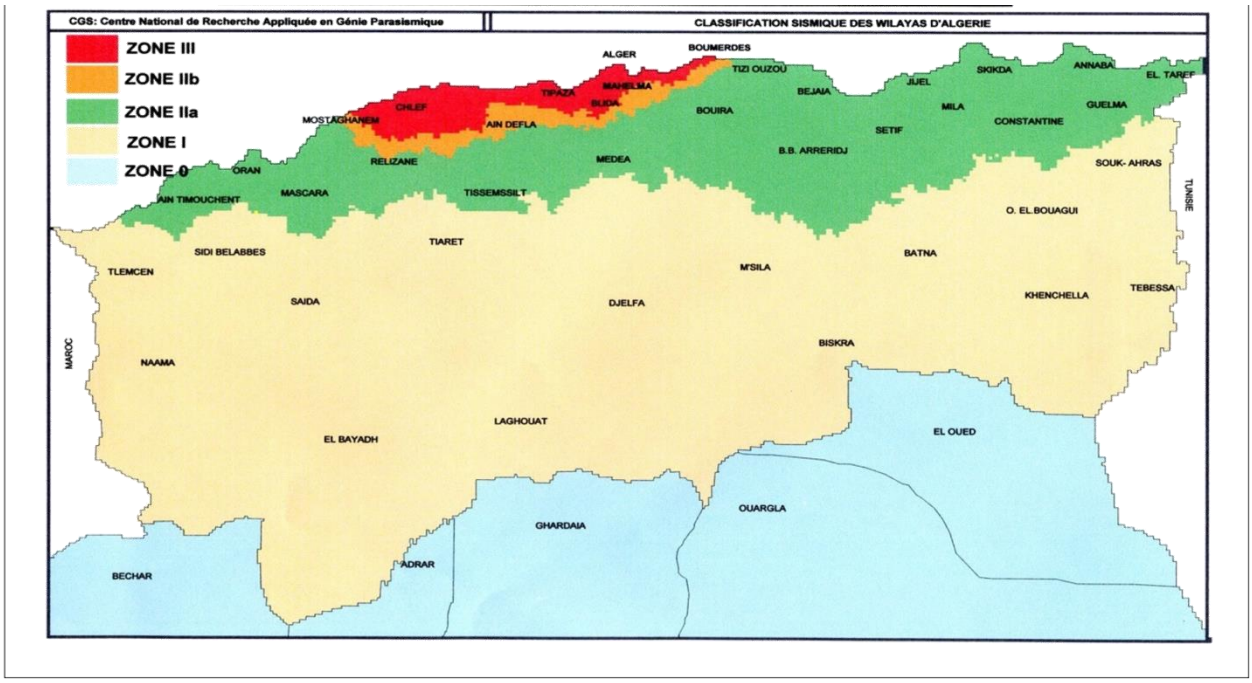


Figure I- 3: Carte de zonage sismique du territoire national.

Source : R.P.A (99)/ APRES ADDENDA (source A.N.B.T)

Tableau I- 1: Coefficients d'accélération du séisme.

Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale
0.12	0.20	0.25	0.30	**Ouvrages de grande importance**
0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants
0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

Pour le calcul de la stabilité nous avons classé notre ouvrage groupe d'usage 3 selon le RPA (c'est-à-dire ouvrage de grande importance), notre ouvrage est implanté dans la wilaya de M'sila classe **zone I** selon le règlement parasismique Algérien RPA .99. (2003).

I.3.2 Géologique de site de barrage

Le choix du site s'imposait tout naturellement dans la zone de rétrécissement conditionnée par la résistance plus grande à l'érosion du substratum rocheux affleurant a la faveur du cœur du pli anticlinal, le barrage est recouvert d'alluvions dont l'épaisseur peut atteindre 2 à 3 mètres, Les terrains meubles de couverture sont représentés principalement par des argiles limoneuses ou sableuses et par les alluvions du lit et des basses terrasses. Accessoirement, des éboulements et des cônes de déjection de faible étendue (c') recouvrent localement le substratum. D'autre part, l'altération en place du substratum affleurant conduit à la formation d'un horizon peu opales de sol

éluvial et de rocher désagrège (c^1_b).

Les argiles continentales limoneuses ou sableuses sont largement répandues sur la rive droite. Elles constituent également une frange étroite mais continue au pied de la rive gauche et s'étalent vers l'aval pour recouvrir entièrement la partie inférieure de l'interfluve qui sépare le lit de l'oued du thalweg rive gauche.

En rive droite et en dehors des thalwegs profonds, l'épaisseur des sols fins cohérents varie généralement de 5 à 11 m, au gré de l'érosion différentiel mais aussi de la morphologie du toit du substratum.

Le substratum rocheux, plus ou moins altéré, affleure à l'extrémité de l'axe du barrage, entièrement érodés sur toute la largeur du lit majeur, ces terrains peuvent atteindre 2 à 3m d'épaisseur au pied de la rive gauche.

Les structures du site du barrage ont les caractéristiques identiques aux structures de la cuvette et celles des linéaments régionaux. La direction des couches est généralement perpendiculaire à celle de la vallée, tandis que le pendage varie sous l'effet du plissement. C'est ainsi qu'au droit de l'axe de barrage propose, les affleurements en rive gauche indiquent l'existence d'un axe de pli anticlinal.

I.3.3 Géologique de la cuvette

I.3.3.1 Terrains de couverture

Le substratum rocheux est en grande partie recouvert par des terrains meubles représentes par des sols fins dotés de cohésion a l'état sec et par des alluvions plus grossies dans les lits majeurs, des sédiments d'origine continentale et d'âge incertain (Miocène ou Quaternaire ancien), granulométrie globalement fine (argiles et limons sableux) mais incluant parfois des horizons ou des lentilles de graviers sableux ou limoneux, occupent généralement le haut des rives. Un horizon d'encroutement conglomératique, plus résistant à l'érosion.

Dans le fond de vallée, le substratum est généralement recouvert d'alluvions fluviatiles Holocènes, ayant jusqu'à 3 m d'épaisseur, composées de dépôts gravelo- limoneux-sableux. Des terrasses basses, inondables, de même constitution lithologique mais avec une couche mince superficielle d'argile, s'étalent parfois latéralement à partir du lit de l'oued. Ces terrasses sont en général utilisées comme terrains agricoles.

I.3.3.2 Substratum rocheux

Le substratum rocheux est constitué de sédiments marins du Crétacé supérieur (Cénomanien) où alternent des couches de calcaires et de marnes de 20 à 60 cm d'épaisseur, avec des inter lits d'argilites schisteuses d'épaisseur centimétrique. Dans les gorges de l'oued M'Djedel a l'aval du site, entre la station hydrométrique et le village, les bancs calcaires atteignent 40 à 60 cm d'épaisseur, séparés par des inter lits marneux de faible épaisseur.

I.3.3.3 Rappel des reconnaissances réalisées

I.3.3.3.1 Reconnaissance géologique

- Neuf sondages carottés de 236 ml, Six (06) dans l'axe (30 – 35 m), deux en fond de vallée, un sondage de 6m pour le prélèvement de 12 échantillons d'argiles dans l'axe de barrage.
- Quatre forages de perméabilité ont été équipés en piézomètre en rives de l'axe de barrage.
- 94 essais d'eau dont 56 Lugeons et 38 Lefranc.

I.3.3.3.2 Puits

- Quatre puits à la pelle de 3 m de profondeur sur la zone d'emprunt d'argile à l'amont de l'axe.
- Sept puits de 2.2 m de profondeur sur la zone d'emprunt d'alluvions à l'amont de l'axe.

I.3.3.3.3 Géophysique

a) Sismique réfraction

- 6 profils sur site de barrage, un profil suivant l'axe du barrage et cinq profils transversaux dont un rive gauche, deux en fond de la vallée et deux en rive droite.
- 1 profil sur site de carrière proposé.
- 1 profil dans la zone d'emprunt de graves.

b) Prospection électrique

- Deux profils de résistivité, l'un de rive à rive et l'autre de l'amont à l'aval
- Dix sondages électriques dans la zone d'emprunt d'argile.

c) Essais au laboratoires

Des échantillons ont été prélevés dans les carottes de sondage dans les puits de reconnaissance et sur les affleurements pour étudier en laboratoire les terrains de la fondation du barrage, alors 22 échantillons de sols cohérents dont 12 échantillons intacts dans le sondage de 6 m de profondeur(l'axe),7 échantillons de graves,4 échantillons de la roche à l'affleurement.

I.4 Caractéristiques hydrogéologiques

a) Niveau aquifère

L'enregistrement du niveau aquifère dans les sondages a été effectué pendantla période sèche. En conséquence, les côtes respectives sont probablement minimales, le lit de l'oued se situe à la côte 870. Dans les deux rives, le niveau de la nappe diminue, comme le montrent les sondages S-1 en Rive Gauche (côte 868) et S-6 en Rive Droite (côte 865), l'oued alimenterait donc la nappe phréatique pendant la période d'étiage, mais les alluvions fines du lit limitent le drainage vertical descendant. Les sondages S-1, S-2, S-5 et S-6 ont été équipés en piézomètres. La lecture régulière du niveau aquifère devrait permettre d'étudier plus en détail les caractéristiques de la nappe phréatique.

b) Mesures de la perméabilité du substratum

La perméabilité du substratum rocheux serait en général faible à modérée. II faut toutefois préciser que, souvent, la pression n'a pas atteint 10 bars dans les parties les plus profondes des sondages.

Les résultats suggèrent une bonne corrélation entre les fortes valeurs de perméabilité et les niveaux calcaires. Ceci est vraisemblablement lie à la fracturation plus intense des bancs calcaires, relativement plus durs que les horizons marneux, ainsi qu'à la karstification. L'ampleur de ce phénomène n'est pas, à ce stade, suffisamment étudiée. Elle semble pourtant limitée par l'absence de communication entre les nombreux vides karstiques de taille centimétrique et seulement responsable de l'agrandissement des ouvertures des diaclases par la dissolution de leurs épontes, les intercalations marneuses constitueraient des coupures étanches entre les différentes couches calcaires.

De manière générale, les valeurs enregistrées n'indiquent pas une diminution significative et systématique de la perméabilité en profondeur. Cependant, les travaux d'injection ne sont pas jugés indispensables, étant donné d'une part les faibles fuites attendues au sein du rocher sain et d'autre part là relativement faible charge hydraulique à laquelle la fondation sera soumise. En effet, bien qu'il existe des vides de dissolution karstique, on peut s'attendre à ce que les marnes de la fondation assurent son étanchéité.

I.4.2 Aspect géotechnique :

La synthèse des résultats des sondages de reconnaissance et du levé géologique montre que les terrains à l'emplacement du barrage peuvent être attribués à trois unités géotechniques :

a) -substratum rocheux :

Du point de vue géotechnique, au-dessus du rocher sain, il est possible de distinguer une zone intermédiaire de rocher altéré et fracturé et une zone superficielle de rocher complètement altérer (sol éluvial). Celle séquence d'altération a été reconnue en particulier en rive gauche, tandis qu'en rive droite, le substratum est recouvert par les sols limoneux et

argileux cohérents.

Tableau I- 2: Le résumé des résultats obtenus sur le substratum rocheux.

types de matériaux	Essais			
	Essai de la roche(RQD)	Perméabilité (lugeons)	Porosité	compression
Ensemble de substratum	45%	3-12.7 UL	_	_
Les bancs calcaires	50%	10 UL	_	_
les marnes	40%	7 UL	23-34 %	1.15 Mpa

b) - sols cohérents

Les résultats des reconnaissances effectuées pendant l'étude préliminaire ont montré que ces matériaux présentent une consistance dure et une compacité foisonnée et une résistance au cisaillement élevée. Dans le cas d'une teneur en eau naturelle, le module de compressibilité est de M=. 4,7-16,7 MPa. Sous l'effet de l'eau, le complexe se tasse. La composition minéralogique est caractérisée par la présence d'illite et de $CaCO_3$, accessoirement de montmorillonite et de gypse, Parmi les essais qui ont été réalisés au laboratoire dans le cadre de la présente étude sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau I.3 Les résultats d'essais géotechnique obtenus sur les sols cohérents

Essai	**Paramètres**	**Indice**	**Valeur**	**Unité**	**Observation**
Granulométrie et sédimentation.	Diamètres des tamisas et vitesses dechutes	D50%, D95% V	- -	µm m/s	Les matériaux appartiennent à la classe CL (argiles, limon sableux)
Limites d'Atterberg	Limites de liquidité.	L_L	21-37	%	-
	Indice de plasticité	I_p	3-18	-	
Essais de cisaillement direct consolidé non drainé(2	Cohésion	C	0.1-0.15	Mpa	-
	Angles de frottementinterne	Φ	22°-28.3°	-	

essais)					
Essais Proctor (10 essais)	Teneur en eau optimal	W_{opt}	12-17	%	-
	Densités sèches max	γ max d	1.77-1.89	t/m^3	
Essais de compression	Pressions de pré-consolidation	P_c	0.4-2.8	bars	-
	Coefficient de compressibilité	C_c	7.8-17	-	
	Coefficient de gonflement	C_g	0.4-2.2	-	

Selon les résultats des essais Lefranc, la perméabilité est en moyenne de8,5 x 10^{-5} m/s dans la couche supérieure et de 7,2 x 10^{-5} m/s dans la couche inferieure.

c)- Dépôts alluviaux

Les essais d'identification réalisés sur 7 échantillons ont montré que ces matériaux sont de classes GW (graviers propres) et SW (sables bien gradué), avec un contenu en fraction fine < 80 μm variable (3 à 35%), et sur la base de l'essai Lefranc, le coefficient de perméabilité est en moyenne de 2,8 x 10^{-4} m/s.

I.5 Etude géologique des matériaux de constructions :

Pour les besoins de la construction du barrage et des ouvrages annexes, les trois matériaux de construction ci-dessous se trouvent sur place à proximité immédiat de l'axe du barrage

- Les graviers sableux grossiers
- Les sols limono-argileux cohérents
- La roche en bancs pour l'exploitation au moyen d'explosifs

a) Zone d'emprunts des graves :

Les essais sur deux échantillons d'agrégats naturels dans l'étude préliminaire ontdonné les résultats mentionnés ci-après :

- La composition granulométrique est donnée dans le tableau suivant :

Tableau I- 3: Le résumé des résultats obtenus sur la granulométrie.

Les agrégats	Diamètre des tamisas	Pourcentage des tamisas
galets grossier	> 100 mm	0 %
graviers a gros grain	40-100 mm	10-16%

graviers grossiers	10-40 mm	19-35 %
Gravillons	5-10 mm	12-14 %
Sables	0-6.3 mm	19-20 %
sables fins	0-1 mm	13-34 %
sables très fins	0-0,1 mm	3-4 %
argile- limon	< 0,02 mm	1 %

- La teneur en sable est de ω=37-57%.
- Le module de finesse est de m=4.2-5.2.
- La teneur en eau optimale ω_{opt}=6.3-5.7%.
- Le poids volumique sec est de $\gamma_{d\,max}$=22.9-23.2 KN/m3.

b) Zone d'emprunt d'argile :

Les essais qui ont été effectués sur deux échantillons d'argiles dans le cadre de l'étude préliminaire ont fourni les résultats comme le montre le tableau ci-après :

Tableau I- 4: Les résultats d'essais géotechnique obtenus sur les argiles.

Essai	Paramètres	Indice	Valeur	Unité	Observation
Sedimentation.	vitesses de chutes	V	-	m /s	Les matériaux appartiennent à la classe CL et ML (argiles maigres, limoneuses et sableuses, et limons, peu plastiques)
Limites d'Atterberg	Limites de liquidité.	L_L	31-44	%	-
	indice de plasticité	I_p	14-26	-	
Essais de cisaillement direct consolidé non drainé(2 essais)	Cohésion	C	22-35	KN/m^2	-
	Angles de frottement interne	Φ	26°-29°	-	
Essai Proctor	Teneur en eau optimale	ω_{opt}	13-14	%	-
	Densités sèches	γ_d	19.3	KN/m^3	
Essais de compression	Pressions de pré-consolidation	P_c	0.4-2.8	Bars	Les argiles peu a moyennement compressibles
	Coefficient de compressibilité	C_c	7.8-17	-	
	Coefficient de gonflement	C_g	0.4-2.2	-	

c) Zone de carrière

Les bancs calcaires d'une épaisseur de 40 à 60 cm dans les gorges sur la rive gauche de l'oued à l'aval à environ 1 km de l'axe du barrage sont considérés comme une source d'agrégats potentielle.

Après extraction de ces matériaux au moyen d'explosifs, ils pourront être employés pour protéger les talus, après concassage, ils pourront être utilisés comme agrégats pourle béton.

Quatre échantillons (cubes 30 x 30 x 30 cm) ont été prélevés à l'affleurement pour lesessais de laboratoire. Les résultats sont rappelés dans le tableau ci-dessous :

Tableau I- 5: Les résultats d'essais géotechnique obtenus sur la zone de carrière.

Essai	Paramètres	Indice	Valeur	Unité	Observation
Essai de compression	Resistance à la compression	R_c	124 (état sec) 90 (état saturé)	Mpa	Ces valeurs indiquent une bonne résistance à l'abrasion, et une bonne résistance mécanique
Essai Los-Angeles	Coefficient delos Angeles	L_A	18.8-19.4	-	
Essai de traction	Resistance à la traction.	R_t	2.6-4.6	Mpa	
Essai Micro-Deval	Coefficient deMicro Deval	M_D	17.39	-	

Commentaire : Compte tenu de ces résultats préliminaires, les calcaires semblent adéquats pour la confection du béton.de point de vue durabilité et une bonne résistance mécanique.

I.6 L'étude géophysique

Les méthodes géophysiques utilisées sont la sismique réfraction et la prospection électrique, l'ensemble des points de mesures ont été relevés

topographiquement.

Les profils obtenus tant pour la sismique que pour l'électrique ont été calés sur les sondages carottés réalisés sur le site, la combinaison de ces données a donc abouti à la caractérisation des différents horizons rencontrés ainsi qu'à la définition de leur géométrie, donc les résultats de l'étude sismique réfraction mettent en évidence la succession de quatre couches, il s'agit de :

- Une zone altérée
- Une couche correspondant à l'ensemble des formations de graviers, sables et limons
- Une couche dont le toit correspond aux formations de Marno-calcaires ou aux marnes.
- Une dernière couche dont le toit est une couche de Marno-calcaire sains.

Ces couches ne sont pas présentes en continu quelques fois, la corrélation des couches a été difficile à cause des hétérogénéités et des variations importantes des faciès, deux sondages électriques verticaux ont été réalisés, ils confirment l'hétérogénéité du sous sol.il est à noter aussi que le socle marno-calcaire présente une géométrie douce.

La zone d'emprunts des argiles contient une épaisse couche d'argile qui dépasse 10m, et une couche mince d'alluvions.et dans La zone de carrière potentielle, la couche de calcaire intéressante est définie sur tout le flanc Ouest de l'oued avec une épaisseur variant entre 4m en bas à 10m en haut elle n'est recouverte que partiellement dans la partie supérieure par une couche fine d'altération d'une épaisseur maximale de 0.5m.

L'étude géophysique nous a fournis les résultats comme le montre le tableau suivant :

Tableau I- 6: Les résultats de l'étude géophysique.

N profils	position des profils	vitesse sismique (m/s)	épaisseur des couches(m)	type de sol
PS1	est-ouest	500	7	complexes GLS
		1100	10	Graviers
		2100	10	marne-calcaire
		3850	20	marne compacte
PS2	sud-nord	3850	8	Graviers
		1500	10	marne-calcaire
		2000	15	marne-calcaire sain
		2100	10	marne-

				calcaire altéré
PS3	sud-nord	2290	20	marne compacte
		3750	5	Argile
PS4	sud-nord	740	10	complexe GLS
		1200	20	marne-calcaire
		1650-2180	30	marnes compacte
		5000	35	Argile
PS5	sud-nord	530	1	complexe GLS
		1080	6	marne-calcaire
		2400	10	marne-calcaire sain
		4000	20	marne-calcaire compacte
PS6	sud-nord	-	2	-
		1700	10	marne
		4000	14	marne-calcaire sain

Selon les résultats des essais Lefranc, la perméabilité est en moyenne de8,5 x 10 $^{-5}$ m/s dans la couche supérieure et de 7,2 x 10^{-5} m/s dans la couche inferieure.

Conclusion :

Tenant compte l'étude géologique et géotechnique, on constate :

La fondation du barrage de M'Djedel est une formation géologique tendre (calcaire), cela vas nous conduire au choix d'un barrage souple. Les zones de faiblesse de la fondation nécessiteront un traitement spécifique pour obtenir une fondation homogène .

- L'évacuateur des crues sera implanté en rive gauche, par contre la dérivation provisoire sera implantée dans le lit actuel de l'oued .

- Afin de limiter les écoulements dans la fondation de l'ouvrage et de réduire le débit de fuite dans les deux rives, un voile d'étanchéité est nécessaire sous toute l'emprise de la digue et dans les deux rives .

- Les alluvions grossières existant dans le lit de l'oued, à l'aval et à l'amont de l'axe présentent des caractéristiques physico-mécaniques convenables à confectionner un remblai, drains et filtres en cas de besoin.

- Les matériaux fins disponibles sur site et dans la cuvette peuvent être utilisés pour construire un dispositif d'étanchéité (noyau), ou dans la recharge en cas de besoin.

- Les matériaux provenant de la carrière présente de bonnes qualités physico-mécaniques et peuvent être utilisée comme revêtement des talus, agrégats, drains et filtres.

Chapitre II
Etude hydrologique

Introduction :

L'hydrologie concerne bien les mécanismes d'écoulement des eaux dans les systèmes naturels (bassin versant), que le dimensionnement des ouvrages hydrauliques utiles à l'exploitation et à la gestion des eaux (les barrages, les retenues collinaires…). Elle permet également de mieux comprendre et simuler le comportement dynamique des eaux dans les zones où elles se répondent et de mieux saisir les impacts des aménagements hydrauliques sur l'environnement. Les études hydrologiques sont indispensables ; d'une part, elles ont l'objectif d'étudier les conditions de la réserve d'eau et d'autre part d'estimer les débits extrêmes contre lesquelles il est nécessaire de protéger le barrage.

La présente étude a pour but de déterminer les paramètres hydrologiques de l'Oued tels que les apports liquides et solides du bassin versant, les débits des crues qui sont la base de dimensionnement des ouvrages constituant l'aménagement afin d'assurer la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques.

II.1 Le bassin versant

Le bassin versant est l'unité de base pour la détermination du bilan hydrologique.

Le bassin versant en une section d'un cours d'eau est défini comme la surface drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de la section. Tout écoulement prenant naissance à l'intérieur de cette surface doit donc traverser la section considérée, appelée exutoire, pour poursuivre son trajet vers l'aval.

La délimitation du bassin versant : qui j'ai élaboré à l'aide de logiciel Arc Gis.

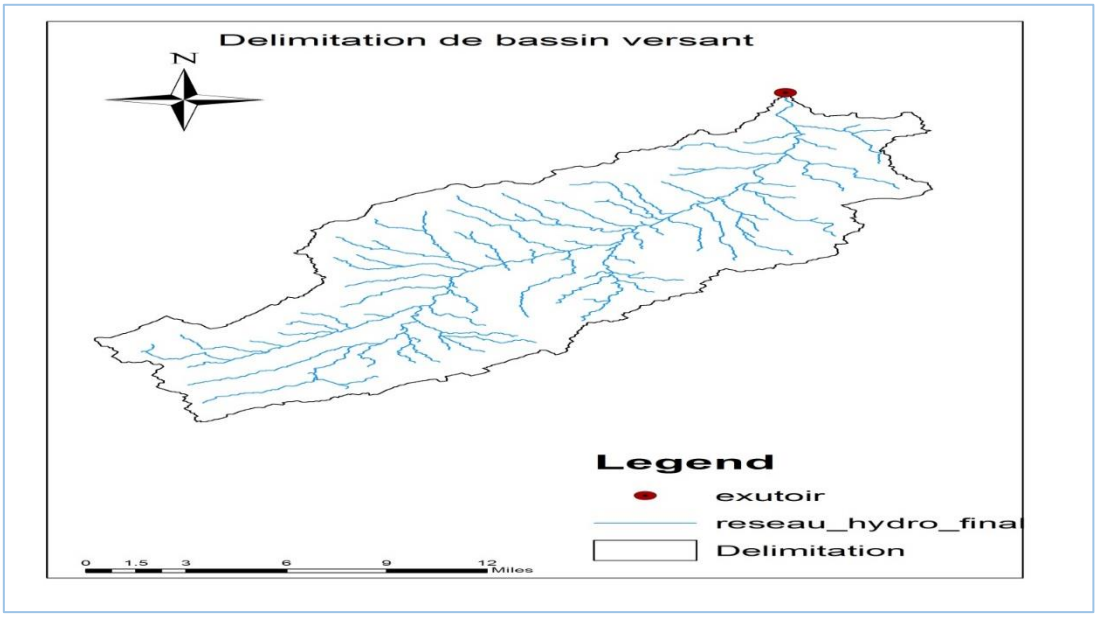


Figure II- 1: Délimitation du bassin versant.

II.1.1 Caractéristiques physiographiques et hydro morphométriques du bassin versant :

Les différents paramètres morphologiques et hydrologiques du bassin versant ont été déterminé par l'utilisation du logiciel Arcgis.

- **La surface du bassin versant :**

Le bassin versant de M'djedl occupe une superficie de :

$$\boldsymbol{S = 651,21\ km^2}$$

- **Le périmètre du bassin versant :**

Le périmètre du bassin versant est de :

$$\boldsymbol{P = 162 km}$$

- **La longueur du thalweg principal :**

La longueur de thalweg principal à pour valeur :

$$\boldsymbol{L = 58\ Km}$$

II.1.2 Caractéristiques de forme

a) Indice de compacité de Gravelius K_c

C'est un indice qui caractérise la forme du bassin versant, c'est le rapport entre le périmètre du bassin P et la circonférence du cercle P' de rayon R ayant la même superficie S que le bassin, soit :

$$Kc = \frac{P}{P'} = \frac{P}{2\pi R} \quad \text{..... (II.1)}$$

Donc : $P' = 2\pi R = 2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}$

$$Kc = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{S\pi}} = 0.282\frac{P}{\sqrt{S}}$$

P : périmètre du bassin versant (Km).

S : surface du bassin versant (km²).

K_c : indice de compacité.

$$Kc = 0.282\frac{162}{\sqrt{655}} \quad \Longrightarrow \quad \boldsymbol{Kc = 1.8}$$

D'après résultat de K_c on distingue trois cas :

$Si : Kc = 1 \Longrightarrow$ Le bassin est parfaitement circulaire.

$Si: Kc = 1.128 \Longrightarrow$ Le bassin est ramassé.

Si : $Kc > 1.128 \Longrightarrow$ le bassin est allongé.

Plus le K_c est grand, plus le bassin versant sera allongé, plus le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire sera important d'où la crue sera moins violente. Donc l'indice de compacité est proportionnellement lié au temps de concentration T_c.

Dans notre cas le bassin versant est caractérisé par un $Kc = 1.8 > 1.128$ alors il est de forme relativement allongée.

b) Coefficient d'allongement

Le coefficient d'allongement est défini par la relation :

$Ca = \frac{L^2}{S}$……(II.2)

L : la longueur du bassin versant.

S : la surface du bassin versant.

$Ca = \frac{58^2}{655} \Longrightarrow Ca = 5.16$

c) Rectangle équivalent

Le rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius c'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimension L et l'ayant la même surface que le bassin versant. La longueur (L) est considérée comme étant la longueur du bassin versant et (l) comme sa largeur.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$P = 2(L + l)$ et $S = L.l$ ……..(II.3)

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

$Kc = 0.282 \frac{P}{\sqrt{S}}$…… (II.4)

De (II.3) et (II.4) on obtient une équation de 2éme degré admet deux solutions Lr et l_r :

$Lr = \frac{Kc\sqrt{S}}{1.128}\left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc}\right)^2}\right)$…… (II.5)

$lr = \frac{Kc\sqrt{S}}{1.128}\left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc}\right)^2}\right)$…… (II.6)

Lr : longueur du rectangle équivalent.

lr : largeur du rectangle équivalent.

$\boldsymbol{Lr} = 72.5km$ $lr = 9km$

II.1.2.3 Relief

- **Répartition et courbe hypsométrique :**

Elle est d'une grande importance dans l'étude du relief d'un bassin versant. Sur un graphe, on porte en ordonnée l'altitude et en abscisse la surface exprimée en %.

La courbe hypsométrique est tracée à partir des résultats des calculs de la répartition du bassin versant par tranches d'altitudes, après détermination des surfaces partielles. Elle représente la fraction de la surface comprise entre deux courbes de niveau consécutives. On la considère comme une sorte de profil du bassin versant et sa pente moyenne ; c'est un élément synthétique de comparaison de la topographie de divers impluviums.

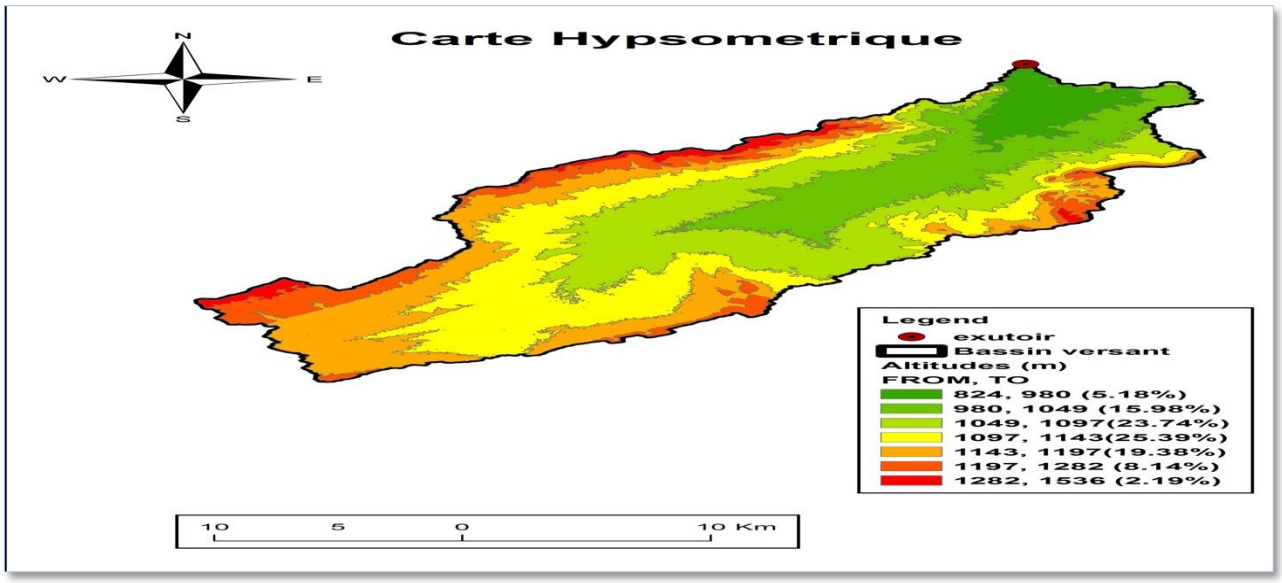


Figure II- 2: Carte hypsométrique du bassin versant obtenue avec logiciel Arcgis.

La répartition des surfaces élémentaires et leurs cumule en fonction des altitudes ont été obtenues avec logiciel Arcgis.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau.II.2

Tableau II- 1: Surfaces partielles par tranche d'altitude.

Tranche d'altitude	Surface (km^2)	S cumulée (Km^2)	Surface $_{cum}$(%)
824-980	33,75	33,75	5,182659971
980-1049	104,08	137,83	21,16521552
1049-1097	154,59	292,42	44,9041016
1097-1143	165,34	457,76	70,29376085
1143-1197	126,19	583,95	89,67153453
1197-1282	53	636,95	97,81023019
1282-1536	14,26	651,21	100

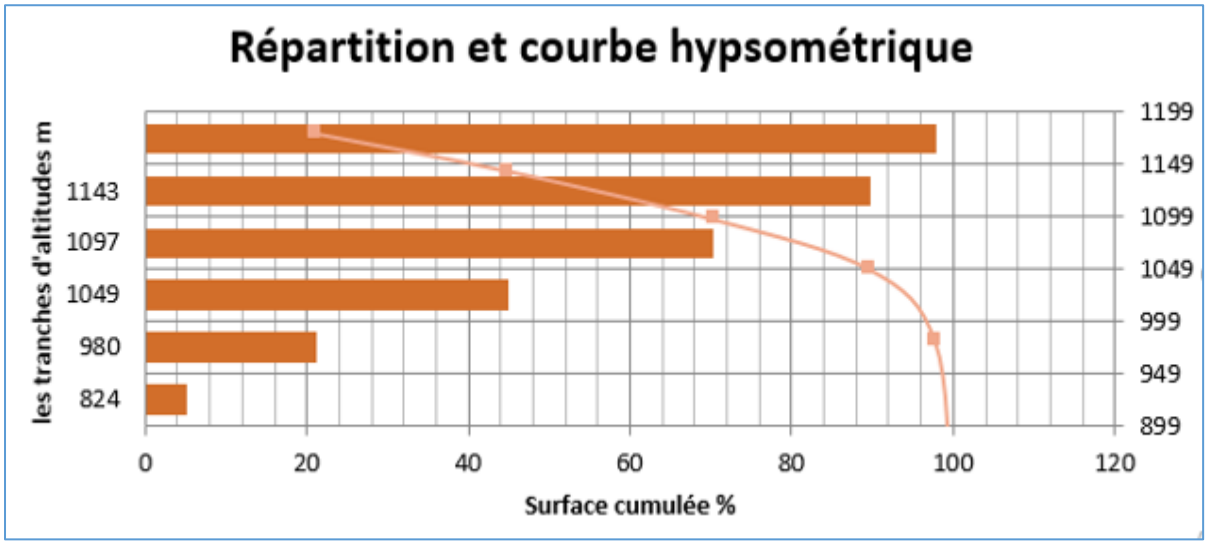


Figure II- 3: Répartition et courbe hypsométrique du bassin de l'Oued M djedel

La courbe ci-dessus permet de déterminer les altitudes caractéristiques suivantes :

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

Tableau II- 2: Détermination de H50% , H5% et H95%

Altitudes	Valeur (m NGA)
$H_{médiane}$	1140
$H_{5\%}$	1280
$H_{95\%}$	1010

a) Altitude moyenne H_{moy}

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

$$Hmoy = \frac{\sum SiHi}{S} \quad \text{(II.7)}$$

Hi : Altitude moyenne entre deux courbes de niveaux consécutives (m).

Si : surface partielle entre deux courbes de niveaux (Km²).

S : surface totale du bassin versant (Km²).

$\boldsymbol{Hmoy} = 1107\ m.$

Tableau II- 3: Détermination de l'altitude moyenne Hmoy

Altitude (m)	Surface (Km²)	Hi (m)	$\boldsymbol{Si \times Hi}$
824-980	33,75	902	30442,5
980-1049	104,08	1014,5	105589,16
1049-1097	154,59	1073	165875,07
1097-1143	165,34	1120	185180,8
1143-1197	126,19	1170	147642,3
1197-1282	53	1239,5	65693,5
1282-1536	14,26	1409	20092,34
Somme	651,21	/	720515,67

Les résultats précédents sont récapitulés dans le tableau II .4.

Tableau II- 4: Tableau récapitulatif des résultats précédents

Altitudes	Valeurs (m NGA)
$H_{médiane}$	1140
$H_{5\%}$	1284
$H_{95\%}$	1024
$H_{moyenne}$	1107
H_{max}	1536
H_{min}	824

b) Pente moyenne du bassin versant *Im*

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin donc le temps de concentration. Cette variable influence le débit maximal observé. Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel, tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps de s'infiltrer, entièrement ou en partie, dans le sol. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Im = \frac{\Delta H(0.5L1+L2+L3+\cdots+0.5\mathrm{Ln})}{S} \quad \text{.....(II.8)}$$

ΔH : dénivelée entre deux courbes de niveaux successives (m).

L_i : longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2, …, n.

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

Les résultats sont représentés dans le tableau **II .6.**

Tableau II- 5: Pente moyenne du bassin versant

Courbe	Longueur (km)	ΔH(m)	S (km^2)	Im (m/Km)
900	21,01	100	651,21	81,28
1000	81,48			
1100	230,5			
1200	150,5			
1300	**44,2**			
1400	**11,9**			
1500	**0,45**			

$$Im = 81,28\,m/km \rightarrow Im = 8,13\ \%$$

c) Les indices de pentes

Leur connaissance est d'une grande importance car il est évident que les eaux ruissellent d'autant plus que la pente des versants est grande. Ils permettent de donner une classification pour les bassins versant et nous renseigne sur la topographie du bassin.

- **L'indice de pente globale Ig :**

Cet indice est très utilisé, il sert à donner une des classifications O.R.S.T.O.M pour les bassins versants dont la surface est de l'ordre de 25Km² (Touibia, 2015). La détermination de cet indice nécessite la courbe hypsométrique. Ig est donné par la formule suivante :

$$Ig = \frac{D}{L} = \frac{H5\% - H95\%}{L} \quad \text{.....(II.9)}$$

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

L : longueur du rectangle équivalent (Km).

$$D = 260m$$

$$L = 72,5km$$

$$Ig = 0.003\frac{m}{m}$$

Tableau II- 6: Classification du relief (in Touaibia , 2004

Relief		**Ig**
1	Très faible	$Ig < 0.002$
2	Faible	$0.002 < Ig < 0.005$
3	Assez faible	$0.005 < Ig < 0.01$
4	Modéré	$0.01 < Ig < 0.02$
Relief		**Ig**
5	Assez fort	$0.02 < Ig < 0.05$
6	Fort	$0.05 < Ig < 0.1$
7	Très fort	$0.05 < Ig$

D'après cette classification, le bassin présente un relief d'une pente faible.

- **Dénivelée spécifique D_s**

A la différence de l'indice globale Ig, la dénivelée spécifique D_s est indépendante de la surface et permet alors de comparer des bassins versants de tailles différentes (Merrien-Soukatchoff, 2004). Elle est donnée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{Ds = D \times \sqrt{\frac{l}{L}}} \quad \text{.....(II.10)}$$

D : dénivelée entre H5% et H95% (m).

L : longueur du rectangle équivalent (km).

l : largeur du rectangle équivalent (km).

$$Ds = 91{,}6m$$

Tableau II- 7: Classification du relief

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

- **Indice de pente de Roche Ip**

M. Roche a proposé un indice de pente qui caractérise la pente globale du bassin versant. Cet indice représente la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre deux courbes de niveau H_i et H_{i-1}. Il s'exprime par la formule suivante :

$$Ip = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum \sqrt{Si \times Di} \quad \text{.....(II.11)}$$

L : longueur du rectangle équivalent (km).

Si : Surface partielle (%) comprise entre deux courbes de niveau consécutives.

Di : dénivelée (m).

Les résultats sont représentés dans le tableau II .9

Tableau II- 8: détermination de l'indice de pente de Roche Ip

Altitude (m)	$D_i=H_i-H_{i-1}$ (m)	Si (km²)	Si (%)	$Si \times Di$	$\sqrt{Si \times Di}(\%)$
824-980	156	33,75	5,18	808,08	0,28426748
980-1049	69	104,08	15,98	1102,62	0,332057224
1049-1097	48	154,59	23,74	1139,52	0,337567771
1097-1143	46	165,34	25,39	1167,94	0,341751372
1143-1197	54	126,19	19,38	1046,52	0,323499614
1197-1282	85	53	8,14	691,9	0,263039921
1282-1536	254	14,26	2,19	556,26	0,235851648
Somme					2,12

$$Ip = \frac{2.12}{\sqrt{72.5}} = 0.25\%$$

- **Indice de pente moyenne I_{pm}**

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur du rectangle Équivalent. Il est donné par la formule suivante :

$$Ipm = \frac{Hmax-Hmin}{L} \text{.....(II.12)}$$

H_{max} : l'altitude maximum (m).

H_{min} : l'altitude minimum (m).

L : longueur du rectangle équivalent (km).

$$Ipm = \frac{712}{72,5} = 9.82\ m/Km \rightarrow Ipm = 0,98\%$$

II.1.3 Caractéristiques du réseau hydrographique

Un réseau hydrographique est un organisme d'écoulement d'importance très variable ; c'est l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires qui drainent les eaux d'un bassin versant vers l'exutoire.

La description d'un réseau hydrographique nécessite la détermination de plusieurs paramètres.

Hiérarchisation du réseau

La ramification d'un cours d'eau est établie en affectant un système de numérotation à chaque tronçon du cours d'eau en fonction de son importance. Selon la classification de Schumm Strahler (1957).

- Tout cours d'eau dépourvu d'affluent est d'ordre 1.
- Au confluent de deux cours d'eau de même ordre n, le cours d'eau résultant est d'ordre n + 1.
- Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau d'ordre différent prend l'ordre du plus élevé des deux

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

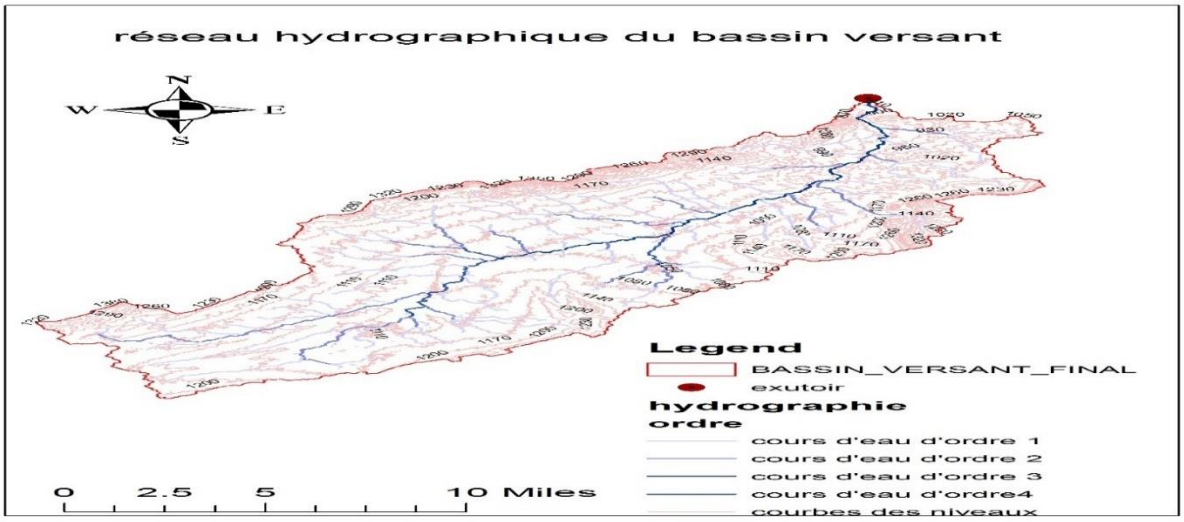


Figure II- 4: Le réseau hydrographique du bassin versant obtenue avec logiciel Arcgis

Densité de drainage Dd

La densité de drainage est le rapport entre la longueur totale (Li) de tous les cours d'eau du bassin versant et la superficie de ce dernier. Elle reflète la dynamique du bassin, une valeur élevée de cette dernière renseignerait sur un réseau hydrographique relativement dense et ayant une réponse rapide à un quelconque événement pluvieux. Elle est exprimée en Km/Km^2 et donnée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{Dd} = \frac{\sum \boldsymbol{Li}}{\boldsymbol{S}} \quad \text{(II.13)}$$

$\sum \boldsymbol{Li}$: Somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km).

S : Surface du bassin versant en Km².

Tableau II- 9: Densité de drainage

Ordre du cours d'eau	Nombre	Longueur (km)
1	130	269,78
2	55	90,54
3	22	18,73
4	43	35
Somme	250	414

$$Dd = \frac{269,78}{651,21} = 0,414\ Km/Km^2$$

La densité de drainage dépend de la géologie, des caractéristiques topographiques du bassin et des conditions climatologiques et anthropiques.

- Si *Dd* de l'ordre de 3 à 4 pour des régions à développement très limité.
- Si *Dd* dépasse 1000 pour des zones où l'écoulement est très ramifié avec peu d'infiltration.

♦ **Densité hydrographique F**

La densité hydrographique représente le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface. Elle est donnée par la formule suivante :

$$F = \frac{\sum Ni}{S} \quad \text{.....(II.14)}$$

$\sum Ni$: Somme des cours d'eau.

S : surface du bassin versant (km²).

$$F = \frac{250}{651,21} = 0,4$$

Les régions à haute densité de drainage et à haute densité hydrographique ont une roche mère imperméable, un couvert végétal restreint et un relief montagneux.

♦ **Fréquence des thalwegs d'ordre 1 F_1**

Cette fréquence caractérise le chevelu du réseau hydrographique. Elle est calculée par la formule suivante :

$$F1 = \frac{N1}{S} \quad \text{.....(II.15)}$$

N1 : nombre total des thalwegs d'ordre 1

S : surface du bassin versant en Km².

$$F1 = \frac{130}{651{,}21} = 0{,}20$$

- **Coefficient de torrentialité C_t:**

Ce coefficient est calculé par la formule suivante :

$$\boldsymbol{Ct} = Dd \times F1 \quad \text{(II.16)}$$

Dd : densité de drainage (Km/Km²)

F1 : fréquence de thalweg d'ordre 1.

$$Ct = 0{,}20 \times 0{,}414 = 0{,}08$$

- **Pente moyenne du cours d'eau principal $\boldsymbol{Ic}$:**

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin donc le temps de concentration. Cette variable influence donc le débit maximal observé. Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel, tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps de s'infiltrer, entièrement ou en partie, dans le sol. Elle est donnée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{Ic} = \frac{\boldsymbol{\Delta H}}{\boldsymbol{\Delta L}} \quad \text{(II.17)}$$

ΔH : dénivelée entre deux points suffisamment distants en m.$(= 1137 - 995)$

ΔL : distance entre ces deux point en Km. $(= 30\ km)$

$\boldsymbol{Ic} = 4{,}7\ \%$

- **Temps de concentration du bassin versant tc :**

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire. C'est une caractéristique importante dans la formation de la crue pluviale et son débit de pointe. Il intègre l'influence complexe des processus de concentration hydraulique et d'échanges dans le lit de l'oued. Pour les crues, cette variable caractérise la vitesse de propagation de la phase maximale. Il existe plusieurs formules :

- **Formule de Befani :**

Le temps de concentration est exprimé par :

$$tc = \frac{L}{vc} \quad \text{(II.18)}$$

tc : Temps de concentration, en heure.

L : La longueur du cours d'eau principal, en km.

Vc : La vitesse de concentration de la phase maximale de la crue (km/h).

La vitesse de concentration, par Befani, pour les petits bassins versants, est exprimée comme suit :

$$\boldsymbol{vc} = 0.75 \times S^{1/5} \times I^{1/3} \quad \text{…….. (II.19)}$$

S : superficie du bassin versant (km²).

I : la pente moyenne du thalweg principal (%).

$$vc = 4.6\, {}^{km}/_{h} \quad \Longrightarrow \quad tc = 12.63\ h$$

-**Formule de Giandotti (1937)** :

Le temps de concentration est calculé comme suit :

$$Tc = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{Hmoy - Hmin}} \text{……..}$$

Avec :

S : surface du bassin versant (Km2) ;

Lcp : longueur de cours d'eau principal (Km) ;

Tc : temps de concentrations exprimé en heure

Hmoy : altitude moyenne (m) ;

$$\boldsymbol{tc = 14\ h}$$

- **Formule de Sogreah (1986/1989) :**

Une formule a été développée par Sogreah, elle est vérifiée et recommandée pour les petits bassins versants de l'Algérie, s'écrit :

$$\boldsymbol{tc = 3 \times \left(\frac{S \times L}{(10 \times I)^{3/2}}\right)^{1/4}} \text{……(II.20)}$$

t_c : Temps de concentration en h.

S : Superficie du bassin versant, en km².

L : Longueur du talweg principal, en km.

I : Pente du talweg principal, en %

$$tc = 9.9\ \ h$$

Tableau II- 10: temps de concentration (tc)

Formules	Temps de concentration tc (h)
Befani	12.63
Sogreah	9.9
Giandotti	14

La valeur adoptée est estimée par la formule de Sogreah **; $tc = 9,9\ h$.**

- **Vitesse de ruissellement V_r :**

On entend par ruissellement, l'écoulement d'eau de surface par gravité, 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. La vitesse de ruissellement est donnée par la formule suivante :

$$Vr = \frac{L}{Tc} \text{.....(II.21)}$$

L : longueur du thalweg principal (km).

Tc : temps de concentration (h).

$$Vr = 4.14\ \frac{km}{h}.$$

Tableau II- 11: récapitulatif des résultats des caractéristiques hydrographiques du bassin

Désignation		Symbole	Unité	Valeur
Surface		S	Km^2	651.21
Périmètre		P	Km	162
Longueur du thalweg principal		L	Km	58
Indice de compacité		K_c	-	1.8
Coefficient d'allongement		Ca	-	5.16
Rectangle Equivalent	Longueur	L	Km	72.5
	Largeur	L	Km	9
Altitudes	Maximale	H_{max}	m	1536
	Moyenne	H_{moy}	m	1107
	Médiane	$H_{5o\%}$	m	1140
	Minimale	H_{min}	m	824
Pente moyenne du BV		I_m	%	8.13
Pente moyenne du cours d'eau		I_c	%	4.7
Indice de pente globale		I_g	%	0.36
Dénivelée spécifique		D_s	m	91.6
Indice de pente de Roche		I_p	%	0.25

Désignation	Symbole	unité	Valeur
Indice de pente moyenne	I_{pm}	%	0.98
Densité de drainage	D_d	Km/km^2	0.415
Temps de concentration	T_c	h	9.9
Vitesse de ruissèlement	V_r	Km/h	4.14

II.1.4 Caractéristiques climatologiques

Les facteurs climatiques sont responsables de toute action érosive ; notamment les précipitations et leurs régimes spatio-temporelles, les températures et leurs variabilités, ainsi que le rôle de l'humidité de l'ai et l'évaporation.

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir des données concernant le climat, données nécessaires pour la conception du barrage et de ses ouvrages annexes Compte tenu du manque de stations climatologiques dans la zone du projet, on a recours aux observations faites à la station climatologique de Djelfa située à l'Ouest de M'djedel et la station de M'Sila, qui se trouve au Nord Est de la zone d'étude.

- **La Température de l'air**:

Les données de températures dans la zone d'étude sont essentiellement fonction de l'altitude. Le poste de Djelfa à la fois proche géographiquement et avec une altitude (1144) voisine de celle du bassin versant de l'oued M'djedel (1060). Aussi les données à Djelfa caractérisent bien la température sur le bassin.

Tableau II- 12: Répartition mensuelle des températures de la wilaya de Djelfa pour la période de 1967-1986 (T°)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Juill	Aout	Année
Max (°C)	27,4	20	14,1	11	10	12	14,7	18	22	29	34	32	20,4
Moy (°C)	20,1	14	8,6	5,2	4,4	6	8,2	12	16	22	26	25	14
Min (°C)	13,4	8,1	3,5	1,5	-0,2	1,6	2,4	5,4	9	15	18	18	7,8

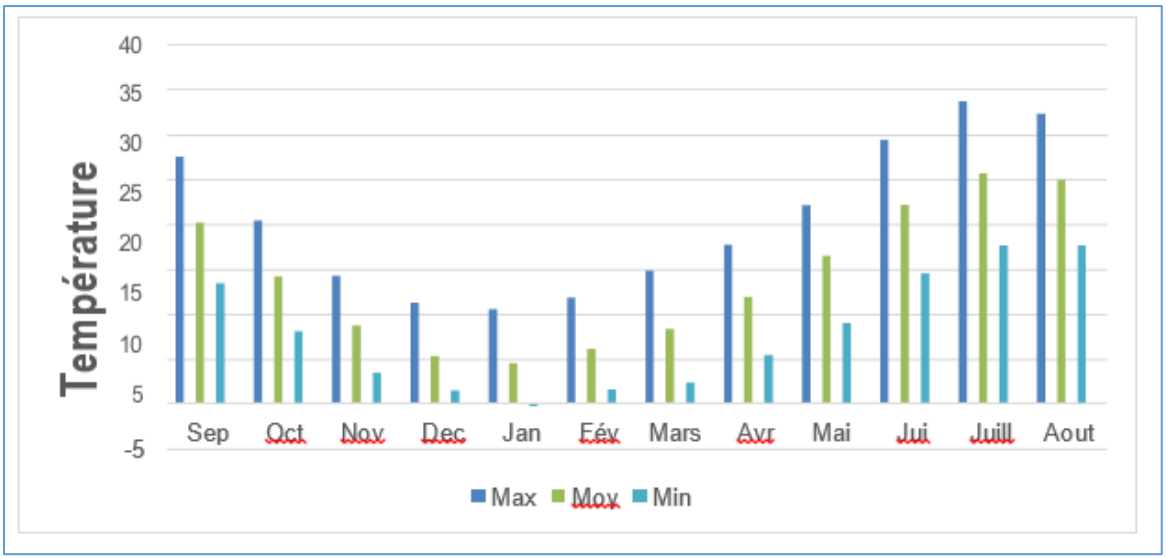


Figure II- 5: Variation mensuelle de températures - Station de Djelfa

La température maximale : 34 °C en mois de juillet
la température minimale : -0.2 °C en mois de janvier

- **La vitesse du vent**

Les valeurs de la vitesse du vent enregistrées au niveau de la station de BOU SAADA pour la période 1991/2000, ainsi que leur direction sont présentées dans de tableau suivant :

Tableau II- 13: Répartition mensuelle des températures moyennes

Direction du vent	Nord	Nord-Est	Nord-Ouest	Sud	Sud-Est	Sud-Ouest	Ouest	Est
Taux *(%)*	13,0	5,3	4,1	3,5	4,9	3,8	10,3	13,3
Vitesse moy (m/s)	5,1	3,8	3,4	4,1	4,6	4,6	5,1	5,4

Les vents dominants sont de Nord – Nord-Ouest avec des vitesses moyennes de 5.1 et 5.4 m/s

- **Evaporation**

Les valeurs de l'évaporation enregistrées au niveau de la station de BOU SAADA pour la période 1991/2000, sont présentées dans de tableau suivant

Tableau II- 14: Répartition mensuelle des évaporations mensuelles []

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
E_s (mm)	158	111	77	62	65	68	91	115	161	183	237	211	1538
%	10,3	7,2	5	4	4,2	4,4	5,9	7,5	10,5	11,9	15,4	13,7	100

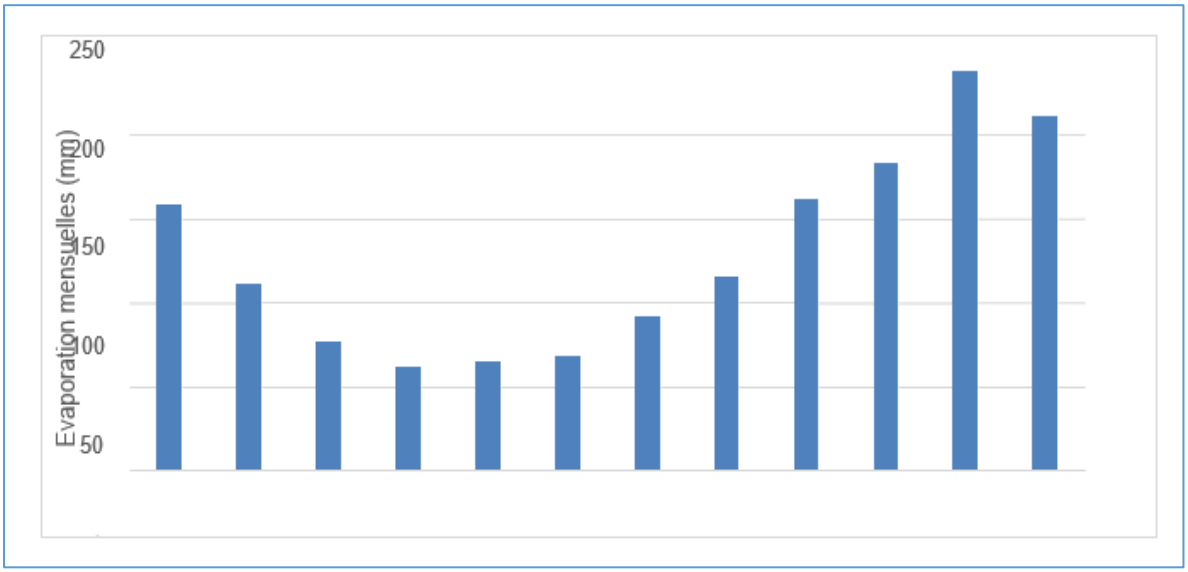


Figure II- 6: Variation mensuelle de l'évaporation - plan d'eau Barrage M'Djedel

L'évaporation est maximale en mois de Juillet car la température est minimale en mois de Décembre et elle varie entre 4 et 211 mm.

II.2 Etude des précipitations

Le terme précipitations regroupe toutes les eaux météoriques qui arrivent au sol sous quelque forme que ce soit.

Les données pluviométriques disponibles dans la région sont fournies par l'Agence National des Ressources Hydrauliques (ANRH).

Les stations pluviométriques existant dans et autour du bassin versant de M'djedel sont au nombre de quatre (04), une station localisée à l'intérieur, deux au Nord, une en Est et une au sud du bassin.

Le terme précipitations regroupe toutes les eaux météoriques qui arrivent au sol sous quelque forme que ce soit.

Les données pluviométriques disponibles dans la région sont fournies par l'Agence National des Ressources Hydrauliques (ANRH).

Les stations pluviométriques existant dans et autour du bassin versant de M'djedel sont au nombre de quatre (04), une station localisée à l'intérieur, deux au Nord, une en Est et une au sud du bassin.

Tableau II- 15: Les caractéristiques de ces stations observées sont représentées

Station	Code	Coordonnées		Cotes Z(m, NGA)	Periodes	Nombre d'année disponibles
		X (Km)	Y (Km)			
Djelfa	17/02/2008	551.000	153.000	1160	1978-2011	33
M'Djedel	17/05/2001	590.100	203.600	875	1973-2005	32
Dar Chioukh	17/02/2003	572.000	178.000	1100	1978-2019	41
Slim	05/17/2003	594.900	178.200	1070	1975-2011	36

La station de Dar Chioukh, qui présente un long nombre d'années d'observation et qui est Située au milieu du bassin versant, donc elle est prise en compte pour caractériser les précipitations mensuelles et annuelles sur le bassin versant de M'djedel. Cette série servira aussi à générer une série d'apports liquides au site du barrage

II.2.1 Traitement statistique des pluies annuelles de1978 à 2019

Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées. De ce fait, l'analyse hydrologique se base sur l'exploitation de données, présentées souvent sous forme de séries statistiques et sujettes la plupart du temps à des erreurs qu'on appelle erreurs systématiques. Donc il est indispensable de vérifier leurs homogénéités pour détecter les anomalies dans les séries hydrologiques et les corriger par les méthodes d'homogénéisation.

II.2.1.1 Test d'homogénéité de la série pluviométrique (1978 à 2019)

Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique des pluies annuelles, on procède au Test de Wilconxon. C'est le plus puissant des tests non paramétriques. Ce test repose sur le procédé suivant :

On divise la série pluviométrique en deux sous séries X et Y de taille N1 et N2 respectivement.

X étant la série à étudier et Y étant la série de base avec $N1<N2$.

- On constitue la série XUY, ensuite on doit la classée par ordre croissant.
- On associe à chacune des valeurs le rang qu'elle occupe dans cette nouvelle série.

De plus on indique de quelles série appartient-elle.

La série sera homogène avec une probabilité de 95%. Cette condition est vérifiée si: $Wmin<Wx<wmax$.

$Wmin=^{(N1+N2+1)\ N1-1}-1.96\sqrt{N1\times N2\times(N1+N2+1).}$

$Wmax=(N1+\ N2+\ 1)\ N1-\ Wmin.$

$Wx=\Sigma rangx$:Somme des rangs de l'échantillon X.

N1 : taille de la série X.

N2 : taille de la série Y.

μ (1-α)/2 : variable réduite de GAUSSE, pour un seuil de confiance de 95%, μ (1-α)/2 =1.96 W

Wy : somme des rangs des valeurs de la série Y.

Tableau II- 16: Résultat de test de Wilcoxon

Paramètres du test	Pluies annuelles
N1	17
N2	25
W_{min}	124,25
W_{max}	606,7
W_x	153
Condition du test	124,25<153<606,7
Observation	Série homogène

II.2.2 Répartition des pluies annuelles et mensuelles

La répartition mensuelle de la pluie moyenne interannuelle a été établie sur la base de la série des précipitations à la station de Dar Chioukh. Ladite répartition est exposée dans le tableau II.16

Tableau II- 17: Répartition mensuelles de la pluie moyenne

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
P(mm)	21,8	19,5	19	23	34,5	19,1	22	27,1	38	13	2	10	239
P(%)	9,12	8,16	7,95	9,62	14,44	7,99	9,21	11,34	15,90	5,44	0,84	4,18	100

La répartition moyenne des pluies donne un maximum caractéristique de la région au mois de Mai qui arrive à 38 mm.

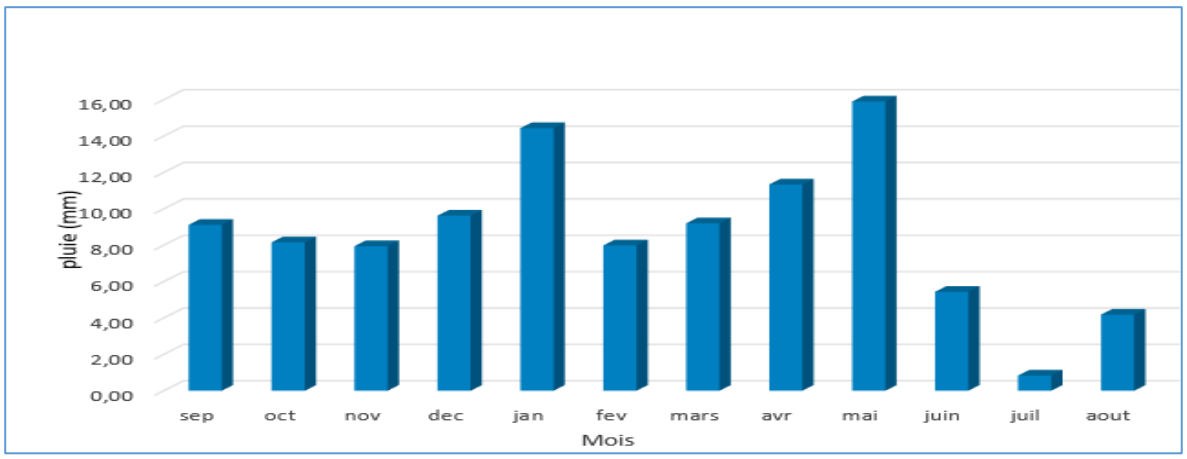


Figure II. 1: Répartition mensuel des pluies

II.2.3 Ajustement des pluies annuelles

II.2.3.1 Ajustement des pluies annuelles à la loi normale (Laplace-Gauss)

Cette loi est utilisée comme modèle théorique dans les ajustements des distributions expérimentales.

Les pluies annuelles s'adaptent à la distribution normale lorsque sa fonction de répartition est de la forme suivante (Touaibia, 2015).

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{u} e^{-\frac{1}{2}u^2} \, du \quad \text{.....(II.24)}$$

F : fréquence en non dépassement.

U : variable réduite de Gauss ; elle est donnée par : $u = \frac{x-\bar{x}}{\sigma}$

$\bar{x}$: la moyenne

σ : écart type

La fonction de densité de probabilité a pour expression (Touaibia, 2015).

$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}u^2}$ ……..…….……..……..(II.25)

- **Test de validité de l'ajustement**

Le but d'un test d'adéquation (d'ajustement) est de vérifier que le modèle choisi est cohérent avec les données, plus exactement nous allons construire une procédure de test afin de vérifier si l'hypothèse que les observations sont issues d'une loi donnée est valide. Le test le plus usuel est celui du khi carré (χ^2).

Le test de khi carré (χ^2) est utilisé pour un risque$\alpha = 5\%$ et un nombre de degré de liberté

$\gamma = K - 1 - m$; tel que K c'est le nombre de classe et m c'est le nombre de paramètre de la loi.(Touaibia, 2015).

La variable aléatoireχ^2 , dont la répartition a été étudiée par Pearson, est définie par l'expression suivante :

$\chi^2 cal = \sum \frac{(ni-\mu i)^2}{\mu i}$ ……..……..(II.26)

n_i : nombre d'observation contenues dans la classe i.

μi : Nombre d'observation théoriques calculées dans la classe i avec $\mu i \geq 5$

On pose l'hypothèse nulle H_0 : la loi de distribution de fréquence théorique P ajuste la courbe expérimentale F.

Pour que $P = F$ soit vérifiée, il faut que :

$\chi^2_{calculée} < \chi^2_{théorique}$

$\chi^2_{théorique}$ est tiré de la table de χ^2 en fonction de γet α .

Les résultats obtenus par le test de khi carré ont été fait par logiciel Hyfran et sont représentés dans le tableau II.17.

Tableau II- 18: Résultat du test de khi carré

La loi de distribution	Degré de liberté ɣ	Nombre de classe	$\chi^2_{calculée}$	$\chi^2_{théorique}$
Normale	5	8	1.43	1.61

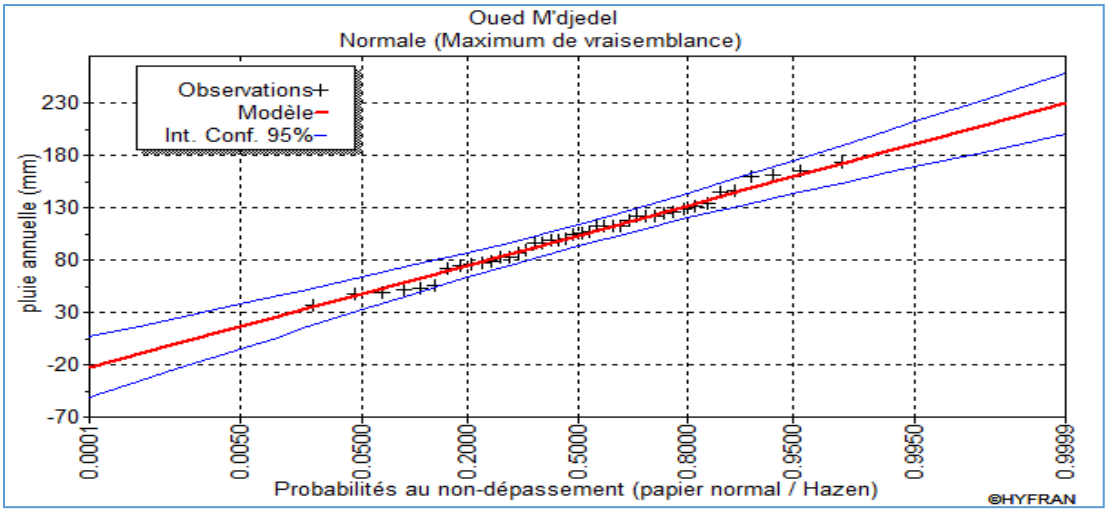


Figure II- 7: l'ajustement à la loi normale des pluies annuelles sur l'ensemble du bassin versant d'oued M'djedel

Le résultat du test de khi carré montre bien que la série pluviométrique s'ajoute à la loi normale.

- **Résultat d'ajustement à la loi normale**

On voit que les points sont compris dans l'intervalle de confiance et sont proches de la droite d'HENRY

Les paramètres de la loi Normale sont représentés dans le tableau II.18

–Nombre d'observation : $n = 42$.

–Quantiles : $q = F(x)$ probabilité au non dépassement.

$\boldsymbol{T = \frac{1}{1-q}}$ Période de retour.

Tableau II- 19: Caractéristiques de la série pluviométrique

Paramètres	**Caractéristiques de la série**
Minimum	37.2
Maximum	173.2
Moyenne	103.76
Paramètres	**Caractéristiques de la série**
Ecart type	33.86
Médiane	105.5
Coefficient de variation (Cv)	0.326

II.2.3.2 Ajustement des pluies maximales journalières à la loi log normale (Galton)

La loi de Galton résulte de la loi normale mais rendue dissymétrique par un changement de variables. Sa fonction est donnée (Touaibia, 2015) par :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{u} e^{\frac{u^2}{2}}\, du \quad \text{.....(II.27)}$$

La fonction de densité :

$$f(x) = \frac{1}{b(x-c)\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2b^2}(\ln(x-c)-a)^2} \quad \text{.....(II.28)}$$

a: Paramètre de position

b : paramètre de forme

c : borne inferieur de la distribution on prend c = 0.

L'équation de la droite de Galton est donnée par :

$$\log P_{j\,max} = \overline{logP_{j\,max}} + \sigma_{log} U_{P\%} \quad \text{.....(II.29)}$$

$U_{P\%}$: Variable de Galton pour différentes fréquences.

La représentation graphique de l'ajustement de la pluie maximale journalière à la loi log normale est donnée dans la figure suivante :

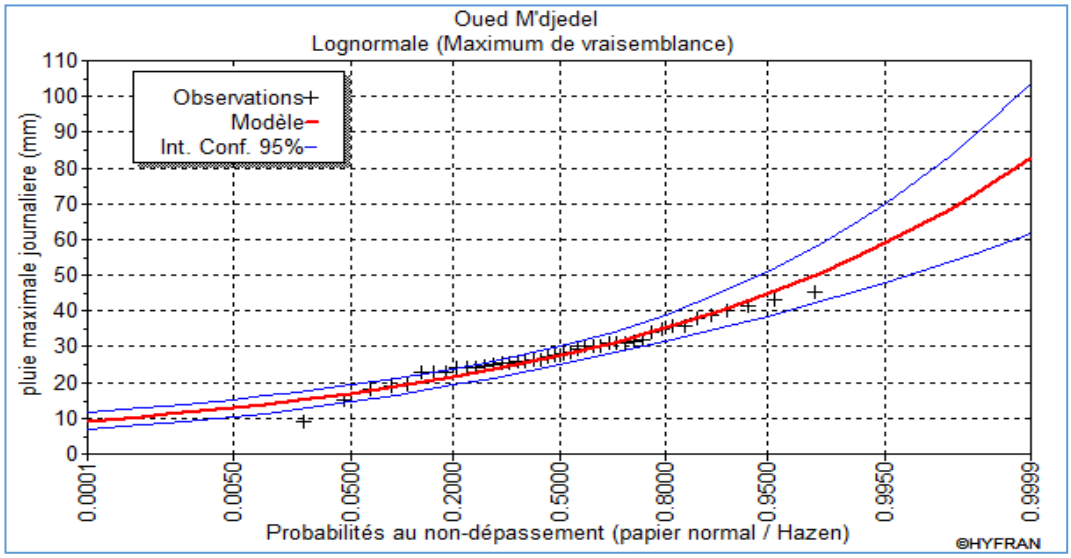


Figure II- 8: l'ajustement à la loi log normale des pluies maximales sur l'ensemble du bassin versant d'oued M'djedl.

II.2.3.3 Ajustement des pluies maximales journalières à la loi doublement exponentielle (Gumbel) :

La fonction de répartition de la loi de Gumbel est donnée par (Touaibia, 2015) :

$$F(x) = e^{-e^{\frac{-(x-a)}{b}}} \quad \text{.....(II.30)}$$

La fonction de densité est la suivante :

$$f(x) = \frac{1}{b} e^{-e^{-\frac{x-a}{b}}} \times e^{-\frac{x-a}{b}} \quad \text{.....(II.31)}$$

F(x) : fréquence au dépassement de la valeur de x.

b : paramètre d'échelle (Gradex) .

a : le paramètre de position.

L'équation de la droite de Gumbel représentée sur papier Gumbel est donnée par :

$$X = \frac{1}{b}\mu_g + a \quad \text{.....(II.32)}$$

μ_g : variable réduite de Gumbel $\mu_g = -\left[\ln\left(-\ln\left(F(x)\right)\right)\right]$.

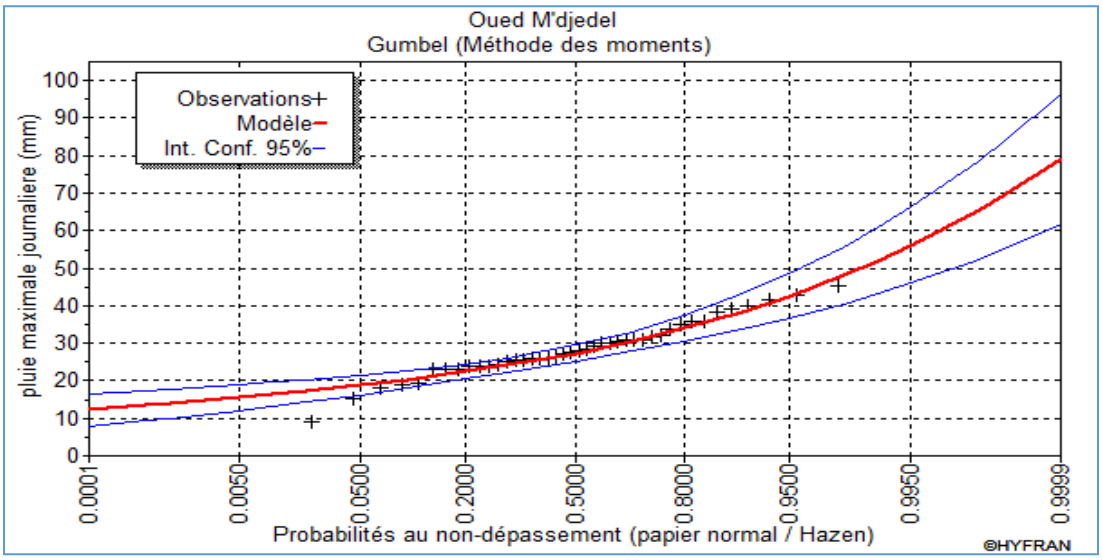


Figure II- 9: l'ajustement à la loi de Gumbel des pluies maximales sur l'ensemble du bassin versant d'oued M'djedl.

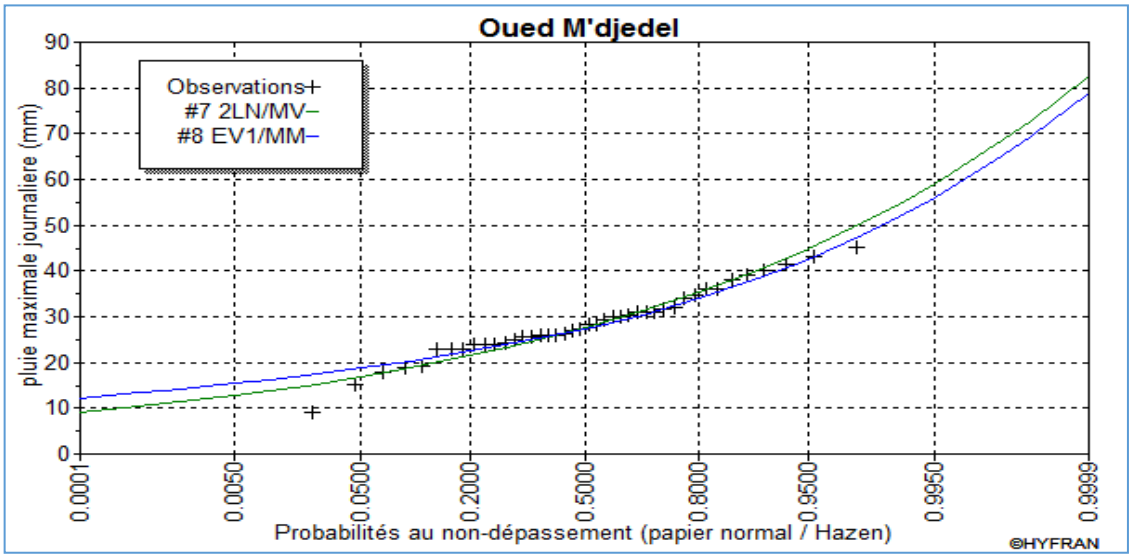


Figure II- 10: Comparaison graphique de la loi log normale et Gumbel.

II.2.3.4 Comparaison graphique pour les deux lois

La comparaison graphique de ces trois lois se fait par logiciel Hyfran

On voit que les points sont compris dans l'intervalle de confiance pour les deux lois mais d'après la comparaison graphique, ils sont plus proches de la droite de Gumbel . Donc la série s'ajuste mieux à la loi de Gumbel.

- **Test d'adéquation pour les deux lois**

Ce test a été déjà développé précédemment.

Les résultats obtenus par le test de khi carré ont été fait par logiciel Hyfran et sont représentés dans le tableau II.20

Tableau II- 20: Résultat du test de khi carré pour les trois lois

La loi de distribution	Degré de liberté ɣ	Nombre de classe	$\chi^2_{calculée}$	$\chi^2_{théorique}$
Log normale	5	8	8.29	9.23
Gumbel	5	8	3.71	4.35

D'après les résultats du test khi carré, la série s'ajuste aux deux lois.

Conclusion

A partir des résultats obtenus du test khi carré et d'ajustement, la série des pluies maximales journalières présente un ajustement adéquat à la loi de Gumbell. Dans ce cas, cette loi sera exploitée pour l'extrapolation des pluies maximales journalières pour des fréquences rares.

II.3.6 Résultat d'ajustement à la loi adéquate (loi de Gumbel) :

Les paramètres de la série pluviométrique selon la loi log normale sont représentés dans le tableau suivant pour un nombre d'observation égale à 42 :

Tableau II- 21: caractéristiques de la série pluviométrique

Paramètres	Caractéristiques de la série
Minimum	9
Maximum	45.2
Moyenne	28.59
Ecart type	7.47
Médiane	27.8
Coefficient de variation	0.26
Coefficient de d'asymétrie	0.037
Coefficient d'aplatissement	3.089

Les quantiles pour différentes périodes de retour de la série pluviométrique selon l'ajustement à la loi de Gumbell sont donnés dans le tableau ci-dessous

Tableau II- 22: Estimation des pluies maximales pour différentes périodes de retour

Période de retour T (ans)	Probabilité q	Précipitations P(mm)	Ecart type	Intervalle de confiance (95%)
1000	0.999	65.5	6.6712	52.428
200	0.995	56.1	5.1713	45.972
100	0.99	52.05	4.5281	43.176
50	0.98	47.9	3.8871	40.362
20	0.95	42.5	3.0435	36.582
10	0.9	38.3	2.4092	33.628
5	0.8	33.9	1.7837	30.479

II.2.4 Etude des pluies de courte durée et leurs intensités

Pour l'estimation des pluies de courtes durées pour différentes fréquences on applique la formule de Body préconisé par l'ANRH :

$$\boldsymbol{P_{max,p\%} = P_{max,j} \times \left(\frac{t}{24}\right)^{b}} \quad \text{……..……...…..…(II.33)}$$

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

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

t : temps en heures.

b : exposant climatique (donné par b=0.32).

L'intensité de pluie est donnée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{I_0 = \left(\frac{P_{maxj}}{24}\right) \times \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1}} \quad \text{……..……..…(II.34)}$$

Lorsqu'on remplace la formule (II.33) dans la formule (II.34) on obtient :

$$\boldsymbol{I_0 = \frac{P_{max,p\%}}{t}} \quad \text{……..……..……..…(II.35)}$$

Les pluies maximales journalières pour chaque fréquence sont données dans le tableau suivant :

Tableau II- 23: Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	20	10	5	2	1	0.1
$\boldsymbol{P_{max\,j,p\%}}$ **(mm)**	33.9	38.3	42.5	47.9	52.05	65.5

Les précipitations et les intensités pour différentes fréquences sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II- 24: Précipitations et intensités pour différentes fréquences

P_{de} retour (ans)	10		50		100		1000	
Fréquence (%)	10		2		1		0,1	
$P_{max,j,p\%}(mm)$	38,3		47,9		52,05		65,5	
T(h)	$P_{max\,t}$ (mm)	I(mm/h)	$P_{max\,t}$ (mm)	I(mm/h)	$P_{max\,t}$ (mm)	I(mm/h)	$P_{max\,t}$ (mm)	I(mm/h)
0,5	11,1	22,2	13,9	27,8	15,1	30,2	19,0	38,0
1	13,9	13,9	17,3	17,3	18,8	18,8	23,7	23,7
2	17,3	8,6	21,6	10,8	23,5	11,8	29,6	14,8
3	19,7	6,6	24,6	8,2	26,8	8,9	33,7	11,2
4	21,6	5,4	27,0	6,7	29,3	7,3	36,9	9,2
5	23,2	4,6	29,0	5,8	31,5	6,3	39,7	7,9
6	24,6	4,1	30,7	5,1	33,4	5,6	42,0	7,0
7	25,8	3,7	32,3	4,6	35,1	5,0	44,2	6,3
8	26,9	3,4	33,7	4,2	36,6	4,6	46,1	5,8
9	28,0	3,1	35,0	3,9	38,0	4,2	47,9	5,3
9,9	28,8	2,9	36,1	3,6	39,2	4,0	49,3	5,0
10	28,9	2,9	36,2	3,6	39,3	3,9	49,5	4,9
11	29,8	2,7	37,3	3,4	40,6	3,7	51,0	4,6
12	30,7	2,6	38,4	3,2	41,7	3,5	52,5	4,4
13	31,5	2,4	39,4	3,0	42,8	3,3	53,8	4,1
14	32,2	2,3	40,3	2,9	43,8	3,1	55,1	3,9
15	33,0	2,2	41,2	2,7	44,8	3,0	56,4	3,8
16	33,6	2,1	42,1	2,6	45,7	2,9	57,5	3,6
17	34,3	2,0	42,9	2,5	46,6	2,7	58,7	3,5
18	34,9	1,9	43,7	2,4	47,5	2,6	59,7	3,3
19	35,5	1,9	44,4	2,3	48,3	2,5	60,8	3,2
20	36,1	1,8	45,2	2,3	49,1	2,5	61,8	3,1
21	36,7	1,7	45,9	2,2	49,9	2,4	62,8	3,0
22	37,2	1,7	46,6	2,1	50,6	2,3	63,7	2,9
23	37,8	1,6	47,3	2,1	51,3	2,2	64,6	2,8
24	38,3	1,6	47,9	2,0	52,1	2,2	65,5	2,7

II.3 Évaluation des apports liquides

L'étude des apports liquides a pour but d'évaluer le volume utile optimal de la retenue. Donc il faut quantifier les potentialités en eau du bassin versant d'oued M'djedel.

Or, le site a étudié ne dispose pas une station hydrométrique. Pour cela, on doit se référer aux méthodes empiriques les plus utilisées en Algérie dans le cas des petits bassins versant. Il s'agit d'une analyse purement statistique.

En premier lieu, il faut estimer l'apport moyen annuel pour pouvoir déterminer par la suite les apports fréquentiels et la répartition mensuelle des apports.

II.3.1 Estimation de l'apport moyen annuel A0

❖ **Formule de l'A.N.R.H**

$A_0 = 0.915 \times P_{moy}^{2.684} \times S^{0.842}$ ……..……..……..…(II.36)

P_{moy} : Pluie moyenne annuelles mm ; $P_{moy} = 0.239m$

S : Superficie du bassin versant en Km² ; $S = 651.21\ km^2$

❖ **Formule de Samie**

$\boldsymbol{A_0 = L_e \times S}$ ……..……..……..…(II.37)

$\boldsymbol{L_e = P_{moy}^2(293 - 2.2\sqrt{S})}$ ……..……..……(II.38)

L_e : Lame d'eau ruisselée interannuelle en mm ;

P_{moy}: Précipitation moyenne annuelle en m;

S: Surface du bassin versant en Km².

❖ **Formule de Derie II**

$\boldsymbol{A_0 = 0.513 \times P_{moy}^{2.683} \times \sqrt{D_r} \times S^{0.842}}$ **……...**(II.39)

P_{moy} : Précipitation moyenne annuelle en m.

S: Surface du bassin versant en Km².

D_r : Densité de drainage $D_r = 2{,}87$

Les résultats de calcul de l'apport moyen annuel sont résumés dans le tableau II.25.

Tableau II- 25: Estimation de l'apport moyen annuel par les formules empiriques

Formules	Apport moyen annuel (Hm^3)
A.N.R.H	4,6
Samie	8,8
Derie II	4,36
Moyenne	5,92

L'apport moyen annuel retenu est de : $\boldsymbol{A_0 = 5,92 Hm^3}$.

II.3.2. Répartit ion mensuelle de l'apport liquide moyen

Il s'agit de la transformation de la répartition mensuelle de la pluie moyenne en l'apport liquide moyen annuel ; en multipliant la pluviométrique en % de chaque mois par l'apport annuel obtenu ($A_0 = 5{,}92$ Hm^3). Le tableau ci-dessous résume les apports mensuels.

Tableau II- 26: Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
Pluies (mm)	21,8	19,5	19	23	34,5	19,1	22	27,1	38	13	2	10	239
Pluies (%)	9,12	8,16	7,95	9,62	14,44	7,99	9,21	11,34	15,90	5,44	0,84	4,18	100
Apports (Hm^3)	0,54	0,48	0,47	0,57	0,85	0,47	0,55	0,67	0,94	0,32	0,05	0,25	5,92

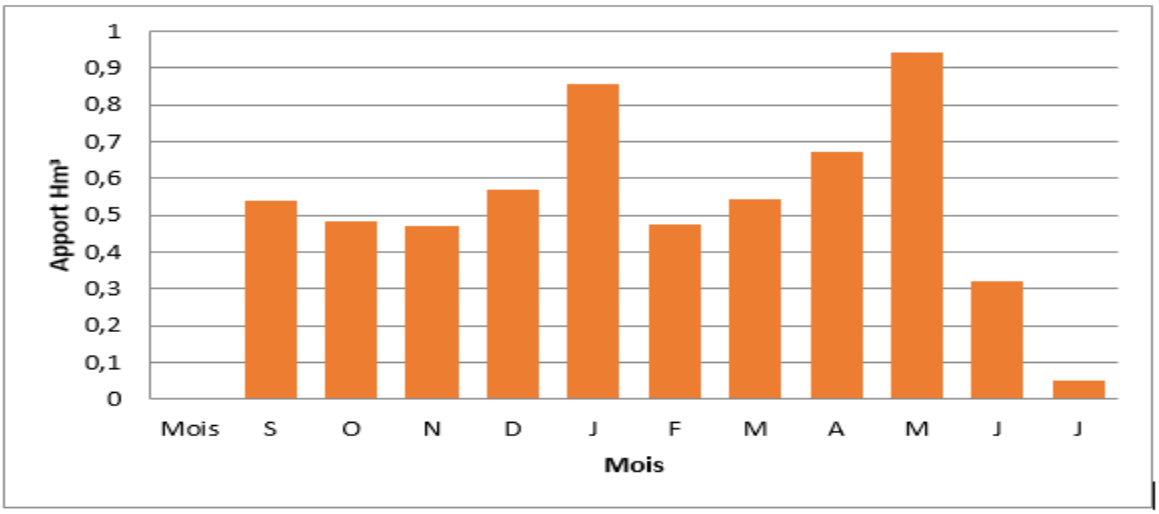


Figure II- 11: Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen mensuel.

II.3.3 Caractéristiques de l'écoulement

- **Module de l'écoulement M_e**

Il est donné par la formule suivante :

$$M_e = \frac{A_{moy}}{T} \quad \text{.....(II.40)}$$

A_{moy} : Apport moyen annuel en m^3.

T : Temps d'une année en secondes.

$M_e = 187{,}72\ l/s$

❖ **Module de l'écoulement relatif M_0**

Il est donné par :

$$\boldsymbol{M_0 = \frac{M_e}{S}} \text{.....(II.41)}$$

M_e: Module de l'écoulement (l/s) ;

S : Superficie du bassin (Km^2).

$M_0 = 0{,}29\ l/s/km^2$

❖ **Lame d'eau écoulée L_e:**

Elle est donnée par :

$$\boldsymbol{L_e = \frac{A_{moy}}{S}} \text{.....(II.42)}$$

A_{moy} : Apport moyen annuel en m^3.

S: Superficie du bassin Km^2

$L_e = 9{,}09mm.$

❖ **Coefficient de l'écoulement C_e:**

Il est donné par :

$$\boldsymbol{C_e + \frac{L_e}{P_{moy}}} \text{.....(II.43)}$$

L_e: lame d'eau écoulée en mm.

P_{moy} : pluie moyenne annelle en mm.

$C_e = 0.239 = 24\%$

II.3.4 Coefficient de variation

Le coefficient de variation est calculé par les formules empiriques suivantes :

❖ **Formule de Sokolovski**

$$\boldsymbol{C_v = 0.78 - 0.29 \log M_0 - 0.063 \log(S + 1)} \text{.....(II.44)}$$

M_0:Module de l'écoulement relatif en $l/s/km^2$.

S : Superficie du bassin en Km^2.

$$C_v = 0.76$$

❖ **Formule de Kristky-Menkel :**

$C_v = \frac{A'}{S^{0.06} \times M_0^{0.27}}$ ……(II.45)

A' : coefficient géographique (égale à 0.83).

M_0 : module de l'écoulement relatif en $l/s/km^2$.

S : Superficie du bassin en Km².

$C_v = 0{,}79$

❖ **Formule Algérienne de Padoun**

$\boldsymbol{C_v = 0.93 \times \frac{K}{M_0^{0.23}}}$ ……..…..(II.46)

K : coefficient de réduction, il est compris entre (0.25-1.00). On prend K=0.65

M_0 : module de l'écoulement relatif en $l/s/km^2$.

$C_v = 0{,}8$

Tableau II- 27: Récapitulation des coefficients de variation de l'écoulement

Formules	Coefficient de variation
Sokolovsky	0,76
Kristky-Menkel	0,79
Padoun	0,8
Moyenne	0,78

Le coefficient de variation moyen pour tous les mois est de $Cv = 0{,}78$

II.3.5 Estimation fréquentielle des apports

L'apport liquide fréquentiel dépond essentiellement de l'apport moyen annuel A_0 et le coefficient de variation C_v.Il est estimé à une probabilité de 80% (remplissage garanti 4 années sur 5).

II.3.5.1 Estimation à partir de la loi de Pearson

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

$\boldsymbol{A_{80\%} = (F_{80\%} \times C_v + 1)A_0}$**……..……....**(II.47)

$A_{80\%}$: Apport fréquentiel ($F = 0.80$) en Hm^3.

$F_{80\%}$: Fonction de Rybkine-Foster pour une fréquence de 80% tirée de la table pour $C_s = 2C_v$ ($F_{80\%} = -0.826$)

A_0 : Apport moyen annuel en Hm³. ($A_0 = 5{,}92 Hm^3$)

C_v : Coefficient de variation des apports. ($Cv = 0{,}78$)

II.3.5.2 Estimation à partir de la distribution log normale (Body)

L'apport moyen fréquentiel est estimé par la relation de Body qui est donnée par :

$$\boldsymbol{A_{80\%} = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2+1}} e^{-\mu\sqrt{\ln(C_v^2+1)}}} \text{.....(II.48)}$$

$A_{80\%}$: Apport fréquentiel ($F = 0.80$) en Hm³.

μ: Variable réduite de Gauss, tirée de la table de la loi normale réduite. ($\mu = 0.84$)

A_0 : Apport moyen annuel en Hm³. ($A_0 = 5{,}92 Hm^3$)

C_v : Coefficient de variation des apports. ($Cv = 0{,}78$)

Le résultat de calcul de l'apport moyen fréquentiel est récapitulé dans le tableau II.28.

Tableau II- 28: Récapitulation de l'apport fréquentiel: Récapitulation de l'apport fréquentiel

Méthodes	Apport fréquentiel (F=80%) Hm³
Loi de Pearson	2,11
Formule de Body	2,61
Moyenne	2,36

La valeur de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% est de : $\boldsymbol{A_{80\%} = 2{,}36\ Hm^3}$.

II.3.5.3 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des pluies moyennes ; on a $A_{80\%} = 2{,}36 Hm^3$

Tableau II- 29: Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel de fréquence 80%

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
Pluies (mm)	21,8	19,5	19	23	34,5	19,1	22	27,1	38	13	2	10	239
Pluies (%)	9,12	8,16	7,95	9,62	14,44	7,99	9,21	11,34	15,90	5,44	0,84	4,18	100
Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
Apports 80% (Hm^3)	0,22	0,19	0,19	0,23	0,34	0,19	0,22	0,27	0,38	0,13	0,02	0,10	2,36

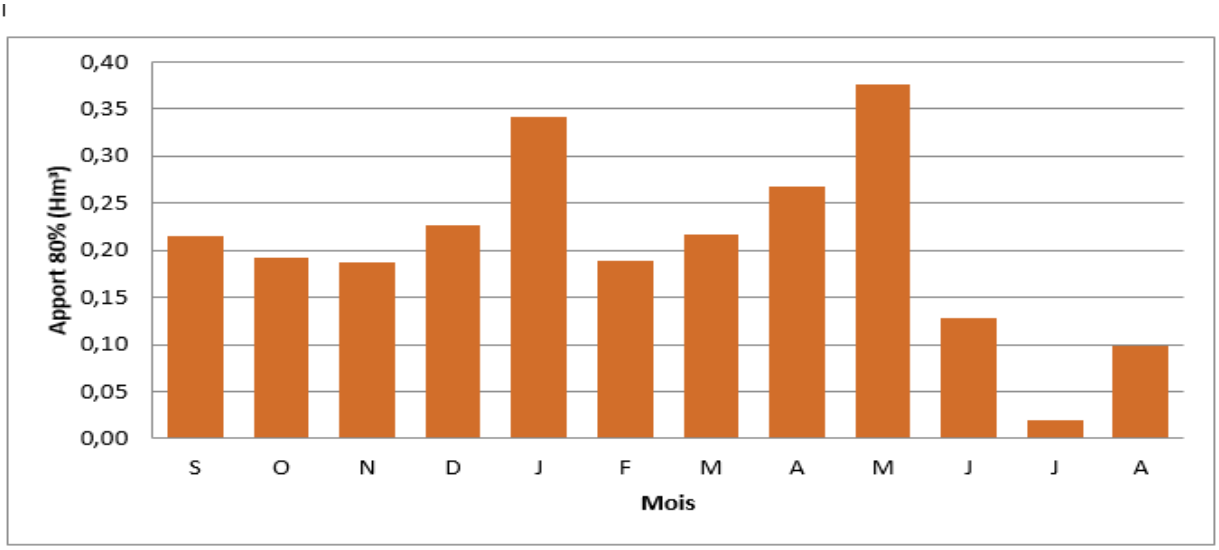


Figure II- 12: Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen de fréquence 80%

II.4 Évaluation de l'apport solide et le volume mort

L'érosion des bassins versants est très répandue dans plusieurs régions. Surtout, si toutes les conditions sont réunies pour déclencher et développer un tel processus : les irrégularités climatiques, la faible densité du couvert végétale, la nature des sols qui est peu résistante à l'écoulement et la violence des crues. En effet, l'estimation du taux de sédimentation dans les barrages et leur durée de vie nécessitent une connaissance des apports solides provenant du bassin versant.

L'étude des apports solides est primordiale puis qu'ils conditionnent le volume de la tranche morte et le calage des ouvrages de prise et de vidange de fond, l'évaluation du transport solide nous

permettra d'estimer le volume des atterrissements dans la retenue au cours de la vie de l'ouvrage et de définir une tranche morte réservée au stockage de la part de transports solides qu'il ne sera pas possible d'évacuer par les ouvrages de vidange. Or, l'absence des mesures sur le transport solide oblige à faire recours aux méthodes empiriques.

II.4.1 Estimation du transport solide

- **Formule de Fournier**

Le transport solide est calculé par la formule suivante :

$$\boldsymbol{E_s = \frac{1}{36} \times \left(\frac{P^2}{P_a}\right)^{2.65} \times \left(\frac{h^2}{S}\right)^{0.46}} \quad \text{.....(II.49)}$$

E_s: Taux d'abrasion $\frac{\frac{t}{Km^2}}{an}$;

P_a : Pluie moyenne annuelle en mm ; ($P_a = 239mm$)

P : Pluie moyenne mensuelle du mois le plus pluvieux ; ($P = 38$ mm)

h : Altitude à 45 % en m ; $h = (Hmax - Hmin)45\%$

S : Surface du bassin versant en Km².

$$E_s = 33{,}5\, t/\frac{Km^2}{an}$$

- **Formule de Tixeront :**

Cette formule a été utilisée pour la détermination d'un coefficient d'érodibilité des sols et des paramètres de la production du débit solide dans le Nord de l'Algérie. Elle est utilisée pour les bassins versant Algériens et Tunisiens et donnée par la formule suivante :

$T_s = \alpha \times L_e^{0.15}$ ……...……...(II.50)

T_s: Transport solide en t/Km²/an ;

L_e : la lame écoulée en mm ;($L_e = 9{,}09mm$)

α: Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, $\alpha = 75$ (pour les bassins de moyenne perméabilité). Voir tableau II.30.

Tableau II- 30: Valeur de αen fonction de la perméabilité.

Variation de perméabilité	A
Elevée	8.5
Moyenne	75
Moyenne à faible	350
Faible	1400
Imperméable	3200

$$\mathbf{T_s = 104,4\ t/Km^2/an}$$

❖ **Formule de Gravillovic**

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

$$\boldsymbol{T_s = 3.141664 \times P_a \times \left[\left(\frac{T_a}{10}\right)^{0.5} + 0.1\right] \times Z^{\frac{3}{2}} \times \frac{P^{0.5} \times H_{moy}}{(L+10) \times 0.2}} \text{..... (II.51)}$$

T_s : Taux de transport solide en $\frac{\frac{t}{Km^2}}{an}$;

P_a : Pluie moyenne annuelle en mm, ($P_a = 239mm$)

T_a : Température moyenne du Bassin versant, $Ta = 14°C$;

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

P : Périmètre du bassin versant en Km,($P = 162km$);

L : longueur du thalweg principale en km,($L = 58km$);

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant en m, ($H_{moy} = 1107m$).

$T_s = 141{,}6\, t/Km^2/an$

Le résultat de calcul du transport solide est récapitulé dans le tableau II.31.

Tableau II- 31: Récapitulation de l'apport solide

Formules	**L'apport solide** $\left(\frac{\frac{t}{km^2}}{an}\right)$
Fournier	33,5
Tixeront	104,4
Gravillovic	141,6

Conclusion

D'après ces résultats, on remarque que les deux valeurs obtenues par Tixeront et Gravillovic sont relativement proches. Par contre, le résultat obtenu par la formule de fournier est très majoré, il ne peut donc être représentatif. On conclue que l'apport solide est de :

$$\boldsymbol{T_s = 141,6\ t/Km^2/an}$$

II.4.2 Estimation du débit solide

Le débit solide est donné dans le tableau II.32 et calculé par la formule suivante :

$$Q_s = T_s \times S \quad \text{(II.52)}$$

Q_s : débit solide en $\frac{t}{an}$.

T_s : transport solide en $\frac{\frac{t}{Km^2}}{an}$.

S : Surface du bassin versant en Km² ; $S = 651{,}21 km^2$

Tableau II- 32: Récapitulation du débit solide

Formules	**Débit solide $\left(\frac{t}{an}\right)$**
Gravillovic	92211,34
Tixeront	67986,3

On conclue que le débit solide est de : $Q_s = 92211{,}34\, t/an$

II.4.3. Calcul du volume mort

C'est le volume de terre déposé au fond de la retenue par les écoulements en surface du bassin versant, il représente le transport solide qui genèse l'envasement de la retenue à long terme ; ce phénomène est plus considérable dans les bassins versants peu boisés, dont lesquels le phénomène d'érosion est plus important. Sur la digue ce volume est repéré par la tranche d'eau située entre le niveau du lit de la retenue (NLR) et le niveau mort (NVM). Généralement, c'est à ce niveau (NVM) qu'on place l'évacuateur de fond pour évacuer les dépôts de vase.

Le volume mort dépend de la durée de vie de l'ouvrage. Dans le cas d'un barrage, il ne dépasse pas les 50 ans.

Il existe plusieurs formules pour le calcul du volume mort :

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

Le volume mort est donné par la formule suivante :

$$V_m = \frac{E_s \times S \times T \times m}{\tau} \quad \text{(II.53)}$$

E_s : Erosion spécifique en $t/Km^2/an$, $(T_s = 141{,}6\, t/Km^2/an)$

T : Temps de fonctionnement de la retenue en an, $(T = 50\ ans)$

τ : Poids spécifique des sédiments $(\tau = 1{,}7 \frac{t}{m^3})$

S : Surface du bassin versant, $(S = 651.21\ Km^2)$

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

$V_m = 2{,}7\ Mm^3$.

❖ **Formule de TIXERONT :**

Le volume mort est estimé par :

$V_m = (1.05 \div 1.10) \times \frac{Q_S \times T}{\tau}$……(II.54)

Q_s : Le débit solide en $\frac{t}{an}$,

T : Temps de fonctionnement de +la retenue en an, ($T = 50\ ans$)

τ : Poids spécifique des sédiments ($\tau = 1{,}7 \frac{t}{m^3}$)

$V_m = 2{,}8 Mm^3$.

Le résultat de calcul du volume mort est récapitulé dans le tableau II.33.

Tableau II- 33: Récapitulation de calcul du volume mort

Formules	**Volume mort Mm^3**
Liée à l'érosion spécifique	2,7
Tixeront	2,8

Conclusion

D'après les résultats trouvés, on opte une valeur du volume mort égale à $\mathbf{2,8\ Mm^3}$pour un délai de service de la retenue de 50ans.

II.5. Etude de la régularisation de la retenue

Le but de la régularisation est de déterminer la capacité optimum de la retenue collinaire qui permet de rendre réguliers les débits de l'oued M. Djedel, afin de satisfaire les besoins en eau d'irrigation avec le moindre risque de défaillance possible.

Dans la présente étude, les paramètres indispensables au calcul de la régularisation sont :

- Les courbes caractéristiques de la retenue.
- La répartition mensuelle de l'apport (A80% Hm^3).
- La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation.
- La répartition mensuelle des pertes par évaporations et infiltrations.

II.5.1 Courbes caractéristiques de la retenue

Les caractéristiques (hauteur-surface-volume) du réservoir ont été estimées pour différentes altitudes à partir du levé topographique de la cuvette à l'échelle 1/1000.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \quad \text{.....(II.55)}$$

S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m²

S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m²

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

ΔV_i: Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives m³

Les caractéristiques topographiques et volumétriques de la retenue sont données dans le tableau (II. 34).

Les courbes de surface et de capacité de la retenue sont données dans la figure (II.13)

Tableau II- 34: Caractéristiques topographiques et volumétriques de la retenue

Cote (m)	S(Km²)	S_{moy}	ΔH (m)	V(Hm3)	Vcum(Hm3)
872	0	0,025	5	0,124	0
876	0,049				0,124
		0,093	5	0,464	
881	0,136				0,588
		0,216	5	1,082	
886	0,297				1,670
		0,427	5	2,133	
891	0,557				3,803
		0,775	5	3,875	
896	0,993				7,678
		1,29	5	6,452	
901	1,588				14,13
		1,96	5	9,799	
906	2,332				23,929
		2,637		10,548	
910	2,942				34,477

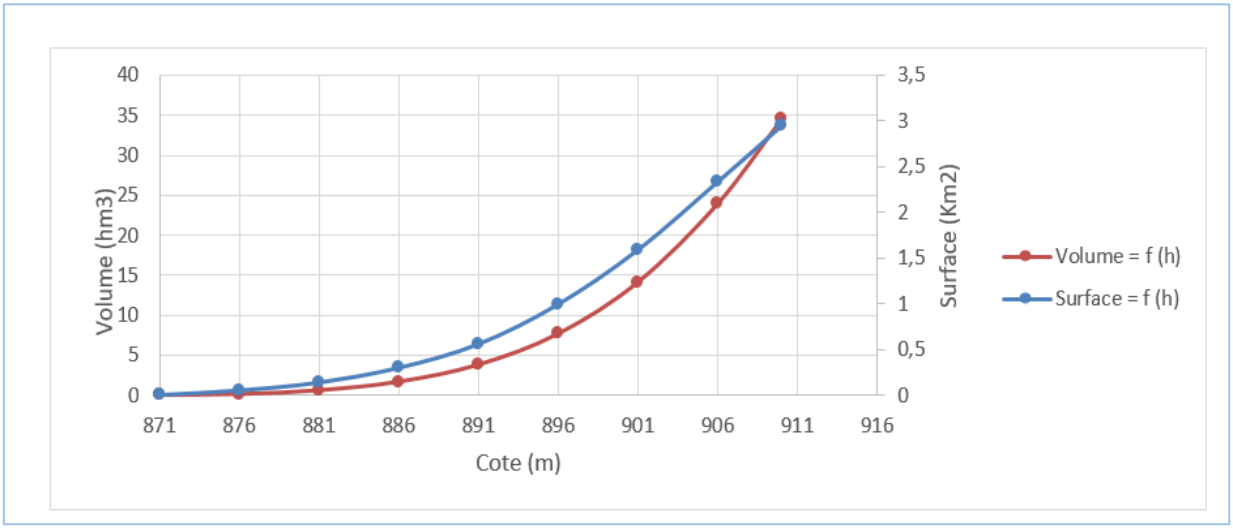


Figure II- 13: courbe capacité hauteur

II.5.2. Répartition mensuelle de l'apport 80%

Tableau. II. 1 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
Apports (Hm^3)	0,22	0,19	0,19	0,23	0,34	0,19	0,22	0,27	0,38	0,13	0,02	0,10	2,36

II.5.3 Répartition mensuelle des besoins en eau

Les besoins en eau ont été fournis par l'Agence National des Barrages et Transferts (ANBT). Les besoins pour l'Alimentation en Eau Potable (AEP) représentent une moyenne de l'ordre de 10800 m3 j, soit une demande annuelle de l'ordre de 3942000 m3. Par contre les besoins pour l'irrigation sont de l'ordre de 1900000 m3 ans.

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

Tableau II- 35: Répartition mensuel des consommations

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
DemAEP(Hm^3)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.45	0.45	0.45	0.45
DemIRR(Hm^3)	0,19	0,54	0.4	0.4	0.4	0.4	0.44	0.51	0.65	0.72	0.78	0.73

U (IRR+AEP) (H m^3)	0,59	0,94	0,8	0,8	0,8	0,8	0,84	0,91	1,1	1,17	1,23	1,18

Source : ANBT

II.5.4 Calcul du volume utile

Il représente le volume d'eau dans la retenue réellement exploitable, à ce niveau correspond le niveau normal de la retenue (NNR). Le volume normal de la retenue est égal à la somme de volume utile, de volume mort et, les pertes (infiltration + évaporation).

La détermination du volume utile est effectuée par "la méthode du bilan d'eau". Cette méthode est basée sur l'assemblement des hydro-grammes de l'écoulement et de consommation sur un même graphique.

Différents types de régularisation sont utilisés pour calculer le volume de la réserve utile :

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

Pour calculer le volume utile, il faut suivre les procédures suivantes :

- Détermination de la période à bonne hydraulicité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires « Vs » et des volumes déficitaires et « Vd ».
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile « Vu ».
- Détermination du volume à évacuer « S ».

Au type de fonctionnement de la retenue, s'ajoute les consignes d'exploitation qui sont :

- **Première consigne d'exploitation**

Elle consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normal de la retenue (NNR) lors des crues et à restituer après. L'excèdent d'eau est déversé par l'évacuateur de surface.

On se fixe le niveau de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'on ne doit pas dépasser.

- **Deuxième consigne**

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

II.5.5 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

- **Les résultats de calcul du volume utile**

Tableau II- 36: Détermination du volume utile de la retenue

Mois	A80% (Hm³)	U80% (Hm³)	A-U Hm³	V Hm³
J	20000	1230000	270000	270000
A	10000	1180000	-1210000	-8050000
S	220000	590000	-640000	
O	190000	940000	-1170000	
N	190000	800000	-610000	
D	230000	800000	-370000	
J	340000	800000	-1040000	
F	190000	800000	-750000	
A	270000	910000	-610000	
M	380000	110000	-460000	
J	130000	1170000	-570000	

$$\left.\begin{array}{l} V_s = 270000m^3 \\ V_d = 8050000m^3 \end{array}\right\} \Rightarrow V_s < V_d$$

II.5.6 Régularisation interannuelle

La régularisation interannuelle a pour but de satisfaire la consommation durant plusieurs années.

- **Calcul du volume utile de barrage sans tenir compte des pertes la *Méthode de Pléchkoz–Savaidze***

Pour effectuer ce calcul, on applique la première méthode de Plechkoz–Savaidze La formule s'écrit comme suit :

$$V_u=(\beta_s+\beta_{plur})\ A_0 \qquad [8]$$

- β_s: Composante saisonnière du volume utile;
- β_{plur}: Composante pluriannuelle du volume utile;
- A_0: Ecoulement moyen interannuel.

- La composante saisonnière β_s est égale

Tableau II- 37: Détermination de la période d'étiage.

Mois	Sep	Oct.	Nov	déc.	jan	Fév.	mars	Avril	mai	juin	juillet	aout
Apport80%(M m^3)	0,22	0,19	0,19	0,23	0,34	0,19	0,22	0,27	0,38	0,13	0,02	0,10

Sachant que $W_{moy}=0.20Mm^3$/mois.

Donc :la période d'étiage est à partir de juin jusqu'au mois aout.

Alors : $N_{ét}=3$ d'où:

$$T\acute{e}t=\frac{3}{12}=\mathbf{0.25}$$

$$\mathbf{Wét}=\frac{\mathbf{0.25}}{\mathbf{2.36}}=\mathbf{0.11}$$

Pour un coefficient de régularisation $\alpha=0.9$
on aura

$\beta_s=0.9(0.25-0.11) = 0.13$

$\mathbf{V_s}= 0.13*5,92=0.76Mm^3$

- **La composante pluriannuelle**

La composante interannuelle est déterminée par la méthode graphique, en utilisant l'abaque de Pléchkov et l'abaque de Miloslavsky , qui est on fonction de :

- Coefficient de variation Cv,
- Coefficient d'asymétrie Cs,
- Coefficient de régularisation α,

-la garantie P (%)et le coefficient de l'autocorrélations entre les écoulements des années voisines. Le coefficient de corrélation est donné par le tableau de Radkovitch tableau si après:

Tableau II- 38:les valeurs de coefficient de corrélation

Module spécifique (l/s.km^2)	20	20-10	10-4	4-1	<1
R	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5

Pour M0=0.29l/s.km^2 d'après le tableau

r=0,5 P=80% α=0,9 Cv=0,78 Cs=2Cv=1,56

On utilise les graphiques de MILOSLOVSKI pour la détermination de β_{plur}

$\beta_{plur}=1,2$

$V_{plur}=\beta_{pluv}.A_0=1,2\times5,92$

$\mathbf{V_{plur}}=7,1\ Mm^3$.

b/la méthode Kristly-Menkel

Cette méthode basée sur les caractéristiques de l'échantillon. Elle consiste à déterminer le déficit pendant des années sèches. Donc il faut déposer d'une sérié des débits moyens

Annuels exprimés en coefficient de débit ki=Qi/Q et un coefficient de régularisation α .

On a : $\mathbf{Vu_{int}=Vs+Vint}$

Le volume interannuel dont la relation :$\mathbf{V_{int}=\beta_{plur}.A_0}$

$\beta_{Plur}=\max(D)$

$\beta_{Plur}=\max[(\alpha-Kp_{\%}).n]$

Avec :

α: Coefficient de régularisation

Kp% : Coefficient del'hydraulicité

$$Kp\%=Fp\%+1.$$

Avec :

Cv: Coefficient de variation

Fp%:la probabilité en fonction deP%etCs

n : nombre d'année.(n=63)

$Cv\,(n)=\frac{Cv}{\sqrt{n}}$, $Cs\,(n)=\frac{Cs}{\sqrt{n}}$

Donc : $\beta_{plur}=\max[(\alpha-Kp_{\%}).n]$

Tableau II- 39 : calcul de la composante interannuel par la methodede Kristly-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	0.530	1.060	-0.85	0.550	0.351
2	1.41	0.375	0.750	-0.85	0.681	0.437
3	1.73	0.306	0.612	-0.85	0.740	0.480
4	2.00	0.265	0.530	-0.85	0.775	0.501
5	2.24	0.237	0.474	-0.85	0.799	0.507
6	2.45	0.216	0.433	-0.85	0.816	0.503
7	2.65	0.200	0.401	-0.85	0.830	0.492
8	2.83	0.187	0.375	-0.85	0.841	0.474
9	3.00	0.177	0.353	-0.85	0.850	0.452
10	3.16	0.168	0.335	-0.85	0.858	0.425
11	3.32	0.160	0.320	-0.85	0.864	0.394
12	3.46	0.153	0.306	-0.85	0.870	0.361
13	3.61	0.147	0.294	-0.85	0.875	0.324
14	3.74	0.142	0.283	-0.85	0.880	0.286
15	3.87	0.137	0.274	-0.85	0.884	0.245
16	4.00	0.133	0.265	-0.85	0.887	0.202
17	4.12	0.129	0.257	-0.85	0.891	0.157
18	4.24	0.125	0.250	-0.85	0.894	0.111

19	4.36	0.122	0.243	-0.85	0.897	0.064
20	4.47	0.119	0.237	-0.85	0.899	0.015
21	4.58	0.116	0.231	-0.85	0.902	-0.036
22	4.69	0.113	0.226	-0.85	0.904	-0.087
23	4.80	0.111	0.221	-0.85	0.906	-0.139
24	4.90	0.108	0.216	-0.85	0.908	-0.193
25	5.00	0.106	0.212	-0.85	0.910	-0.247
26	5.10	0.104	0.208	-0.85	0.912	-0.303
27	5.20	0.102	0.204	-0.85	0.913	-0.359
28	5.29	0.100	0.200	-0.85	0.915	-0.416
29	5.39	0.098	0.197	-0.85	0.916	-0.474
30	5.48	0.097	0.194	-0.85	0.918	-0.533
31	5.57	0.095	0.190	-0.85	0.919	-0.592
32	5.66	0.094	0.187	-0.85	0.920	-0.652
33	5.74	0.092	0.185	-0.85	0.922	-0.712
34	5.83	0.091	0.182	-0.85	0.923	-0.773
35	5.92	0.090	0.179	-0.85	0.924	-0.835
36	6.00	0.088	0.177	-0.85	0.925	-0.897
37	6.08	0.087	0.174	-0.85	0.926	-0.960
38	6.16	0.086	0.172	-0.85	0.927	-1.023
39	6.24	0.085	0.170	-0.85	0.928	-1.087
40	6.32	0.084	0.168	-0.85	0.929	-1.151
41	6.40	0.083	0.166	-0.85	0.930	-1.215

D'après le tableau de calcul en trouve : βplur=1,1

Vplur= βplu*Ao=1,1×5,92

$\mathbf{V_{plur}}$=7,16 Mm^3

Remarque:

Les résultats obtenus des volumes qui régularisent l'écoulement de la retenue en utilisant la méthode Kristly-Menkel sont plus satisfaisant, que les résultats obtenus par la méthode Pléchkov-Svaidzé (qui une méthode graphique moins précise). Donc, les résultats obtenus par la méthode Kristly-Menkel sont admis comme résultats représentatifs.

Donc :

$\mathbf{V_{plur}}$=2,6 Mm^3

Donc : Vuint=Vs +Vint=0,76+7,16

Vu_{int}=7,92 M m^3

Vu_{int} =7920000m^3

Le volume au niveau normal de la retenue est:

VNNR = V m+ VU VNNR=10,72 hm^3

Tableau II- 40: Récapitulatif des résultats de calcul

Désignation	Quantité
Volume mort V_m	2800000m^3
Volume utile V_u	7920000 m^3
Volume total V_{NNR}	10270000m^3
Cote V_m	889,5M
Cote de NNR	898 M

II.6 Etude des crues :

Une crue est une montée, en général brève, du niveau d'un cours d'eau jusqu'à un maximum dont il redescend en général plus lentement.

L'étude hydrologique des crues a pour but de déterminer les caractéristiques principales de la crue qui sont :

- Le volume.
- La durée.
- Le débit maximum.

Ces caractéristiques sont représentées par un hydro-gramme de crue pour certaines périodes de retour.

En Algérie, l'estimation des quantiles de débits de pointe dans les bassins versants non jaugés constitue un handicap rencontré par les ingénieurs chargés d'aménagement hydraulique et du dimensionnement des ouvrages techniques. Ce problème est lié à l'absence de mesures de débit maximum dans des bassins non jaugés qui nécessite beaucoup de temps et de moyens et à l'insuffisance des longueurs des séries de débits mesurés pour des bassins équipés de station hydrométriques. Pour remédier à ce problème, le recours à la modélisation et à l'utilisation des formules empiriques peut aider dans la prise de décision et le calcul.

Il existe différents modèles de calcul de débit de pointe dans les bassins versants non jaugés.

II.6.1 Modèles empiriques

Les modèles empiriques visent à mettre en relation des variables d'entrée comme la pluie, des paramètres physiques comme le coefficient le ruissellement, la superficie…Ces modèles sont très faciles à mettre en œuvre, car les paramètres requis sont souvent disponibles mais l'incertitude associée aux résultats est très importante. Dans ce cas, on doit comparer plusieurs formules avant de conclure sur le débit de projet.

Les formules utilisées en Algérie sont : Maillet-Gauthier, Turazza, Sokolovosky, Giondotti, Taibi-ARNH (Meddi et Zeroual, 2018).

- **Formule de Maillet-Gauthier**

La formule de Maillet et Gauthier est destinée à l'estimation d'une crue de période de retour T

$$\boldsymbol{Q_{max\,\%} = 2klog(1+AP)\frac{S}{\sqrt{L_p}}\sqrt{1+4logT-logS}} \quad \text{(II.62)}$$

$Q_{max\,\%}$: Débit maximum de crue en $\frac{m^3}{s}$.

S: Superficie du bassin versant en Km². $(S = 651{,}21\ km^2)$

L_p : Longueur du talweg principal en Km. $(L_p = 58\ Km)$

A : Coefficient régional pris égal à 20.

K : Constante comprise entre 1-3.

P : Précipitation moyenne interannuelle en m. $(P_{moy} = 0.239\ m)$

T : Période de retour en années.

Tableau II- 41: Débits maximums par Mallet –Gauthier

T(ans)	5	10	50	100	1000	10000
$Q_{max\,\%}$(m³/s)	258,3	385,3	581,7	648,2	831,74	981,6

- **Formule de Turazza**

Cette formule est un peu plus élaborée que les autres formules utilisant les précipitations, car elle fait appel, également, au temps de concentration (t_c) du bassin. Cette formule est bien adaptée pour les cas d'études sur les petits bassins. La notion de la fréquence (période de retour) du débit de crue apparaît implicitement dans cette formule. Elle peut s'exprimer par :

$$Q_{\max\%} = \frac{C \times S \times I_t}{3.6} \text{.....(II.63)}$$

S : superficie du bassin versant en Km². $(S = 651{,}21\ km^2)$

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

C: coefficient de ruissellement de la crue. Il est donné par :

$C = 0.6\left(1 - 10^{-0.36P^2}\right)$.

P : Précipitation moyenne interannuelle en m. $(P_{moy} = 239\ mm)$

$C = 0.6$

Tableau II- 42: Débits maximums par Turazza pour différentes périodes de retour

T(ans)	**5**	**10**	**50**	**100**	**1000**
I_t	2,6	2,9	3,6	4	5
Q_{max}(m³/s)	282,2	314,8	390,7	434,14	542.6

- **Formule de Sokolovsky**

Selon Sokolovsky (1958-1968), la crue est considérée comme un débit maximal généré par une pluie de courte durée correspondant au temps de concentration. La formule est donnée par :

$$Q_{\max P\%} = \frac{0.28(P_{ct} - H_0)\alpha \times F \times S}{T_c} \text{ ... ... (II. 64)}$$

$Q_{\max\%}$: Débit maximum de crue en m^3/s de même fréquence que celle de la pluie de courte durée.

S : Superficie du bassin en Km².

T_c : Temps de concentration en h.

P_{ct} : Pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration.

H_0 : C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie$H_0 = 7\ mm$.

0,28 : Coefficient de changement d'unité.

α : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée. Il est donné par :

$$\alpha_p = \frac{\sqrt{X_p} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{X_p} + \sqrt{H_0}} \text{.....(II.65)}$$

X_p : Précipitation de fréquence donnée qui correspond au temps de concentration.

F : Coefficient de forme de la crue : $F = \frac{12}{4+3\gamma}$. Les valeurs de γ sont données dans le tableau suivant:

Tableau II- 43: Valeur de ɣ en fonction des caractéristiques des bassins versants.

Surface de B.V compris entre 1 et 50 Km²	$\gamma = 2$
Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable	$2 \leq \gamma \leq 2.5$
Pour un bassin boisé	$3 \leq \gamma \leq 4$

On prend $\gamma = 2$ $F = 1.2$

Tableau II- 44: Débits maximums par Sokolovsky pour différentes périodes de retour

T(ans)	**5**	**10**	**50**	**100**	**1000**
α_p **(%)**	0,31	0,34	0,38	0,4	0,45
P_{ct}(mm)	25,5	28,8	36,1	39,2	49.3
Q_{max}**(m³/s)**	126,75	163,82	244,40	284,67	420.7

Le tableau suivant récapitule tous les résultats de calcul de débit de pointe obtenus par les formules empiriques.

Tableau II- 45: Valeurs des débits maximums obtenues pour différentes méthodes

Formules	**Q_{pt} (m³/s)**				
	5 ans	**10 ans**	**50 ans**	**100 ans**	**1000ans**
Mallet –Gauthier	258,3	385,3	581,7	648,2	981.6
Turazza	282,2	314,8	390,7	434,14	542.6
Sokolovsky	126,75	163,82	244,40	284,67	420.6
Moyenne	222.4	863.92	405.6	455.67	648.2

II.6.2 Modèle probabiliste Gradex

La méthode du Gradex est considérée comme étant une approche hydro-pluviométrique probabiliste inhérente au calcul des débits de crues extrêmes d'un cours d'eau pour des périodes de retour allant de 100 à 10000 ans, elle est développée par Guillot et Duband (1967). (Meddi et Zeroual, 2018)

Elle s'applique à des bassins versants de quelques dizaines à plusieurs milliers de km^2 (jusqu'à 5000 km^2), recevant des pluies relativement homogènes du point de vue spatial.

La méthode du GRADEX, en s'appuyant sur l'information pluviométrique, constitue une amélioration substantielle des méthodes de prédétermination des crues basées sur le traitement statistique des seules valeurs de débits observés.

II.6.2.1 Principe de la méthode

Le principe de cette méthode, qui s'appuie sur les observations climatologiques historiques, est de déduire le comportement asymptotique de la loi de probabilité des volumes de crues rares de la loi de probabilité des cumuls des pluies extrêmes (Meddi et Zeroual, 2018). En effet la valeur moyenne de la capacité de rétention du bassin tend à devenir constante pour les crues du période de retour décennal.

La méthode du Gradex fournit un support de calcul cohérent et vraisemblable en s'appuyant sur une approche fréquentielle des précipitations intenses pour déterminer un paramètre fondamental qui est invariant climatologique local nommé par le Gradex.

- **Hypothèses de la méthode**

Le postulat de base de la méthode est l'existence d'une relation entre la distribution des débits et celle des pluies génératrices. Cette méthode repose sur trois hypothèses suivantes (Meddi et Zeroual, 2018) :

- **Hypothèse 01**

La fonction de répartition des précipitations tombant sur le bassin est asymptotiquement, décrite par une loi de Gumbel ou par une loi exponentielle selon le type d'échantillonnage utilisé. Le Gradex correspond à la pente de la fonction de répartition sur un graphique représentant la pluie en fonction du logarithme de la période de retour.

- **Hypothèse 02**

Le déficit d'écoulement n'augmente plus, en valeur moyenne, au-delà d'une certaine valeur de pluie, c'est-à-dire qu'il ne dépend plus de la valeur de pluie ou de débit. Cette hypothèse se traduit graphiquement par un parallélisme entre la fonction de répartition des précipitations et celle des écoulements au pas de temps équivalant au point de départ de cette extrapolation, nommé point pivot qui est fixé à une période de retour entre 10 et 50 ans.

- **Hypothèse 03**

Quelle que soit la fréquence ou la durée de retour, le débit de pointe de crue peut être calculé à partir du volume écoulé en utilisant un coefficient d'affinité qui est estimé à partir des hydro-grammes de crues enregistrés sur le bassin versant.

II.6.2.3 Procédé de calcul de la méthode

Les étapes de calcul sont citées comme suit :

1- Choisir le pas de temps n heures (généralement égale à la moyenne des temps de base des hydro-grammes de crues disponibles).

Dans notre cas : $n = 24\ h$.

2- Ajuster les pluies maximales journalières par la loi de Gumbel pour calculer le Gradex des précipitations « a » (pente de la droite de Gumbel).

$P(mm) = a\mu + b$

μ : variable réduite de Gumbel.

Les paramètres a et b sont déterminés par la méthode des moments et ils sont exprimés en fonction de la moyenne et de l'espérance de la série de donnée.

$$\bar{x} = a + b\gamma$$

$\sigma^2 = \frac{\pi^2}{6} b^2$

$\bar{x}$: Moyenne de la série.

σ : écart-type de la série

γ: Constante d'Euler égale à 0.5772.

Les paramètres a et b peuvent être déduits par les expressions suivantes :

$b = \frac{\sqrt{6}}{\pi}\sigma$

$a = \bar{x} - b\gamma$

Les résultats de calcul sont représentés comme suit :

- Les résultats d'ajustement des pluies maximales journalières sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II- 46: Ajustement des pluies maximales journalières

Moyenne	28,6
Ecart-type	7,48
Paramètre de l'ajustement de Gumbel 'a'	25,25
Paramètre de l'ajustement de Gumbel 'b' (pente)	5,8

L'équation (II.72) devient :

$P(mm) = 5{,}8\,\mu + 25{,}25$

3- Ajust0er la série des débits observés à la loi de Gumbel et déterminer le débit décennal (point pivot de l'extrapolation des débits). Puis, exprimer le débit décennal en lame d'eau équivalente par la formule suivante :

$$R(mm) = \frac{Q\left(\frac{m^3}{s}\right) \times 3.6 \times n}{S}$$

Pour notre cas, le bassin versant est non jaugé.

Il existe dans le bassin voisin une station hydrométrique M.FERRERO (la plus proche à notre bassin). Ce bassin versant est faiblement jaugé car la longueur des séries de débits mesurés est insuffisante donc on peut déterminer que le débit décennal de cette station à partir de l'ajustement de la série des débits maximums à la loi de Gumbel. Ensuite on déduit le débit décennal pour notre bassin par l'application de la relation d'analogie qui est donnée par :

$$\frac{\boldsymbol{Q_{site}}}{\boldsymbol{S_{site}}} = \frac{\boldsymbol{Q_{donné}}}{\boldsymbol{S_{donnée}}}$$

Q_{site} : débit de notre bassin en m^3/s

S_{site} : surface de notre bassin en km²

$Q_{donné}$: débit du bassin voisin en m^3/s

$S_{donnée}$: surface du bassin voisin en km²

Les données de cette station hydrométrique sont obtenues par l'ANRH Alger et l'ajustement à la loi de Gumbel se fait par logiciel Hyfran. Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II- 47: Résultats des débits décennaux

	Bassin voisin	Notre bassin
Surface (km²)	178	651,21
Débit décennal m^3/s	125	475.3

$$\boldsymbol{R = 63m}$$

4- Extrapoler de la distribution des débits au-delà de F=0.9 ans^{-1} (T=10 ans) par une droite de pente égale au Gradex de la pluie

$Q_{\mu\%}(mm) = a\mu + b')$

a : le Gradex de la pluie

μ : variable réduite de Gumbel donnée par : $\mu = -\ln(-\ln(F))$

F : fréquence donnée par : $F = 1 - \frac{1}{T}$

Pour : $T = 10\ ans \quad F = 0.9\ ans^{-1} \qquad \mu = 2.25$

$b' = Q_{10ans} - a\mu$

$b' = \ 462.25$

$Q_{periode\ de\ retour}(mm) = 5.8\ \mu + 462.25$

5- Tracer la droite de l'équation ci-dessous sur même graphe que l'ajustement des P_{jmax}.

$$Q_{\mu\%} = a\mu + b'$$

Tirer les Q pour la période de retour cherchée (en mm). Puis, exprimer ces Q (mm) en m3/s par la formule suivante :

$$\boldsymbol{Q(m^3/s) = \frac{Q(mm) \times S(km^2)}{3.6 \times n(h)}}$$

Pour une période de retour égale à 100ans, $\mu = 4.6$

$Q_{100ans}(mm) = 5.8\ (4.6) + 462.25 = 489\ mm$

$Q = 489\ m^3/s$

Pour une période de retour égale à 1000ans, $\mu = 6.91$

$Q_{1000ans}(mm) = 5.8\,(6.91) + 462.25 = 502\ mm$

$$Q = 502\ m^3/s$$

6- Calculer le débit de pointe en multipliant le débit calculé précédemment en (m^3/s) par le coefficient de point P égal au rapport entre le débit de pointe et le débit moyen.

$$P = \frac{Q_{max}}{Q_{moy}}$$

$$Q_p(m^3/s) = Q(m^3/s) \times P$$

$$Q_p = 1004\ \frac{m^3}{s}$$

Le débit de point obtenu par la méthode de Gradex pour une période de retour de $1000ans$ est de 1004 m^3/s.

II.6.3 Choix de la crue de projet

Tableau II- 48: Récapitulatif des résultats de calcul des crues

Méthodes	$\boldsymbol{Qpt\left(m^3/s\right)}$ **pour** $\boldsymbol{T = 1000\ ans}$
Formules empiriques	981.6
GRADEX	1004

D'après les résultats obtenus par les formules empirique et gradex : on remarque que les valeurs sont proches. Donc la crue de projet égale à $1004\left(\frac{m^3}{s}\right)$.

Hydrogramme de crue:

II.6.4 La Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovsky

L'Hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous permet de déterminer les

Caractéristiques principales à savoir

- Le volume.
- La durée.

- Le débit maximum (débit de pointe).

Pour le tracer de l'Hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski quile divise en deux parties non symétriques, calculées à partir des temps de montée et de la décrue.
Pour le temps de montée :

Il s'exprime par:

$$\mathbf{Qmontée= (T/Tm) *Qmax}$$

Q_{max} : Débit maximum pour une fréquence donnée (m3/s).
T_m : Temps de montée. (T_m=T_c (Temps de concentration))
Pour le temps de décrue :

Il s'exprime par:

$$\mathbf{Q_{déc.} = Q_{max} \times (td\text{-}t/tb)^3}$$

Avec :

Qm : Débit instantané de la montée (m3/s).

Qd : Débit instantané de la décrue (m3/s). tb : Temps de base de lacrue en heures.

tm : Temps de la montée de la crue en heures.

td : Temps de la décrue en heures.

Qmax : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m3/s).

Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend : td= δ*tm.

Où δ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

tb= tm+ td

Tableau II- 49: Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue δ

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

On prend δ=2,5

Les resultats de calcul des debits de la crue pour les differentes periodes

Tableau II- 50 resultats de calcul des débits de la crue

t (heures)	Hydrogrammes des crues de différents périodes de retour				
	5	10	50	100	1000
	50	20	5	2	2
Débit	941.8	950.6	969.7	977.9	1004.5
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	38.44	38.80	39.58	39.91	41.00
4.00	153.75	155.18	158.30	159.64	163.98
6.00	345.93	349.16	356.18	359.19	368.96
8.00	614.99	620.74	633.21	638.56	655.93
9.90	941.80	950.60	969.70	977.90	1004.50
10.00	930.43	939.12	957.99	966.09	992.37
12.00	721.83	728.58	743.22	749.50	769.89
14.00	547.01	552.12	563.21	567.97	583.42
16.00	402.97	406.73	414.90	418.41	429.79
18.00	286.73	289.41	295.23	297.72	305.82
20.00	195.32	197.14	201.11	202.81	208.32
22.00	125.75	126.92	129.47	130.57	134.12
24.00	75.04	75.74	77.26	77.91	80.03
26.00	40.21	40.58	41.40	41.75	42.88
28.00	18.27	18.44	18.81	18.97	19.48
30.00	6.25	6.30	6.43	6.49	6.66
32.00	1.16	1.17	1.19	1.20	1.23
34.00	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
34.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

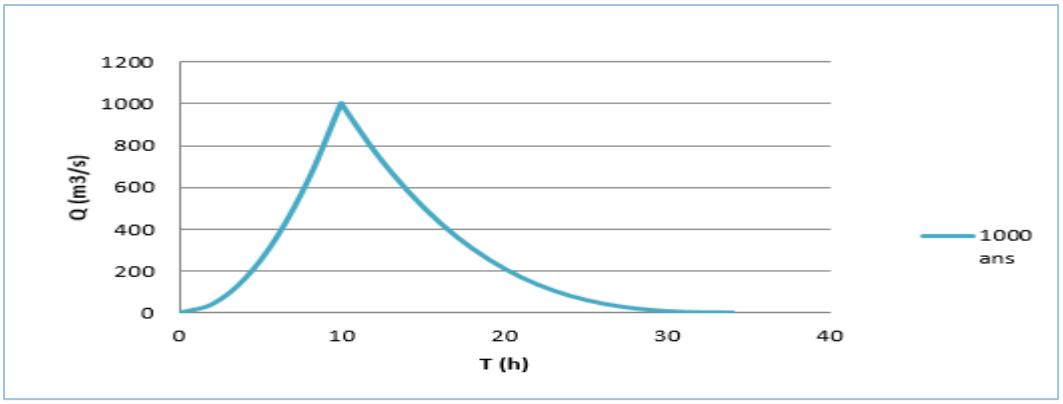


Figure II- 14: Hydrogrammes des crues de période de retour 1000ans .

II.7 Estimation de la crue de projet

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer les Plus Hautes Eaux (PHE) et dimensionner l'évacuateur de crue, en intégrant les possibilités de laminage. Souvent la crue de projet considérée est la crue de débit de pointe maximale. Il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crue. Une crue moins pointue, mais plus étalée, pourrait être plus défavorable. La période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre 100 ans et 10 000 ans (fréquence 10-2 à 10-4). Le choix de la période de retour dépend du risque induit par la rupture du barrage.

Cependant le risque global est lié aussi à la vulnérabilité de la vallée en aval (occupation de la zone susceptible d'être noyée en cas de rupture).

Afin de déterminer la crue projet, nous nous appuyons sur les recommandations du Comité international des Grands Barrages.

Tableau II- 51:Crues de projet recommandées

Catégorie de dommages	**Crue de projet recommandée**
Elevés : Perte de vie, dommages considérables	$\frac{1}{100000}$ à $\frac{1}{10000}$
Important : pas de pertes de vies, dommages importants	$\frac{1}{10000}$ à $\frac{1}{1000}$
Faible : pas de perte de vies, dommages légers	$\frac{1}{1000}$ à $\frac{1}{100}$

Alors nous optons pour une crue de projet de fréquence de l'ordre de 0,001. Le débit de la crue du projet de l'aménagement de l'oued de M'Djedel pour un temps de retour de T = 1000 ans. Donc le débit maximal probable est de l'ordre de:

$$Q_{0.01\%} = 1004 m^3/s$$

Conclusion

Au terme de ce chapitre on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre ouvrage, à savoir les caractéristiques hydro-morphologique et hydro-morphométriques du bassin versant ainsi que les caractéristiques du futur barrage..

Chapitre III :
Laminage de crue et choix de variante

III. Étude de laminage de la crue

Introduction

Les crues constituent un des risques principaux affectant la sécurité des barrages. En effet, de nombreuses ruptures de barrages sont dues à une incapacité insuffisante de l'évacuateur de crue. Or, les débits des crues des bassins versants sont en général élevés du fait que les débits spécifiques sont d'autant plus importants que les bassins versants sont plus petits, ceci conduit à un évacuateur de crues surdimensionné avec un cout élevé, en effet l'étude des crues doit être menée avec une délicatesse pour ne pas tomber dans des erreurs de sous-estimations ou de surestimations compromettant respectivement la sécurité de l'ouvrage et son environnement, entrainant des évaluations importantes quant à son cout qui, lui-même est lié à sa période de retour. Dans ce cas, une vérification de la sécurité de l'ouvrage s'impose, elle se fait par un laminage de crue.

L'objet de cette étude est de donner des méthodes d'évaluation du laminage et de montrer l'intérêt qu'il y a à le prendre en compte pour dimensionner les évacuateurs. Ainsi, le plus souvent, leur longueur pourra être réduite de manière significative, ce qui, bien évidemment, se traduit par un abaissement de leur prix, donc la réduction des dimensions de l'évacuateur de crue va optimiser le coût du barrage sans affecter la sécurité globale de l'aménagement.

III.1. Principe de laminage des crues

Le débit qui passe dans l'évacuateur de crue Q_e est inférieur à celui de la pointe de la crue à l'entrée de la retenue Q_c. L'effet de laminage de crue dépend de la forme de l'hydro-gramme d'entré et de sorti de la crue et de la forme de la partie supérieure de la retenu. Le Laminage de crue revient à déterminer Q_e max à partir de $Q_c$max à chaque pas de temps on a l'égalité suivante :

$$\text{Volumestocké} = \text{Volumeentrant} - \text{Volumesortant} \qquad \textbf{(III.1)}$$

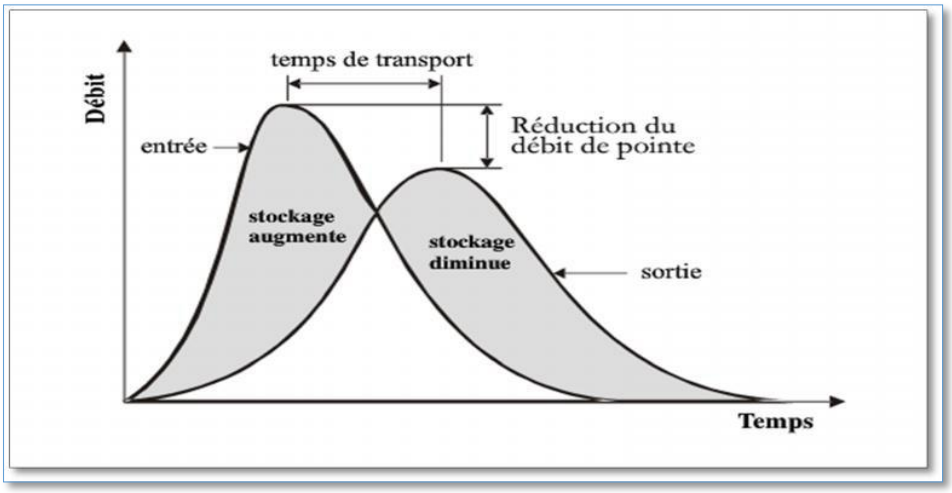


Figure III- 1: Courbe de laminage de crue

L'étude de laminage de crue repose sur le principe de l'équation de continuité pour résoudre le bilan massique des flux entrants et sortants et du volume de stockage. Ces méthodes de routage nécessitent une relation stockage-décharge pour déterminer le flux sortant pour chaque pas de temps. L'équation de continuité est donnée par :

$$(\mathrm{d}S)/\mathrm{d}t = \mathrm{I}(t) - \mathrm{O}(t) \qquad \textbf{(III.2)}$$

- **I :** débit d'entrée Q_E (Inflow) ;
- **Q:** débit de sortie Q_s (Outflow) ;
- **S :** l'emmagasinement d'eau dans le tronçon ou le réservoir considéré.

Sur un intervalle de temps fini ente t et $t + \Delta t$, l'équation **(III.2)** s'écrit comme suit :

$$(S_2 - S_1)/\Delta t = (I_1 + I_2)/2 - (O_1 + O_2)/2 \qquad \textbf{(III.3)}$$

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

Plusieurs méthodes ont été élaborées pour résoudre cette équation. Nous allons utiliser la méthode de Kotcherine et Step by Step .

Cette méthode nous permet de déterminer les dimensions de l'évacuateur de crue et tracer l'hydro-gramme de sortie de la crue.

III.1.2. Méthode de pas à pas (Step by Step Method)

La logique du calcul est que dans un intervalle de temps **t**, le volume d'entrée doit être au volume de sortie, majoré de la variation d'eau dans la retenue durant le passage de la crue. Le principe de calcul du laminage de la crue définie par (USBR, 1960)

Par cette méthode, est basée sur la connaissance de :

a) L'hydrogramme des crues (rentrant).

b) La courbe des volumes d'eau dans la retenue (courbe hauteur –capacité).

c) La courbe des débits sortants ou déversant en fonction des niveaux (cotes).

Ce procédé de traitement par la méthode Step by Step permet d'une part, la construction de l'hydrogramme de sortie et l'obtention du niveau maximum de l'eau qui peut être atteint dans retenue et d'autre part la définition du débit sortant de la retenue à travers l'évacuateur de crue.

- La première opération consiste à diviser l'hydrogramme d'entrée et de ne le représenter en pas (intervalle) de temps de façons que ces pas puissent être donnés sous forme linière.

Le pas n_n^0 est relatif à t_n = X heure

L'intervalle de temps doit être choisi de manière à ne pas manquer le pic se rapportant au débit maximum.

Les différentes étapes de calcul consistent à :

-Fixer le niveau de remplissage pour lequel le barrage est considéré comme étant rempli, c'est le niveau normal de retenue NNR appelé également Niveau Normale des Eaux NNE.

-Tracer les courbes d'estimation de la capacité du réservoir en fonction des hauteurs d'eau et des issues e débit $Q_{max, p\%} = F(h_d)$ par les formules :

$$Q\text{max} = m.b\sqrt{2g}\ H^{3/2} \qquad \text{(III.4)}$$

Avec ,

m : coefficient de débit

b : largeur du seuil du déversoir en m

h_d : Charge sur le déversoir en m

-Tirer de l'hydrogramme d'entrée la quantité d'eau eprimée en m^3/s entrant dans la retenue dans l'intervalle de temps Δt

Ce volume serait alors. $V=(Qe1+Qe2)/2\times\Delta t$

Où

Q_{e1} ; Débit initial en m^3/s ; Q_{e2} : Débit après l'ntervalle de temps t en m^3/s

Δt : Intervalle de temps en heure.

-A partir des courbes (de sortie) le volume serait alors :

$$V=(qe1+qe2)/2\times\Delta t$$

Avec,

q_{e1} ; Débit initial en m^3/s ;

q_{e2} : Débit après l'intervalle de temps t m^3/s.

Δt : Intervalle de temps en heure

-Pour obtenir q_{s2} , nous considérons la petite augmentation du niveau d'eau dans le réservoir

- Pour obtenir l'augmentation dans le volume d'eau du réservoir puis on ajoute cette augmentation au volume préable correspondant au niveau normal retenue.

-La détermination de la cote du niveau du miroir d'eau correspondant au volume d'eau accumulée pendant l'intervalle de temps (le pas) puis on trace l'hydrogramme de sortie à partie de q_{s2}

-Continuer pas à pas le procédé jusqu'à ce que la courbe de l'hydrogramme des débits sortant croise la courbe de l'Hydrogramme d'entrée.

Le point à cette intersection donne le pic (maximum) du débit sortant $q_{max, p\%}$, A partir de ce moment le débit sortant commence à diminuer du fait du décroissement dans le cours du débit entrant.

-Différents pas de temps devront être continués jusqu'à ce que le niveau d'eau du réservoir revienne à la cote correspondant au niveau normal des eaux NNR (Touaibia *et al*, 2004).

- **Application de la methode**

A partir la courbe capacité hauteur et l'équation., nous avons établis un programme tableur de calculs qui permettent de prédire l'évacuation des eaux de crue par laminage de crue Les tableaux 1 et 2 récapitulent les différents calculs de laminage.

Tableau III- 1: Résultats de calcul de laminage de crue

Scénario 1		**Scénario 2**		**Scénario3**	
t (h)	**q (m^3/s)**	**t(h)**	**q (m^3/s)**	**t (h)**	**q (m^3/s)**
2	0,664	2	0,885	2	0,995
4	8,345	4	11,126	4	12,517
8	43,188	8	57,585	8	64,783
10	150,756	10	201,008	10	226,134
12	414,922	12	553,230	12	622,384
14	625,029	14	833,372	14	937,544
16	267,391	16	356,521	16	401,086
18	147,320	18	196,427	18	220,980
20	78,714	20	104,951	20	118,070
22	40,463	22	53,951	22	60,695
24	19,754	24	26,338	24	29,631
26	8,967	26	11,956	26	13,451
28	3,657	28	4,876	28	5,486
30	1,265	30	1,686	30	1,897
32	0,334	32	0,445	32	0,501
34	0,055	34	0,073	34	0,055

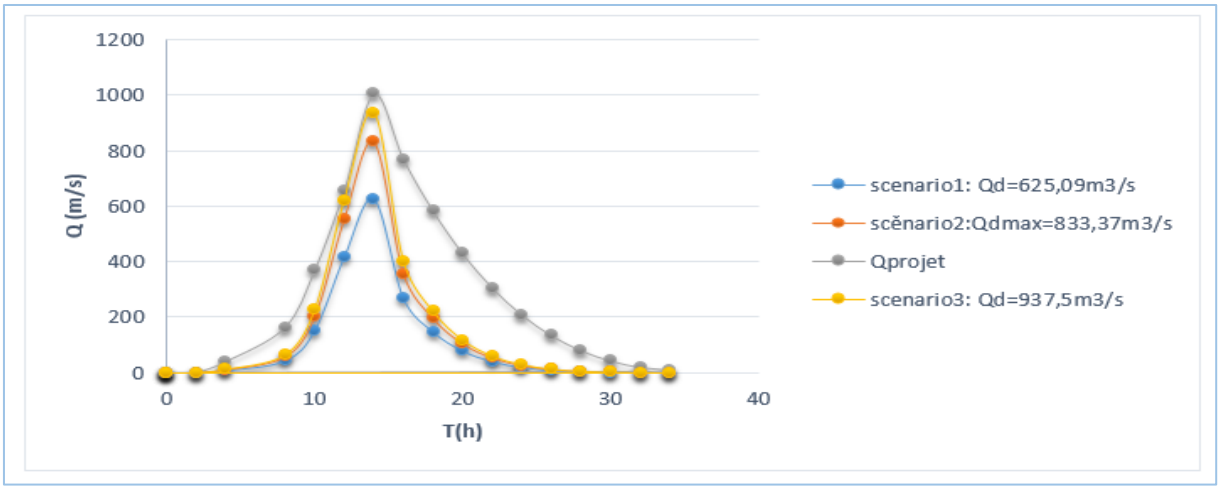


Figure III-*2*: Laminage de la crue de projet par la méthode step by step

Tableau III- 2: Résultats de calcul de laminage de crue

$Q_{p\% max}$ de projet	m^3/s	1004
q_{max} déversant	m^3/s	937
Cote NNR	m NGA	898
Largeur de déversoirs b	M	45
Hdev	M	4,5

III.1.3 Laminage de la crue de projet par la méthode de KOTCHERINE

La méthode de KOTCHERINE base sur les principes suivants :

- L'Hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze,
- Les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,
- Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normal de laretenue (NNR).
- Les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment dela crue

➢ **Estimation du débit de la crue laminée**

$$V_F = V_c\,(1 - \boldsymbol{q/Q}) \quad \text{.....} \quad \text{(III.5)}$$

Avec :

- **V_F :** le volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur (m^3) ;
- **V_C :** le volume de la crue correspondant au Q (m^3) ;
- **Q :** le débit de la crue en (m^3/s) ;
- **q :** le débit laminé (m^3/s).

De cette relation déduit le débit de crue laminée :

$$q = Q\ (1 - \boldsymbol{VF/VC}) \qquad \text{(III.6)}$$

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

- **Estimation de la charge au-dessus du déversoir**

Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue se calcule pour différentes charges (H),et différentes largeurs du seuil déversant (b) de l'évacuateur de crues par la relation :

Avec :

$$q=\boldsymbol{m \times b \times \sqrt{2g} \times H\text{^}(3/2)} \qquad \text{(III.7)}$$

- **m :** coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge H0, et de la forme de la crête du déversoir, pour notre cas il est constant et égal à 0,49 ;
- **g :** l'accélération de pesanteur; [g = 9,81m²/s] ;
- **b :** la largeur de déversoir [m] ;
- **H_0 :** la charge sur le déversoir.

➢ **Procédé de calcul**

- On donne différentes valeurs des lames d'eau H = 0.5; 0,5 ; ….
- Puis on définit la cote PHE = NNR+H = 898+H
- A l'aide de la courbe capacité-hauteur, on détermine le volume VPHE relatif à chaque PHE. (NPHE : Niveau des Plus Hautes Eaux)
- On définit aussi le volume en charge pour chaque lame tel que :

$$\mathbf{V_F = V_{PHE} - V_{NNR}} \qquad \text{(III.8)}$$

- Et enfin, définir le volume de la crue pour l'hydrogramme de crue ayant une forme triangulaire.

Les données de départs pour la méthode de KOTCHERINE sont données dans le tableau :

Des itérations de différentes largeurs (b) donnent des courbes qui peuvent

s'entrecroiser avec celle de $Q_{max,p\%}$. Ce sont ces points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminé correspondant à la largeur donnée.

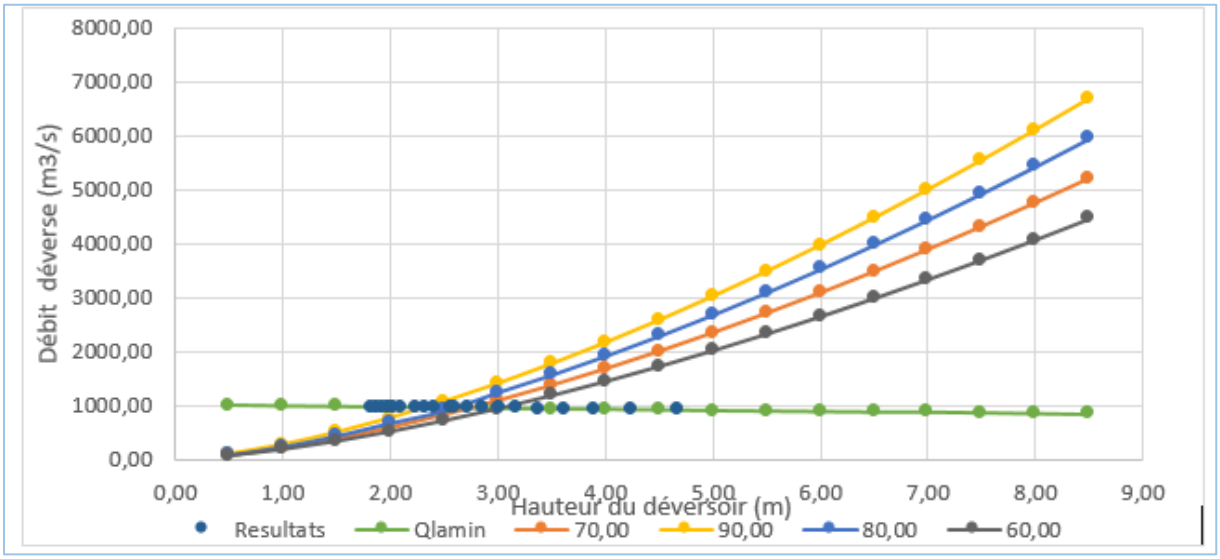


Figure III- 2: Laminage de la crue de projet pour différentes largeurs du déversoir

Tableau III- 2: résultat de calcul de débit déversant pour différentes largeurs

Ho	q(m³/s)	Qlamin	Débits déverses pour différent largeurs du déversoir			
0	**0**	**0**	60,00	70,00	80,00	90,00
0,50	23,02	996,92	63,582	74,179	84,777	95,374
1,00	75,97	984,62	179,838	209,811	239,784	269,757
1,50	159,49	974,19	330,384	385,448	440,512	495,576
2,00	276,25	963,50	508,659	593,436	678,212	762,989
2,50	428,97	954,14	710,873	840,352	904,000	1066,309
3,00	620,28	940,78	847,785	1090,211	1245,955	1401,700
3,50	852,71	932,76	1177,562	1373,823	1570,083	1766,344
4,00	1128,62	924,74	1438,705	1678,490	1918,274	2158,058
4,50	1450,32	914,05	1716,725	2002,846	2288,966	2575,087
5,00	1819,96	900,68	2010,652	2345,761	2680,869	3015,978
5,50	2239,65	891,32	2319,669	2706,280	3092,891	3479,503
6,00	2711,39	884,64	2643,071	3083,582	3524,094	3964,606

6,50	3237,11	876,62	2980,245	3476,952	3973,660	4470,367
7,00	3818,71	873,95	3330,650	3885,758	4440,866	4995,974
7,50	4457,97	860,58	3693,803	4309,437	4925,071	5540,705
8,00	5156,68	847,22	4069,273	4747,486	5425,698	6103,910
8,50	5916,52	833,85	4456,668	5199,446	5942,224	6685,002

Tableau III- 3: récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

H_{dev} (m)	Largeur (m)	Debit laminé
3,01	60	847,765
2,7	70	890,154
2,51	80	904
2,32	90	950,63

III.2. Étude d'optimisation

Après avoir déterminé plusieurs valeurs de largeur (b) et de hauteur déversant (H), il faut maintenant choisir les dimensions de l'évacuateur de crue les plus économique. Donc on doit faire une étude technico-économique qui consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour ces différentes valeurs afin d'évaluer la largeur et la hauteur optimale.

III.2.1. Calcul du coût de la digue

Le volume de la digue est donné par la formule suivante :

$$\llbracket V \rrbracket_B = \Sigma V_i \qquad (\mathbf{III.9})$$

Avec :

$$V_i = (S_i + S_(i+1))/2\ L \qquad \mathbf{(III.10)}$$

- **V_i :** le volume du barrage à la cote i (m^3);
- **L_i :** Distance entre deux coupes voisines (m) ;
- **S_i :** Section transversale correspondante à la coupe i ; donnée par la formule suivante :

$$\square S \square_i = (b_cr + B_i)/2\ H_i \qquad \mathbf{(III.11)}$$

b_{cr} : Largeur en crête (m);

H_i : Hauteur de la tranche au point i (m) ;

B_i : Largeur de base (m) ; donnée par :$B_i = (m_1 + m_2)\ H_i + b_cr$

m_1 , m_2 : Les fruits des talus.

III. 2.2. Calcul de la revanche

C'est la hauteur entre le niveau forcé et le niveau de la hauteur de la digue (crête), cette hauteur est additionnée dans les calculs de la hauteur de la digue pour tenir compte de l'action des vagues qui peuvent projeter de l'eau au-delà de la crête de la digue et également compenser les tassements de la retenue dans le temps. La revanche tient compte de :

- Surélévation lors des crues maximales.
- Surélévation du plan d'eau en présence des vagues ou des vents extrêmes.
- Supplément de sécurité.

Elle est donnée par les formules suivantes :

- **Formule de Mallet et Pacquant**

$$\boldsymbol{R = H_v + v\text{^}2/2g} \qquad \textbf{(III.12)}$$

Avec :

$$\boldsymbol{H_v = 1/2 + 1/3\ \sqrt{F}} \quad \textbf{et} \quad \boldsymbol{v = 1.5 + 2H_v} \qquad \textbf{(III.13)}$$

R : La revanche ;

F : Longueur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment depuis l'endroit jusqu'á l'exutoire (i.e la digue) où il est créé appeléFetch($F = 2{,}5\ km$);

$\boldsymbol{v}$ **:** Vitesse de propagation des vagues (m/s) ;

$\boldsymbol{v\text{^}2/2g}$**:** Energie cinétique des vagues ;

H_v : hauteur des vagues (m).

- **Formule de Davis**

$$\boldsymbol{R = 0.75H_v + v\text{^}2/2g} \qquad \textbf{(III.14)}$$

$\boldsymbol{v\text{^}2/2g}$**:** Energie cinétique des vagues ;$v = 1.5 + 2H_v$

$\mathbf{H_v}$ **:** hauteur des vagues (m). Elle est calculée par la formule de **Stevenson :**

Pour **:** $\mathbf{F < 18\ Km}$ **,** $\boldsymbol{H_v = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F}}$**)**

- **Formule simplifiée**

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

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

Tableau III- 3: Résultat de calcul de la revanche: Résultat de calcul de la revanche

Formules	H_v(m)	$v(m/s)$	Revanche R (m)
Mallet et Pacquant	1,03	3,56	1,7
Davis	0.9	3,3	1.23
Simplifiée	/	/	1.4
Moyenne	/	/	1.5

On remarque que la formule simplifie est la plus proche de la moyenne, on prend la valeur de la revanche $R = 1.4m$.

III. 2.3. Calcul de la hauteur du barrage

La hauteur du barrage est donnée par la formule suivante :

$$H_b = NNR - C_f + h_d + R + t \quad \textbf{(III.15)}$$

NNR : niveau normal de la retenue NNR = 898 m ;

C_f : cote du fond Cf = 827m ;

h_d : hauteur déversée ;

R : Revanches en (m) ;

t : Tassement en (m) ; t = 0.5m.

Tableau III- 4: Résultat de calcul de la hauteur de la retenue

Largeur (m)	H_d (m)	H_b (m)
60	3	30,90
70	2,7	30,60
80	2,5	30,40
90	2,3	30,20
100	2,1	30,00

III. 2.4. Calcul de la largeur en crête

- **Formule de KNAPEEN**

$$(b)_{cr} = 1.65\sqrt{(H_b)} \quad \textbf{(III.16)}$$

- **Formule de E-F-PREECE**

$$〖 b 〗_cr = 1.1\sqrt{(H_b)} + 1 \quad \textbf{(III.17)}$$

- **Formule simplifiée**

$$〖b〗_cr = 3.6\sqrt[3]{(H_b)} - 3 \quad \textbf{(III.18)}$$

H_b : Hauteur de la digue (m).

Tableau III- 5: Calcul de largeur en crête

b (m)	h_d(m)	H_b (m)	Largeur en crête b_{cr} (m)		
			Formules		
			KNAPEN	PREECE	Simplifiée
60	3	30,90	9,17	7,11	8,29
70	2,7	30,60	9,13	7,08	8,26
80	2,5	30,40	9,10	7,06	8,23
90	2,3	30,20	9,07	7,04	8,21

On opte pour une largeur en crête de : $b_cr = 8m$

III. 2.5 Estimation du coût de la digue

D'après le profil longitudinal de l'axe du barrage représenté, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs deversantes selon les formules mentionnées précédemment :

Pour évaluer le coût de la digue, on estime le prix du mètre cube de remblai 1000 DA.

Tableau III.6 : Coût de la digue pour différentes largeurs dèversantes

b (m)	H_b (m)	Volume (m^3)	Coût (DA)
60	30,90	1244246,947	1244246947
70	30,60	1095974,135	1095974135
80	30,40	914678,360	914678360
90	30,20	909692,500	909692500

III. 2.6. Calcul du coût préliminaire de l'évacuateur de crue

III. 2.6.1. Coût du déversoir

Le déversoir sera construit en béton armé, le type de profile choisie est le profil de Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement.

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversant à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\boldsymbol{Y/H = 1/k\ (X/H)\text{^}n} \qquad \textbf{(III.19)}$$

Avec :

$K = 2.127$ et $n = 1.85$

$$\boldsymbol{\frac{Y}{H} = 0.47\left(\frac{X}{H}\right)^{1}.85} \qquad \textbf{(III.20)}$$

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

Le volume du déversoir est donné par :

$$\boldsymbol{V = S \times b} \qquad \textbf{(III.21)}$$

- **S :** Section transversale (m^2).
- **b :** Largeur De déversoir (m).

On estime le prix du mètre cube de béton à 45000 DA.

Le coût du déversoir pour les différentes largeurs est représenté dans le tableau suivant :

Tableau III- 6: Résultats de calcul du coût du déversoir pour différentes largeurs déversantes

b (m)	h_d(m)	S (m^2)	V (m^3)	Coût (DA)
60	3	11,6	696	31320000
70	2,7	13,5	945	42525000
80	2,5	16,85	1348	60660000
90	2,3	17,5	1575	70875000

III. 2.6.2. Coût du canal d'approche

La hauteur totale du mur est déterminée par :

$$\llbracket \boldsymbol{H} \rrbracket _\boldsymbol{ca} = \boldsymbol{H_d} + \boldsymbol{R} \quad \textbf{(III.22)}$$

R : la revanche en m. ($R = 1.4m$)

Le volume du canal d'approche est déterminé par :

$$\boldsymbol{V} = \boldsymbol{S} \times \boldsymbol{e} = \boldsymbol{L} \times \boldsymbol{H_ca} \times \boldsymbol{e} \quad \textbf{(III.23)}$$

L : longueur du canal d'approche en m ; déterminée par la carte topographique du site,

- $\boldsymbol{L} = 52m$;
- **e :** l'épaisseur en m,($e = 0.5\ m$).

Tableau III- 7: Coût du canal d'approche

b (m)	H_d (m)	H_{ca} (m)	S (m^2)	V (m^3)	Coût (DA)
60	3	4,4	228,8	114,4	4004000
70	2,7	4,1	213,2	106,6	3731000
80	2,5	3,9	202,8	101,4	3549000
90	2,3	3,7	192,4	96,2	3367000

III. 2.6.3. Coût du coursier

Pour assurer l'écoulement régulier, on construit un coursier de section rectangulaire avec une longueur approximative de 250 m, déterminée par la carte topographique. Le volume du béton de coursier est calculé par :

$$\llbracket \boldsymbol{V} \rrbracket _\boldsymbol{béton} = \boldsymbol{S_béton} \times \boldsymbol{L_coursier} \quad \textbf{(III.24)}$$

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

La largeur de coursier est donnée par :

$$\llbracket \boldsymbol{b} \rrbracket _\boldsymbol{coursier} = \boldsymbol{Q}_(\boldsymbol{e}, \boldsymbol{max})\text{^}\mathbf{0.4} \quad \textbf{(III.25)}$$

Tableau III- 8: Coût du coursier

b (m)	H_d (m)	Q_e(m^3/s)	$B_{coursier}$(m)	Hmur (m)	V_b (m)	Coût (DA)
60	3,01	847,765	14,836	6,92	25963	5148000
70	2,7	890,154	15,128	7,06	25716,9	4797000
80	2,51	904	15,222	7,11	27053,55	4563000
90	2,32	920,08	15,330	7,17	27479,025	4329000

III.2.7 Coût Total de barrage

Le coût total de la retenue collinaire est donné dans le tableau suivant :

Tableau III- 9: Coût total de la retenue collinaire

b (m)	H_d (m)	NPHE (m)	Coût de la digue (DA)	Coût de l'évacuateur de crue (DA)	Coût total (DA)
60	3,01	901	1 244 246 947	40 472 000	1 284 718 947
70	2,7	900,7	1 095 974 135	51 053 000	1 147 027 135
80	2,51	900,5	914 678 360	68 772 000	983 450 360
90	2,32	900,3	909 692 500	78 571 000	988 263 500

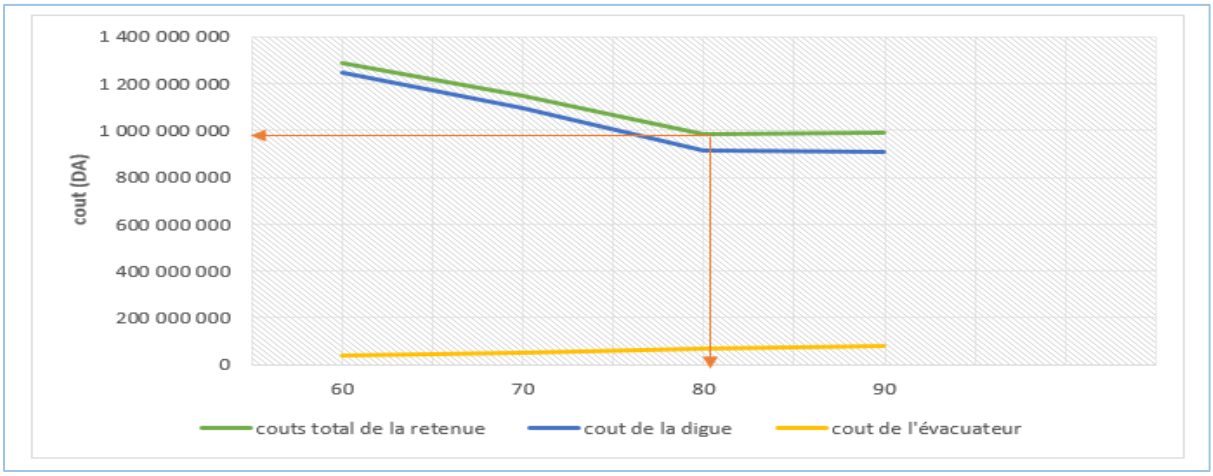


Figure III- 3: courbe d'optimisation

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue et de l'évacuateur de crue (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et en vue de cette figure, notre choix a été basé sur le coût total optimal.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « b =80 m » ce qui correspond à une hauteur déversée h=2.5m et un débit laminé Q=904 m^3/s. avec une hauteur du barrage H_b= 30,4 m.

Conclusion

Étude de laminage des crues nous a permis de trouver les caractéristiques du barrage quisont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III- 10: Récapitulatif les caractéristiques du barrage.

Dénomination	Unité	Quantité
la hauteur de barrage	M	30,4
Revanche	M	1.4
Tassement	M	0.5
largeur en crête	M	8
largeur de déversoir	M	80
La charge déversante.	M	2.5
le debit evacuee	m/s^3	904

III.3. Choix de variantes d'évacuateurs de crues

Le choix du type d'évacuateur de crue et son dimensionnement intègrent également de nombreux éléments dont un des premiers est la sensibilité de la structure choisie à un exhaussement de la retenue mais interviennent également les caractéristiques hydrologiques du site, les possibilités topographiques, les caractéristiques du bassin versant en termes de corps flottants ou de transports de sédiment. De ces différents éléments, il résulte une grande variabilité dans le choix du type d'évacuateur.

- **Objectif**

Le but est de choisir la variante la plus répandue et qui satisfait les conditions topographique et géologiques de l'axe de l'évacuateur dans le site du futur barrage.

III.3.1. Définition d'un évacuateur des crues

Un évacuateur de crue est aussi un organe de sécurité qui permet d'éviter le débordement non contrôlé d'une retenue et de protéger le barrage et ses ouvrages annexes contre un déversement qui pourrait entrainer des dégâts dus à l'érosion et à des instabilités.

La conception de l'évacuateur dépends du débit à évacuer, de la hauteur de chute entre le niveau des plus hautes eaux et celui du fond de la vallée. Et en fin de la topographie et de la nature des terrains qui avoisinent le barrage.

III.3.2 Critères de choix de l'évacuateur de crue

En choisissant le type d'évacuateur de crue, il est nécessaire de prendre en considération :

- La qualité des prévisions de crues
- Destination de l'aménagement hydraulique du barrage.
- La séismicité de la zone de l'aménagement et la fiabilité de l'exploitation
- La durée et les degrés d'utilisation
- Les conditions topographiques et géologiques particulières du site aménagé
- Le type de barrage et valeurs de la charge d'eau (hauteur d'eau dans la retenue).
- Questions économiques et la sécurité.

III.3.3 Différents types d'évacuateurs de crue

Les évacuateurs de crues peuvent être classés suivant leur type de fonctionnement hydraulique on deux groupes : Les évacuateurs de surface et évacuateurs en charge.

III.3.3.1. Évacuateur de surface

L'évacuateur de surface est constitué au départ de la retenue par un déversoir, dont le seuil se développe en général linéairement. Ce seuil débute dans un chenal dont l'axe peut être parallèle au seuil (entonnement latéral ou perpendiculaire à celui-ci entonnement frontal).

Ce chenal a pente faible a même de côte aval de la digue, 1'eau empreint en suite un coursier dont la forte pente permet de rattrapé la différence de cotes entre le niveau de la retenue et le lit de la rivière a l'aval, et aboutit avec une vitesse importante dans un ouvrage dissipateur qui absorbe l'énergie du liquide.

L'évacuateur de surface est placé selon les cas, sur l'une des rives (évacuateur latéral) ou au centre du barrage (évacuateur central).

III.4.3.2. Évacuateur central

Il est fait en béton, en maçonnerie ou en gabions, il est encadré par des bajoyers (murs latéraux qui protègent la digue). A l'aval du barrage, un bassin de dissipation permet de réduire l'énergie de l'eau après la chute. La longueur du bassin est égale à au moins 1.5 fois la hauteur de chute.

III.4.3.3. Évacuateur latéral

L'évacuateur de crues latéral est un chenal ouvert creusé dans les berges du cours d'eau et situé à côté d'une extrémité de la digue. Son implantation dépend des conditions topographiques et géologiques du site. En général, il est composé de :

- Un canal d'amenée qui dirige le courant vers le passage
- Un seuil qui détermine le débit d'écoulement
- Un chenal d'évacuation qui raccorde l'ouvrage au lit principal du cours d'eau. Il peut être revêtu ou non en fonction de la nature des sols de fondation

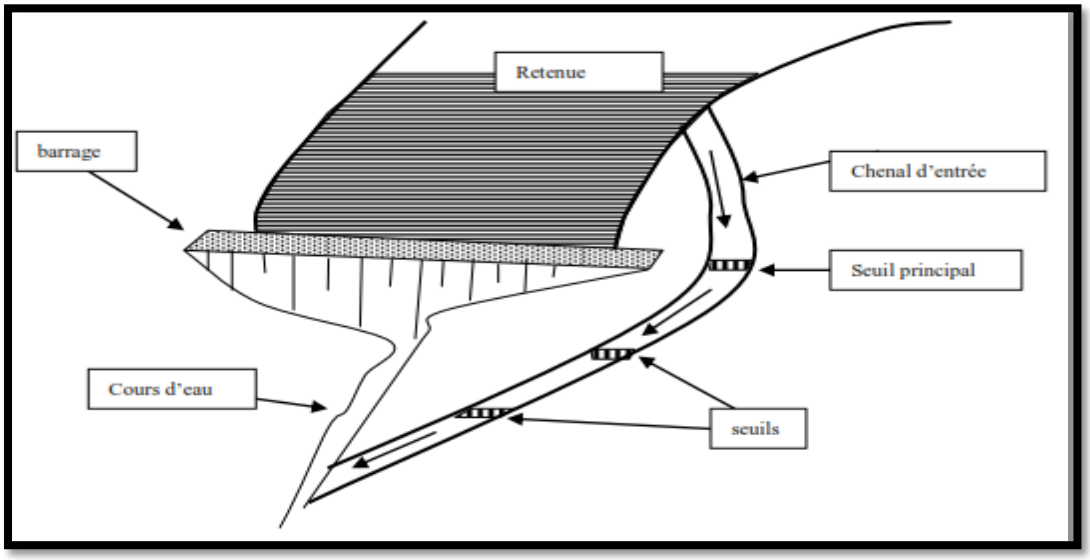


Figure III- 4: Évacuateur de crues latéral à entonnement latéral

- **Évacuateur de crue latéral à entonnement frontal**

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs d'écoulement à surface libre.

Il représente les avantages :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- Le coût peu onéreux
- La difficulté de modification.

- **Évacuateur de crues latéral à entonnement latéral**

Ce type d'ouvrage est d'écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

Il représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversant.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

- **Évacuateur en charge**

Dans les évacuateurs en charge l'eau transite vers l'aval du barrage par une galerie ou par une conduite de gros diamètre disposé sous le barrage ou latéralement en rive. Cette

conduite est alimentée par l'intermédiaire d'un puis ou d'une tour, ou par un déversoir de surface à crête ronde souvent circulaire appelé « Tulipe ».

- **Évacuateur de crues en puit (tulipe)**

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puit coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- ✓ Évacuation d'importants débits (80 < Q < 6000) m3/s.
- ✓ Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

- ✓ Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
- ✓ Problème de vibration.
- ✓ Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- ✓ Prévoir des protections Anti vortex (coût et entretient).
- ✓ Dissipation au pied de la digue.

III.4.3.4 Évacuateur de crues en siphon

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, poser sur le corps du barrage, il représente les avantages :

- ✓ Aucune exigence topographique.
- ✓ Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- ✓ Amorçage et le désamorçage.
- ✓ Entretient indispensable.
- ✓ Débit faible à évacuer.
- ✓ Dispositif sur le corps de la digue.

III.4 Choix de la variante

L'évacuateur de crue centrale posé sur la digue (frontal a entonnement frontal) provoque des problèmes :

- Déformation et déplacement dues aux tassements, d'après les caractéristiques géotechniques du barrage.
- L'évacuateur sur un remblai d'une hauteur de 30 m est un ouvrage instable (risque de déplacement), nécessite un système de drainage, mais il reste toujours un risque de glissement des différents plots des coursiers
- Un ouvrage coûteux, n'est pas économique.

- Tous ces problèmes ramènent à rejeter cette Variante.

➢ L'évacuateur de crue latéral s'adapte au site de la faite que :

- La topographie des rives favorable pour l'implantation de ces évacuateurs et surtout la rive droite qui a une pente moyenne de 7% entre (5 et 9%), donc c'est économique pour les excavations.
- Le rocher de la rive droite est masquée par les terrains de couvertures de sols cohérents d'épaisseurs 5 m tels que les argiles limoneuses tandis que la rive gauche, le rocher est affleuré a la surface de terrain naturel.

➢ L'évacuateur puits (tulipe) disposé sur le lit de l'oued :

On peut l'obtenir mais avec incertitude et pour notre cas :

- Le rocher de la fondation n'est pas de bonne qualité d'après la coupe géologique de l'axe de l'oued (amont-aval) tel que les fracturations sont remarquables le long de l'oued.
- D'après le débit à évacuer le diamètre de puits sera important donc n'est pas économique.
- Risque de vibration pour les débits supérieurs à celui de projet (changement de régime d'écoulement dans la galerie d'évacuation).

➢ L'évacuateur de crue latéral posé sur les rives(soit a entonnement frontal ou a entonnement latéral) :

On peut avoir ce type d'évacuateurs pour les raisons suivantes :

- vu que l'importance de débit à évacuer pour notre crue de projet ces évacuateurs présentent un avantage pour l'amélioration de la capacité d'évacuation importante.
- la topographie des rives favorable pour l'implantation de ces évacuateurs et surtout la rive droite qui a une pente moyenne de 7% entre(5 et 9%),donc c'est économique pour les excavations.
- le rocher de la rive droite est masquée par les terrains de couvertures de sols cohérents d'épaisseurs 5 m tels que les argiles limoneux tandis que la rive gauche, le rocher est affleuré a la surface de terrain naturel.

Choix de la rive :

a) Rive droite

- Pente de versant est faible (5-9%).
- Le rocher un peu fracturé d'après les essais RQD, (5-7m) de profondeur.

b) Rive gauche

- Pente de versant est raide 20%.
- Le rocher affleure à la surface de terrain naturel.
- Présence de gazoduc le long de la rive ainsi la ligne électrique de haute tension.

Donc la rive la plus favorable pour la projection de l'ouvrage est celle de la rive droite, la rive gauche est impossible à cause de l'infrastructure de gaz et la topographie de versant.

III.4.1Choix de l'axe du l'évacuateur de crue :

Pour un tracé judicieux, l'axe de l'évacuateur de crue doit être :

- Le plus court possible (coté économique).
- Les courbes de niveaux perpendiculaire à l'axe de l'évacuateur
- Suffisamment éloigné du pied aval du barrage (50à100m),
- Rectiligne si possible.

Conclusion:

D'après les conditions géologiques, topographiques et la présence de gazoduc qui traverse la rive gauche de site du futur barrage M'djedel, le choix d'évacuateurs de crue s'impose a deux variantes qui sont :

- 1ere variante : évacuateur de crue latéral à entonnement latéral implanté en rive droite.
- 2ere variante : évacuateur de crue latéral à entonnement frontal implanté en rive droite.

Nous allons donc étudier deux variantes dans les chapitres suivant afin de faire une étude comparative, pour le choix de la variante.

Chapitre IV :
Etude
de l'évacuateur de crue

Introduction

L'objectif de la présente étude est de dimensionner les parties majeures de l'évacuateur à entonnement frontal. Suite à l'étude géologique et géotechnique, l'évacuateur de crues sera implanté en rive droite.

IV.1 Présentation générale de l'évacuateur de crues

Les évacuateurs de crue à surface libre à entonnement frontal se composent principalement de l'amont en aval, des ouvrages suivants :

- Canal de d'approche.
- Seuil déversant.
- Transition.
- Coursier.
- Dissipateur d'énergie.
- Canal de fuite.

IV.2. Canal d'approche

Le canal d'approche aura une section prismatique, de forme trapézoïdale. Pour des raisons d'étanchéité et de résistance contre la poussé de la recharge de la digue, la paroi latérale droite sera construit en béton armé, par contre la paroi latérale gauche reste à l'état naturelle. Le canal d'approche doit vérifier les conditions suivantes :

- Le canal d'approche doit conduire l'eau jusqu'au déversoir dans des conditions tranquillessans turbulence.
- Les dimensions du canal (largeur et longueur) seront subordonnées à la longueur, au type, àl'emplacement du déversoir et aux caractéristiques du terrain.
- Les vitesses doivent être suffisamment petites, pour que les pertes d'énergie et l'érosion soient minimales.
- Les lignes de courant doivent être normales à l'avant du déversoir pour obtenir la distribution uniforme des débits spécifiques.

1. Hauteur de la pelle

La Hauteur de la pelle dans le canal d'approche est exprimée par la formule suivante :

$H_p = 1{,}4.H$ .....(VI.1)

Avec :

H : Hauteur de la nappe déversant, [H =2,5m];

H_p : Hauteur de la pelle (m).

La pelle sera exprimée par la relation suivante :

H_p = 3,5 m

2. Largeur en fond du canal d'approche

La largeur en fond du canal d'approche est exprimée par la formule suivante **:**

$$b_C = K_C \quad \text{..... (IV.2)}$$

Avec :

b : Largeur de déversoir, [b = 80 m] ;

K_c : Coefficient adimensionnel dépend de la largeur de déversoir

Le coefficient Kc est obtenu à partir du tableau ci-dessous en fonction de la largeur du fond du déversoir.

Tableau IV. 1: Coefficients Kc correspondant à chaque classe de largeur du déversoir.

Largeur de déversoir (m)	**K_c**
b ≤ 30 m	1,10
30 m < b ≤ 60 m	1,05
b > 60 m	1,00

Puisque la largeur du déversoir est supérieure à 60 m (b = 80 m), alors la valeur du coefficient K_c est de l'ordre de 1,00.

La largeur en fond du canal d'approche est de l'ordre de : bc = 80 m

3. Fruits des talus du canal d'approche

Pour le choix des fruits des talus du canal d'approche, nous nous rapportons aux recommandations de V.T. Chow présenté dans le tableau ci-dessous.

Tableau (VI.2) : Fruits des talus des canaux hydrauliques recommandés par V.T. Chow.

Matériaux	**Talus**	
	m_1 (gauche)	**m_2 (droite)**
Roche	0,25	0,00
Argile compactée ou terre recouvert d'une couche de béton	0,50 ÷ 1,00	0,75
Terre avec protection en enrochement, ou canal en terre	1,00	0,75
Argile consolidée	1,50	1,00
Sol sableux non consolidée	2,00	1,50
Sable limoneux ou argile non consolidée	3,00	2,00

Pour le cas de notre étude, les fruits adoptés pour les talus du canal d'approches sont :

- Paroi gauche : m_{1c} = 0,25 ;
- Paroi droite : m_{2c} = 0,00.

4. Section mouillée

La section mouillée du canal d'approche est exprimée par la formule suivante :

$$S_m = b_c \times \left(H + H_p\right) + \frac{1}{2} m \times H^2 \quad \text{..... (IV.3)}$$

b_c : Largeur en fond du canal d'approche, [b_c = 80 m] ;

H : Hauteur de la nappe déversant, [H = 2,5 m] ;

H_p : Hauteur de la pelle, [H_p = 3,5 m] ;

m_{1c} : Fruit du talus gauche de canal d'approche, [m_{1c} = 0,25] ;

La section d'écoulement dans le canal d'approche est de l'ordre de :

$$S_m = 485 \text{ m}^2$$

5. Vitesse admissible

La vitesse admissible dépend de la lithologie des terrains adjacents au canal d'approche ainsi la hauteur la lame d'eau dans le canal d'approche.

Comme ($H + H_p = 6$ m) > 5 m et la lithologie du terrain d'assis de l'évacuateurs de crues est un sol calcaire compact, Alors la vitesse admissible est de l'ordre de :

V_{adm} = 5,6 m/s

6. Vitesse d'approche

La vitesse de l'écoulement dans le canal de rapprochement se présente sous la forme suivante :

$$Vap = \frac{q}{Sm}$$

Avec :

q : Débit laminé, [q = 904 m^3/s] ; S_m : Section mouillée, [S_m = 485m^2]

La vitesse d'écoulement dans le canal d'approche est de l'ordre de :

$$V_{ap} = 1{,}9 \text{ m/s}$$

Puisque la vitesse d'écoulement dans le canal d'approche (V_{ap} = 1,9 m/s) est inférieure à la vitesse admissible (V_{adm} = 5,6 m/s) pour la l'apparition de l'érosion, alors le canal d'approche ne sera pas érodé sous l'effet de l'écoulement.

- **Hauteur d'eau dans le canal d'approche**

La hauteur d'eau dans le canal d'approche est déterminée par la formule suivante :

$$H_c = H_p + H + \frac{V_{ap}^2}{2g} \qquad \text{(IV.4)}$$

Avec :

H_p : Hauteur de la pelle [H_p = 3,5 m] ;

H : Hauteur de la nappe déversant, [H = 2,5 m] ;

g : Accélération de la pesanteur, [g = 9,81 m/s] ;

V_{ap} : vitesse d'écoulement dans le canal d'approche, [V_{ap} = 1,9 m/s].La hauteur d'eau dans le canal d'approche est de l'ordre de :

H_c = 6,18 m

7. Périmètre mouillé

Le périmètre mouillé du canal d'approche est exprimé par la formule suivante **[24]**:

$$P_m = b + H \times \left(1 + \sqrt{m+1}\right) \qquad \text{(IV.5)}$$

Avec :

b_c : Largeur en fond du canal d'approche, [b_c = 80 m] ;

H_c : Hauteur de la lame d'eau totale écoulé dans le canal d'approche, [H_c = 6,18 m] ;

m_{1c} : Fruit du talus de la paroi gauche de canal d'approche, [m_{1c} = 0,25].

Le périmètre mouillé du canal d'approche est de l'ordre de :

P_m = 93,1 m

8. Rayon hydraulique

Le rayon hydraulique se présente sous la forme suivante ÷

$$R = \frac{S_m}{P_m}$$

Avec :

S_m : Section mouillée du canal d'approche, [S_m = 499 m^2] ;

P_m : Périmètre mouillé du canal d'approche, [P_m = 93,1m].

Le rayon hydraulique du canal d'approche est de l'ordre de :

R_h = 5,3 m

9. Coefficient de rugosité de Manning

Dans le canal d'approche, il existe deux sections mouillées, qui ont des rugosités différentes. La première section est celle de mur en béton armé et la deuxième section est celle de du fond et de la paroi gauche du canal, qui est constituée par des calcaires compactés.

Le coefficient de rugosité composée moyenne de Manning du canal d'approche est de l'ordre de :

n = 0,029

10. Pente de fond du canal d'approche

La pente de fond du canal d'approche est déterminée à l'aide de la formule suivante:

$$i_0 = \left(\frac{n \times V_{adm}}{R_h^{\frac{2}{3}}} \right)^2 \qquad \text{(IV.6)}$$

Avec :i

n : Rugosité composée moyenne de Manning du canal d'approche, [n = 0,029] ;

V_{adm} : vitesse admissible dans le canal d'approche, [V_{adm} = 5,6 m/s] ;

R_h : Le rayon hydraulique du canal d'approche, [R_h = 5,3 m].La pente de fond du canal d'approche est de l'ordre de :

$$i_0 = 2{,}8.10^{-3}$$

11. Hauteur des parois latérales du canal d'approche

12. La hauteur des parois latérales du canal d'approche est calculée par la formule suivante:

$$H_{ca} = H_P + H + H_L \quad \text{(IV.7)}$$

Avec :

H_p : Hauteur de la pelle, [H_p = 3,5 m].

H : Hauteur de la nappe déversant, [H = 2,5 m] ;

H_L : Hauteur libre comprise entre 0,6 m $\leq H_L \leq$ 1 m, [H_L = 1 m].

La Hauteurs des parois latérales du canal d'approche est de l'ordre de :

$$H_{ca} = 7 \text{ m}.$$

13. Type de l'écoulement dans le canal d'approche

Le type de l'écoulement dans le canal d'approche dépend de la valeur de nombre de Fraude, ce dernier est défini par la relation suivante **:**

$$F_r = \sqrt{\frac{b_c \times q^2}{g \times S_m}} \qquad \text{(IV.8)}$$

b_c : Largeur en fond du canal d'approche, [b_c = 80 m] ;

q : Débit laminé, [q = 904 m^3/s] ;

g : Accélération de la pesanteur, [g = 9,81 m/s^2] ;

S_m : Section mouillée de canal, [S_m = 485 m^2].

Le nombre de Fraude est de l'ordre de :

Fr = 0,24

Puisque le nombre de Fraude (Fr = 0,24) est inférieur à un (1), on constate que le type d'écoulement est fluvial.

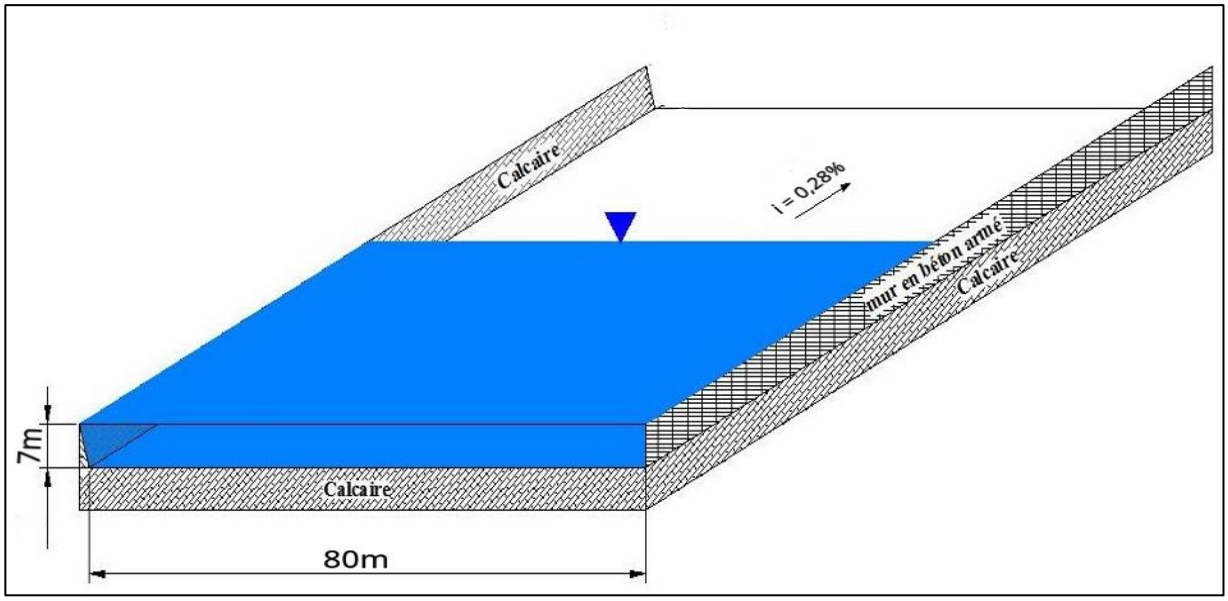


Figure IV. 1: : Canal d'approche de l'évacuateur de crues de barrage de M'Djedel.

IV.3. Seuil déversant

Le profil du déversoir est défini sur base des courbes types de *l'US Corp of Engainer* pourun seuil standard, avec une charge de dimensionnement de 2,5 m

1. Quadrant amont

Le quadrant amont du seuil est composé de 3 arcs de cercles successifs dont les coordonnées des centres depuis la crête, ainsi que les longueurs des rayons, sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV. 2: Composantes des 3 arcs de cercles du quadrant amont du seuil déversant

Zone	**O_i (x;y)**	**x_i**	**R_i**
1	[0 ; 0,5000.H]	[−0,175.H ; 0]	0,50.H
2	[−0,105.H ; 0,219.H]	[−0,276.H ;−0,175.H]	0,20.H
3	[−0,2418.H ; 0,136.H]	[−0,2818.H ; −0,276.H]	0,04.H
H = 2,5 m			
Zone	O_i (x;y)	x_i	R_i
1	[0 ; 1,25]	[−0,4375 ; 0]	1,25
2	[−0,2625 ; 0,5475]	[−0,69 ;−0,4375]	0,5
3	[−0,6045 ; 0,34]	[−0,7045 ;−0,69]	0,1

Le profil de quadrant amont du seuil déversant de barrage de M'Djedel est illustré sur la figureci-dessous.

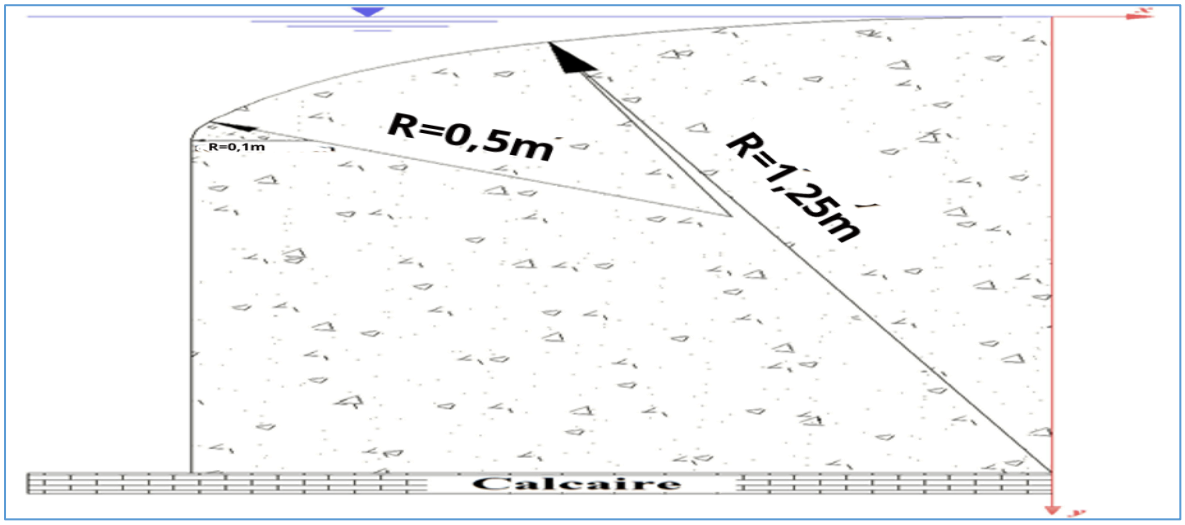


Figure IV. 2: Quadrant amont du seuil déversant de barrage de M'Djedel

2. Le quadrant aval

Les propriétés de l'écoulement dans un déversoir sont dépendant de la forme géométrique de ce dernier, pour cela on a opté pour un déversoir à paroi mince de profil du seuil déversant Creager pour éviter le phénomène de cavitation.

Les coordonnées du profil déversoir sont déterminées à l'aide de l'expression suivante :

$$\frac{Y}{H_0} = 0.47 \times \left(\frac{X}{H_0} \right)^{1.85} \qquad \text{(IV.9)}$$

Le tableau ci-dessus regroupe les résultats des coordonnées du profil déversoir obtenus par la méthode Creager :

Tableau IV. 3: les résultats des coordonnées

H0(m)	X/H	Y/H	Y'/H
2,5	0,000	0,315	-2,078
	0,250	0,090	-2,008
	0,500	0,018	-1,930
	0,750	0,000	-1,850
	1,000	0,018	-1,755
	1,500	0,150	-1,550
	2,000	0,368	-1,278
	2,500	0,640	-0,950
	3,000	0,983	-0,548
	3,500	1,413	-0,075
	4,250	2,183	0,763
	5,000	3,088	1,733
	6,250	4,900	3,750
	7,500	7,060	6,250
	8,750	9,545	9,150

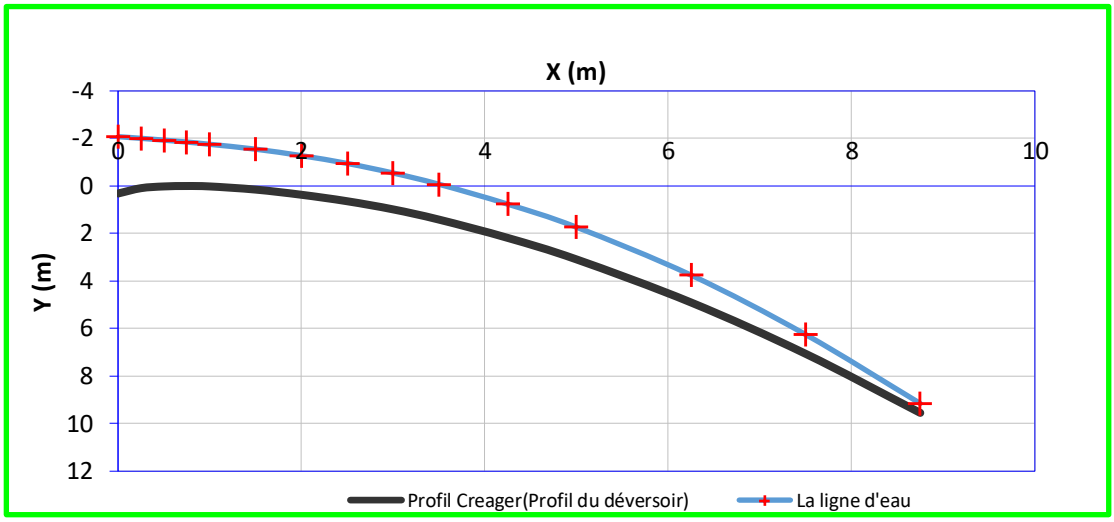


Figure IV. 3: Profil déversoir type Creager (H= 2,5m

Les paramètres du profil aval

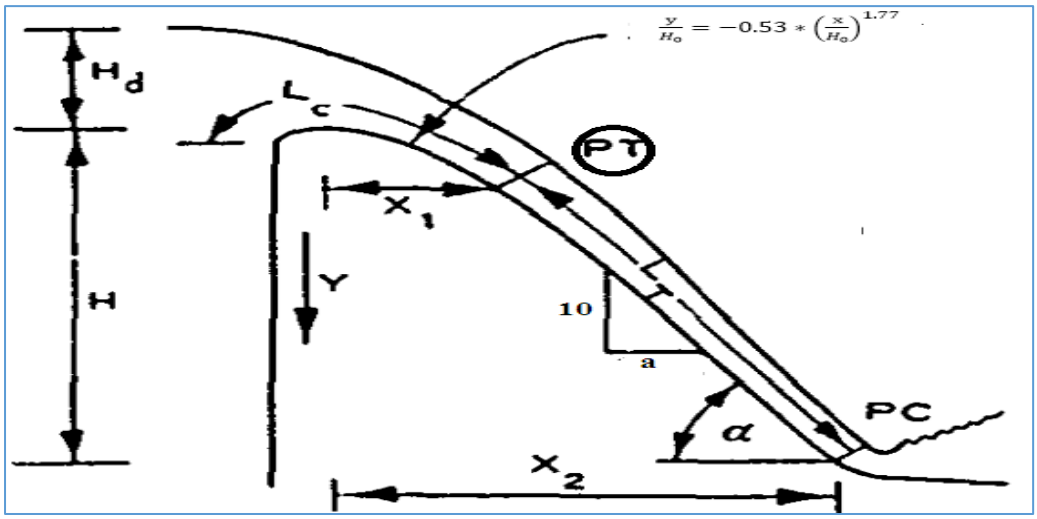


Figure IV. 4: Paramètres du profil aval d'un déversoir USBR (KHATSURIA R. M., 2005)

Les paramètres du profil aval sont : Point tangentiel, La longueur de la courbure (Lc), Point tangentiel

Les coordonnées cartésiennes du point tangentiel sont définies par les équations suivantes

$$\frac{x}{H_0} = 1.096 \times \left(\frac{1}{\lambda}\right)^{1.176} \qquad \frac{y}{H} = 0{,}592 \times \left(\frac{1}{\lambda}\right)^{2{,}176} \qquad \text{(IV.10)}$$

Avec :

(x,y) :Coordonnées cartésiennes du point tangentiel Pt

H : Hauteur de la nappe déversant, [H = 2,5 m] ;

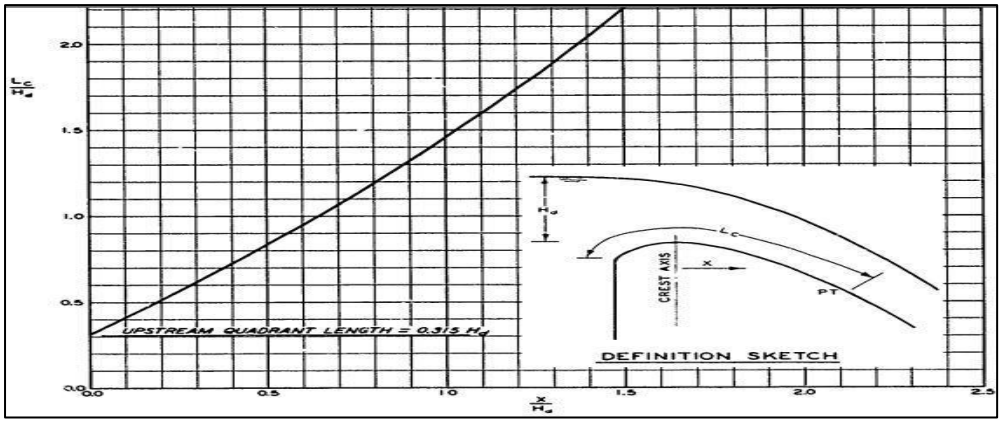
λ : Fruit du parement aval du déversoir.

Les valeurs de fruit du parement aval du déversoir par The American Society of Civil Engineers, sont comprises entre $0{,}6 \leq \lambda \leq 0{,}8$. On opte pour une valeur de λ = 0,8. Alors les Coordonnées cartésiennes du point tangentiel PT sont :

PT (3,5 ; 2,7)

- Longueur de la courbure (Lc) :

On prend $\frac{x}{Hd} = 1{,}4$ et à partir de l'abaque on tire le rapport :

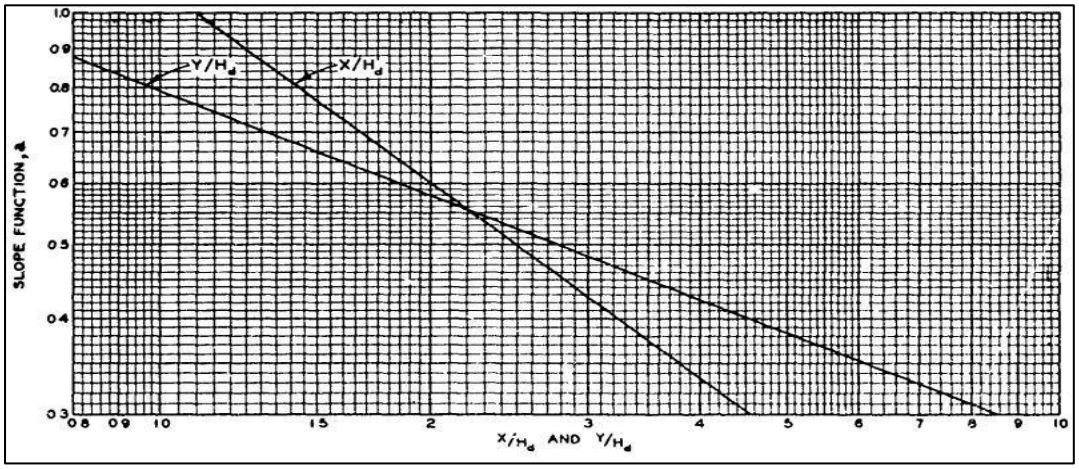


Abaque 1 : Cordonnées du point tangentiel (Pt) d'un déversoir USBR [8]

$\frac{Lc}{Hd} = 2{,}03$ donc : Lc = Hd*2,03 = 5,07 m

- Longueur de la tangente (Lt) :

À partir d'abaque on trouve :



Abaque 1 : Cordonnées du point tangentiel (Pt) d'un déversoir USBR [8]

$\frac{Y1}{Hd} = 0{,}94$ donc Y1=2,35

$$L_t = \frac{Y_2 - Y_1}{\sin\alpha} = \frac{3.5}{0.83} = 4.06m \qquad \text{(IV.11)}$$

Donc la longueur totale de déversement

$L=L_c+L_t$ = 9,13 m

- **Calcul hydraulique**

Le calcul hydraulique consiste à vérifier l'effet de l'entraînement d'air sur l'écoulement et quantité de l'énergie dissiper pendant le déversement :

Pendant le déversement, la couche limite turbulente continue à se développer jusqu'au pied aval du déversoir. Bauer (1951) a développé la relation suivante :

$$\frac{\delta}{L}=0.08\times\left(\frac{L}{K}\right)^{-0.233} \qquad \text{(IV.12)}$$

Avec :

δ: Épaisseur de la couche turbulente.

L : Longueur totale de déversement

K : rugosité de la surface de déversement (USBR exige la valeur de 0.61mm)

Épaisseur de la couche turbulente δ :

$$\frac{L}{K}=\frac{9.13}{0.61\times10^{-3}}=15\times10^{3} \qquad \text{(IV.13)}$$

En appliquant l'équation (IV.09) :

$$\frac{\delta}{L}=0.08\times\left(\frac{L}{K}\right)^{-0.233} \qquad \text{(IV.14)}$$

On trouve : δ = 0,07 m

1. Épaisseur de l'énergie δ_3

$\delta_3 = 0{,}22\delta = 0.0154$ m

2. La profondeur d_p et la vitesse V au pied aval du déversoir

$d_p=Y_1= 1{,}13$ m

Y_1 = Profondeur de l'eau au pied du déversoir (m) ($Y=\sqrt[3]{\frac{Q^2}{88.29\times B^2}}$) (IV.15)

$V=Q_{dév}/(B*d_p) = 904/(80*1{,}13) = 10$ m/s.

La vitesse et la profondeur au pied aval sont respectivement 10m/s et 1,13m

Profondeur au pied aval (point PC)

$d = d_p + 0.18 * \delta$

d= 1,13+ 0.18 * 0.07= 1,14 m

Puisque **δ<d** donc pas de risque de gonflement de l'écoulement par l'air.

IV.4 Transition

La transition de l'évacuateur de crues de barrage de M'Djedel est composée de deuxouvrages. Le premier est un chenal d'écoulement et le deuxième est un convergent.

IV.4.1. Chenal de l'écoulement

Le chenal de l'écoulement est un ouvrage de section prismatique de forme rectangulaire, permettant le passage de l'écoulement torrentiel prévenant du déversoir à un écoulement fluvial.

1. Hauteur conjuguée

La hauteur conjuguée à l'aval de bassin d'amortissement est calculée à l'aide de la formule suivante:

$$\frac{h_4}{h_3} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1+8F_r^{\,2}} - 1\right) \quad \ldots\ldots\ldots\

3. Nombre de Fraude

Le nombre de Fraude au niveau de la section aval du bassin d'amortissement est déterminée par la relation suivantes. :

$$F_{r_2} = \sqrt{\frac{v^2}{gh_1^3}} \qquad \text{(IV.18)}$$

V : Vitesse au niveau de la section aval du bassin d'amortissement, [Vd =8,16 m s] ;
h: Hauteur d'eau Hauteur d'eau conjuguée aval de bassin d'amortissement,(H=4,26m)

F_{r2}=1,26

IV.4.2. Convergent

Pour le dimensionnement de convergent, nous nous rapportons aux recommandations de Sevchenko.

1. Largeur aval du canal convergent

La largeur à l'aval du convergent est estimée par la formule suivante :

$$0.39 \leq \frac{b_{cv}}{b_d} \leq 0.87 \qquad \text{(IV.19)}$$

Avec :

b_d : Largeur en crête de déversoir, [b_d = 80 m] ;

b_{cv} : Largeur aval du canal convergent (m).

On opte pour une fraction moyenne de convergent est de l'ordre : b_{cv} = 48

2. Hauteur aval du canal convergent

La hauteur d'eau à l'aval du canal convergent est calculée par la formule suivante **[26]** :

$$\frac{b_{cv}}{b_d} = \left(\frac{h_4}{h_5}\right)^{1.5} \times \left(\frac{F_r^{\,2}}{F_r^{\,3}}\right) \qquad \text{(IV.20)}$$

Avec :

b_{cv} : Largeur aval du canal convergent [b_{cv} = 48 m]

b_d : Largeur en crête de déversoir, [b_d = 80 m] ;

h_4 : Hauteur d'eau conjuguée aval de bassin d'amortissement, [h_4 = 4,26 m] ;

h_5 : Hauteur d'eau aval dans le convergent (m) ;

F_{r2} : Nombre de Fraude au niveau de la section aval du bassin d'amortissement, [F_{r2} =1,26]

F_{r3} : Nombre de Fraude au niveau de la section de control, [F_{r3} = 1].

La hauteur d'eau à l'aval du canal convergent est de l'ordre de :

h_5 = 4,8 m

3. Longueur du canal convergent

La longueur du canal convergent est calculée par la relation suivante :

$$L_c = \frac{b_d - b_{cv}}{2\tan\theta} \qquad \text{(IV.21)}$$

Avec :

b_{cv} : Largeur aval du canal convergent [b_{cv} = 48 m]

b_d : Largeur en crête de déversoir, [b_d = 80 m] ;

θ : Angle de déviation des murs de convergent (°).

Afin d'éviter la formation des fluctuations importantes au niveau de la surface libre, Sevchenko recommande un angle de rétrécissement compris entre $8,5° \leq \theta \leq 23°$. On opte pour

θ = 10°. La longueur du canal convergent est de l'ordre de :

L_c = 91 m

4. Vitesse critique

La vitesse critique d'eau à l'aval de convergent est calculée par la formule suivante **:**

$$V_c = \frac{q}{b \times h} \qquad \text{(IV.22)}$$

Avec :

q : Débit de la crue de projet laminé, [q = 904 m^3/s] ;

h_5 : Hauteur d'eau à l'aval du canal convergent, [h_5 = 4,8 m].

b_{cv} : Largeur aval du canal convergent [b_{cv} = 48 m]

La vitesse critique d'eau à l'aval de convergent est de l'ordre de :

V_c = 4 m/s

5. Hauteur des murs bajoyers

La hauteur des murs bajoyers de la transition est calculée par la relation suivante :

$$H_{ca} = H_{e;m} + H_L \qquad \text{(IV.23)}$$

Avec :

$H_{e\ ;m}$: Hauteur d'eau maximal dans la transition, [$H_{e;m}$=4,8 m]

H_L : Hauteur libre comprise entre 0,6 m $\leq H_L \leq$ 1 m, [H_L = 1 m].

La Hauteurs des murs bajoyers du canal d'approche est de l'ordre de :

H_{ca} = 5,8 m.

La transition de l'évacuateur de crues de barrage de M'Djedel est illustrée sur la figure ci-dessous.

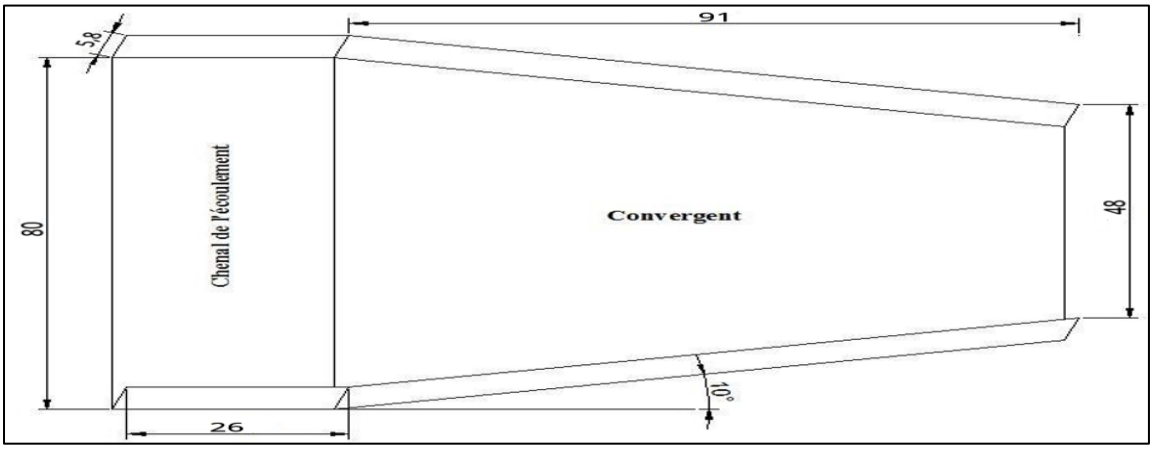


Figure IV. 5: Transition de l'évacuateur de crues de barrage de M'Djedel.

Coursier

Le coursier fait suite au convergent et conduit l'eau vers le bassin de dissipation. Il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

En aval du déversoir, le coursier est convergent sur une longueur de 82m environ jusqu'à atteindre une largeur de 48 m. La pente de cette partie est faible, de 15%.

Le coursier est composé de 2 partie : la première est de longueur de **80 m** et une pente de 15%, la deuxième a une longueur de **80 m** aussi et une pente de 30%. La largeur des 2 partie est de 84m.

✓ **Calcul de la ligne d'eau**

Les paramètres hydrauliques calculé à la fin du convergent sont considéré comme donnée pour le dimensionnement et le calcul de la ligne d'eau dans le coursier.

b_2= 48m, hn=1,13, hc=4,8 m l'écoulement est torrentiel

Ces paramètres sont favorables jusqu'au le coursier atteindre une longueur de 80 m puis un coursier raide avec une pente de 30% poursuit jusqu'au l'entrée du bassin de dissipation.

Cela veut dire que les paramètres hydrauliques deviennent :

b_2= 48m, hn=1,13, hc=4,8 m

Le calcul de la ligne d'eau est effectué par :

- **La méthode d'intégration numérique**

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant dQ/dx = 0, est :

$$dy / dx = (S_o - S_f)\, I\, (1- Fr^2) \qquad (IV.24)$$

Avec : S_o : pente du fond.

S_f: pente de la ligne d'énergie.

En tenant compte de l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie S_f peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation de Manning. L'équation devient en différences finies :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - \frac{n^2 Q^2}{\frac{4}{A^2 R^3}}}{1 - \frac{Q^2 B}{g A^3}} \qquad (VI.25)$$

On donne des valeurs arbitraires à y_i et on calcul la distance Δx correspondante aux profondeurs y_i et on calcul la profondeur moyenne : $y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2}$

Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcul Δx à. chaque valeur de y_i, utilisant y_{moy}, et en l'ajoute à Δx cumulés jusqu'à cette étape si la somme est supérieure à la longueur L, et on continue avec une valeur de $y_i' < y_i$ jusqu'à trouver la somme de Δx égal à la longueur L du coursier.

Dans notre cas toujours $y_i < y_o$ (courbe de remous type S2).

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 4: Calcul de ligne d'eau dans la 1ere partie du coursier (1ere variante).

Y	Ymoy	Smoy	Pmoy	Rmoy	Fr^2	$1-FR^2$	$n^2Q^2/A^2 R^{(4/3)}$	Δx	L	V
4,8										
4,6	4,7	225,6	57,4	3,930	0,348	0,652	0,0005	0,872	0	4,01
4,4	4,5	216	57	3,789	0,397	0,603	0,0006	0,807	1	4,19
4,2	4,3	206,4	56,6	3,647	0,455	0,545	0,0007	0,730	2	4,38
4	4,1	196,8	56,2	3,502	0,525	0,475	0,0008	0,637	3	4,59
3,8	3,9	187,2	55,8	3,355	0,610	0,390	0,0009	0,524	4	4,83
3,6	3,7	177,6	55,4	3,206	0,714	0,286	0,0011	0,384	5	5,09
3,4	3,5	168	55	3,055	0,843	0,157	0,0013	0,211	5	5,38
3,2	3,3	158,4	54,6	2,901	1,006	-0,006	0,0015	-0,008	5	5,71
3	3,1	148,8	54,2	2,745	1,214	-0,214	0,0019	-0,289	6	6,08
2,8	2,9	139,2	53,8	2,587	1,482	-0,482	0,0023	-0,653	7	6,49
2,6	2,7	129,6	53,4	2,427	1,837	-0,837	0,0029	-1,138	8	6,98
2,4	2,5	120	53	2,264	2,314	-1,314	0,0037	-1,797	9	7,53
2,2	2,3	110,4	52,6	2,099	2,972	-1,972	0,0049	-2,718	11	8,19
2	2,1	100,8	52,2	1,931	3,904	-2,904	0,0066	-4,049	15	8,97
1,8	1,9	91,2	51,8	1,761	5,271	-4,271	0,0091	-6,061	21	9,91
1,6	1,7	81,6	51,4	1,588	7,359	-6,359	0,0130	-9,283	30	11,08
1,4	1,5	72	51	1,412	10,713	-9,713	0,0195	-14,887	44	12,56
1,2	1,3	62,4	50,6	1,233	16,457	-15,457	0,0311	-26,002	70	14,49
1,13	1,165	55,92	50,33	1,111	22,867	-21,867	0,0445	-14,510	84	16,17

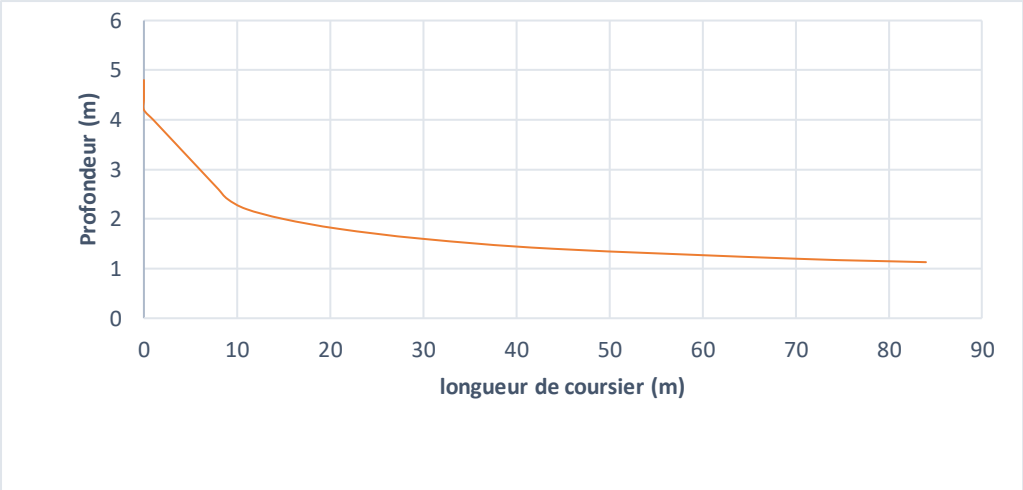


Figure IV. 6: Graphique de la ligne d'eau dans la 1ere partie de coursie

Tableau IV. 5: Calcul de ligne d'eau dans la 2er partir du coursier (1ere variante)

Y (m)	Smoy(m²)	Pmoy(m)	Rmoy(m)	Fr²	1-Fr²	$\frac{n^2Q^2}{A^2R^{4/3}}$	$i-\frac{n^2Q^2}{A^2R^{4/3}}$	Δx (m)	L (m)
4,8									
4,3	4,55	218,4	57,1	3,825	0,384	0,0006	0,2994	1,029	1
3,8	4,05	194,4	56,1	3,465	0,544	0,0008	0,2992	0,762	2
3,3	3,55	170,4	55,1	3,093	0,808	0,0012	0,2988	0,321	2
2,8	3,05	146,4	54,1	2,706	1,274	0,0020	0,2980	-0,460	2
2,3	2,55	122,4	53,1	2,305	2,181	0,0035	0,2965	-1,991	3
1,8	2,05	98,4	52,1	1,889	4,197	0,0071	0,2929	-5,457	8
1,3	1,55	74,4	51,1	1,456	9,709	0,0175	0,2825	-15,417	23
0,8	1,05	50,4	50,1	1,006	31,233	0,0626	0,2374	-63,664	86

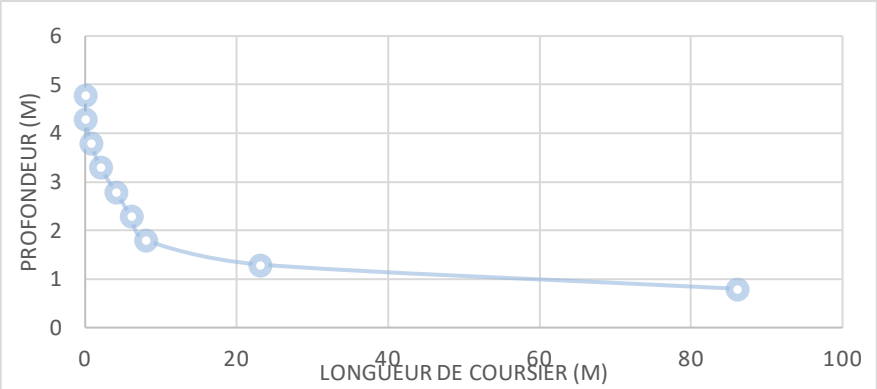


Figure IV. 7: Graphique de la ligne d'eau dans la 2eme partie de coursier.

Détermination de la hauteur des murs bajoyers

Les hauteurs des murs bajoyers sont détermine comme suit :

$H_{baj} = H + R$ (IV.26)

Avec : R : Revanche (m).

$R = 0.06 * 0.05 * V * H^{(1/3)}$

Et d'après la ligne d'eau les hauteurs des murs varient dans chaque tronçon de coursier en fonction de la profondeur d'eau et la vitesse de l'écoulement.

Le calcul des hauteurs des murs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 6: Hauteur des murs bajoyers dans le coursier.

L (m)	H (m)	V	R (m)	Hbaj
0	5,9	3,19	0,35	6,25
10	1,8	10,46	0,70	2,50
20	1,3	14,49	0,85	2,15
30	1,2	15,69	0,89	2,09
40	1,1	17,12	0,94	2,04
50	1,05	17,94	0,97	2,02
60	1	18,83	1,00	2,00
70	0,95	19,82	1,03	1,98
80	0,9	20,93	1,07	1,97
86	0,8	23,54	1,15	1,95

- **Vérification des phénomènes d'aération et les vagues roulantes le long du coursier**

Aération de coursier

L'écoulement à grande vitesse dans le coursier présent un risque élevé de dégâts liés à l'érosion du fond suit à la cavitation, le phénomène d'aération commence à partir d'une section

ou $V > V_{cr}$.

V_{cr} est donnée par la formule de Voinitch Syanogensky :

$$Vcr = 6{,}63 \times \sqrt{g \times RCOS\theta} \times \sqrt{1 + \frac{0{,}0011}{R^2}} \times \left(1 + \frac{8{,}71 \times n}{R^{\frac{1}{6}}}\right) \qquad \text{(IV.27)}$$

Avec :

V_{cr} : La vitesse critique. θ : Angle d'inclinaison du radier du coursier. R : Rayon hydraulique.

n : Coefficient de rugosité. (n=0.014).

Le calcul de V_{cr} pour chaque section dans le coursier est représenté dans le tableau suivant :

Tableau IV. 7: Vérification de phénomène d'aération dans le coursier

Section	Y	Rh	Vcr	V	Vcr > V
0	5,9	4,74	46,0	3,19	Vérifiée
1	1,8	1,67	27,8	10,46	Vérifiée
2	1,3	1,23	24,0	14,49	Vérifiée
3	1,2	1,14	23,1	15,69	Vérifiée
4	1,1	1,05	22,2	17,12	Vérifiée
5	1,05	1,01	21,8	17,94	Vérifiée
6	1	0,96	21,3	18,83	Vérifiée
7	0,95	0,91	20,8	19,82	Vérifiée
8	0,9	0,87	20,3	20,93	Non vérifiée
9	0,8	0,77	19,2	23,54	Non vérifiée

La condition d'écoulement non aéré à partir de la section 6 jusqu'à la section 9 dans le coursier est non vérifie donc problème des vagues roulantes.

Dans la section 9 pour que la condition soit vérifiée il faut que : V< Vcr = 19,2m/s.

Si on prend V= 15,5 m/s la rugosité sera :

$$n = \frac{R^{\frac{1}{6}} \times \sqrt{RI}}{V_{adm}} = 0.02 \qquad \text{(IV.28)}$$

Alors le coefficient de rugosité doit être supérieur à 0.02 pour éviter l'écoulement airé et non apparition de phénomène des vagues roulantes.

6. Bassin de dissipation :

Les procédés les plus fréquemment employées pour dissiper l'énergie cinétique de l'eau sont les bassins à ressaut. Le bassin à ressaut est un moyen très efficace pour réduire la vitesse de sortie a une valeur compatible avec la stabilité des berges à l'aval.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement, donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. La forme et le type du bassin dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USBR) montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude.

Tableau IV. 8: Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR.

Fourchette du nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
$1 \leq F_r \leq 1.7$	Ressaut ondulé
$1.7 \leq F_r \leq 2.5$	Ressaut faible de petites apparitions en surface
$2.5 \leq F_r \leq 4.5$	Ressaut oscillant
$4.5 \leq F_r \leq 9$	Ressaut stable
$F_r \geq 9$	Ressaut fort (écoulement très turbulent)

- **Calcul de la vitesse à l'entrée du bassin de dissipation :**

La vitesse à l'entrée du bassin de dissipation égale à la vitesse de sortie du coursier.

$$V = \frac{Q}{S} \qquad \text{(IV.29)}$$

$$V = \frac{904}{48 \times 0.8} = 23.5 m/s$$

- **Calcul du nombre de Froude :**

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{gh}} \quad \text{.....(IV.30)}$$

$$F_r = \frac{23.5}{\sqrt{9.81 \times 0.8}} = 8.4$$

$4.5 < F_r = 8{,}4 < 9$. Le ressaut se produit alors nettement. La mise en place de blocs de réflecteurs permet de raccourcir le bassin et éviter le déplacement du ressaut à l'aval.

- **Choix de type de bassin de dissipation :**

$F_r = 8{,}4 > 4.5$
$V = 23{,}5 m/s > 15\ m/s$

D'après USBR, le bassin de dissipation le plus favorable est un bassin de type III.

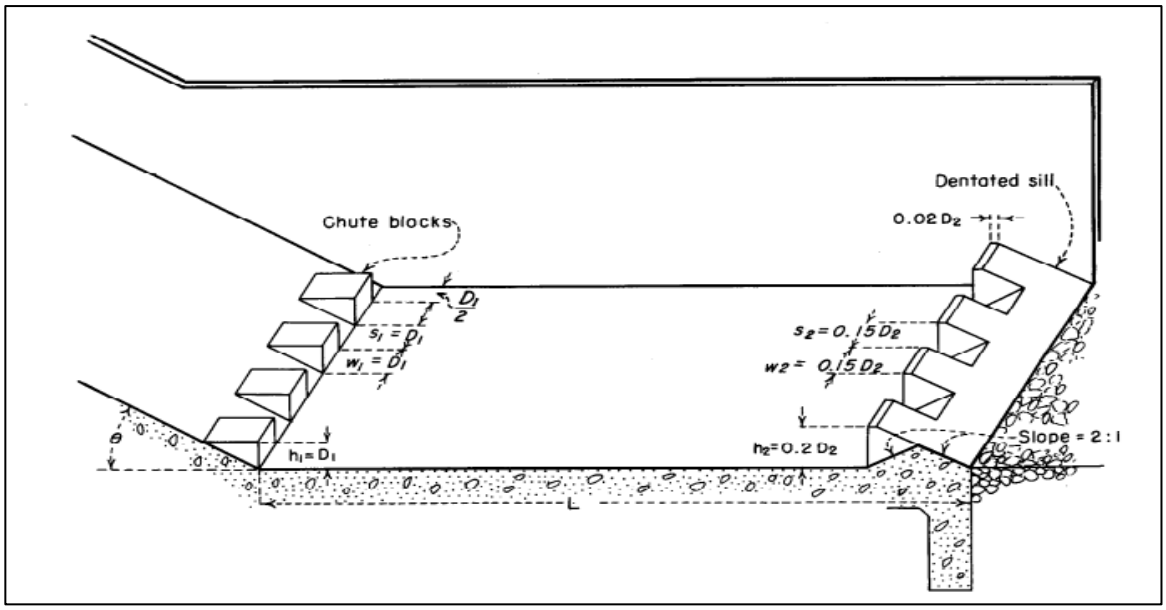


Figure IV. 8: Schema du bassin de dissipation de type III

- **Dimensionnement du bassin de dissipation :**

Il faut d'abord déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes.

D'après l'abaque suivant :

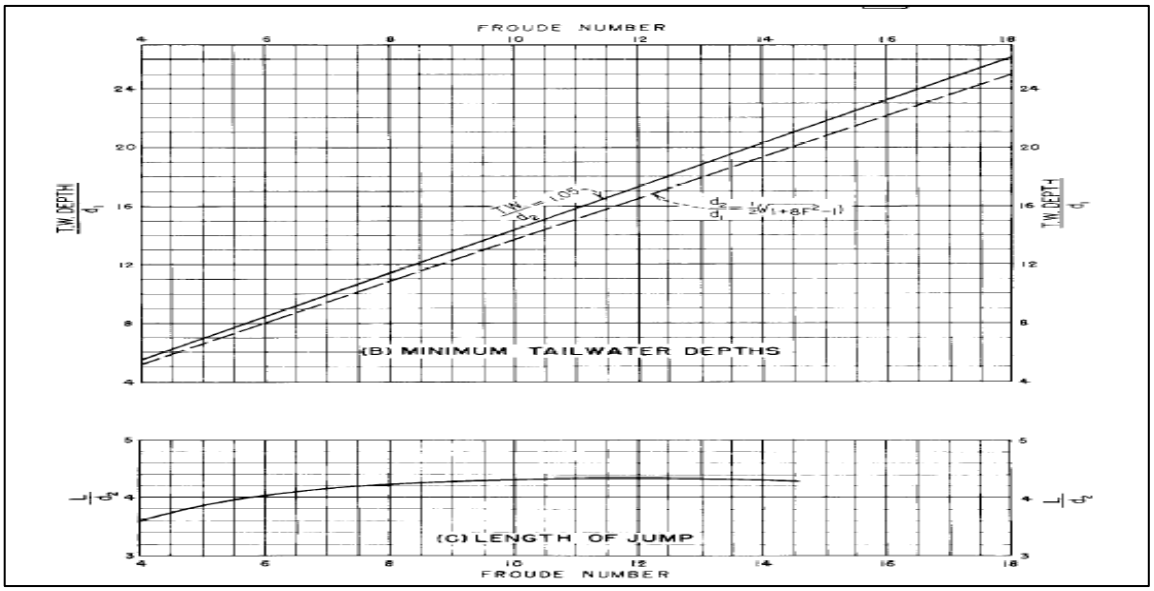


Figure IV. 9: : Caractéristiques du bassin de dissipation type III

$$\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1+8F_r^{\,2}-1}\right) = 11.4 \qquad \text{(IV.31)}$$

$$\frac{L}{d_2} = 4.2$$

d_1 : tirant d'eau avant le ressaut en (m) ;

d_2 : tirant d'eau après le ressaut en (m) ;

L : longueur de bassin de dissipation en (m).

D'après ces équations on aura :

$$d_2 = d_1 \times 11{,}4 = 0.8 \times 11{,}4 = 9{,}12\ m$$

$$L = d_2 \times 9{,}12 = 38{,}3\ m$$

- **Dimensionnement des blocs de chute :**

$h_1 = d_1 = 0.8\ m$

$W_1 = d_1 = 0.8\ m$

$S_1 = d_1 = 0.8\ m$

$e_1 = \frac{d_1}{2} = 0.4\ m$

h_1: la hauteur du bloc de chute en (m) ;

W_1: l'épaisseur du bloc de chute en (m) ;

S_1: l'espacement entre deux blocs de chutes successif en (m) ;

e_1 : l'espacement entre le mur bajoyer et le premier bloc de chute en (m) .

Donc le nombre des blocs de chutes est : 24 blocs

- **Dimensionnement des blocs chicane :**

$h_2 = 0.2d_2 = 1{,}82\ m$

$W_2 = 0.15\ d_2 = 1{,}36\ \approx 1{,}4\ m$

$S_2 = 0.15\ d_2 = 1{,}4$

$e_2 = 0.02d_2 = 0.18\ m$

h_2: la hauteur du bloc de chicane en (m) ;

W_2: l'épaisseur du bloc de chicane en (m) ;

S_2: l'espacement entre deux blocs de chicane successif en (m) ;

e_2 : l'espacement entre le mur bajoyer et le premier bloc de chicane en (m).

Donc le nombre des blocs de chicane est : 14 blocs

Remarque :

Suite à l'ouvrage suivant qu'est le canal de fuite, donc il n'est pas nécessaire de le projeter car on est arrivé au oued de l'aménagement, donc l'eau qui provienne par le dissipateur restituer directement dans le cours d'eau nature.

IV.2 Evacuateur latérale à entonnement latérale :

L'évacuateur de crues est constitué les éléments suivants :

- Canal d'amenée
- Un déversoir.
- Canal latéral (auge de réception)
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation

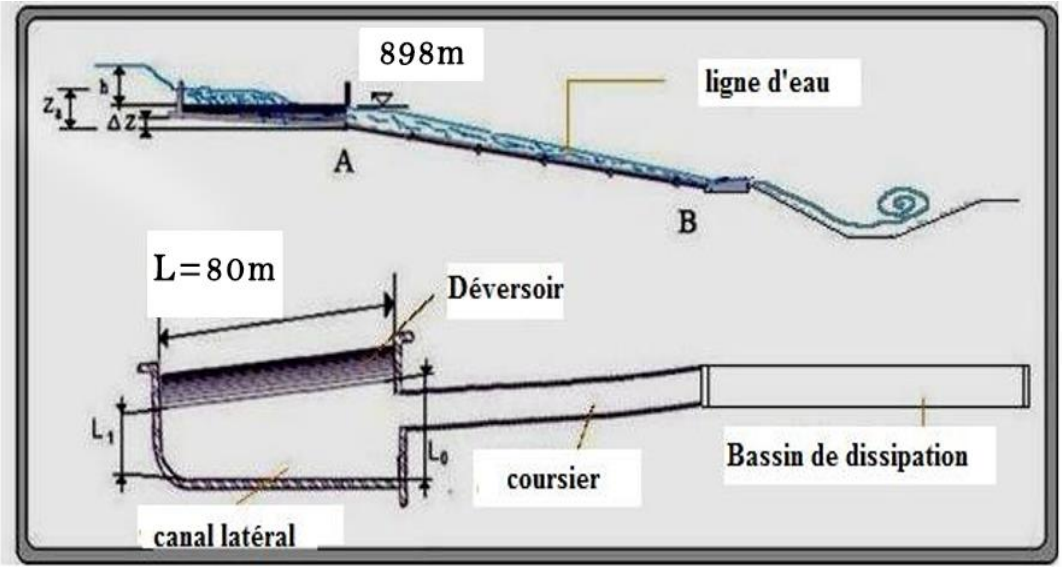


Figure IV.10: description de l'évacuateur de crue

- **Dimensionnement de l'évacuateur de crue**

Données de départ :

- ✓ Longueur déversante : L = 80 m
- ✓ Débit évacué : $Q_{dév}$ = 904 m3/s
- ✓ Charge hydraulique : H = 2,5 m
- ✓ Côte de la retenue normale : NNR = 898 m.

Canal d'approche

Le canal d'approche permet de guider l'écoulement de la crue vers le seuil déversant, il doit conduire l'eau jusqu'au déversoir dans des conditions tranquilles sans turbulence.
Les dimensions du canal (largeur et longueur) seront subordonnées à la longueur, au type, à l'emplacement du déversoir et aux caractéristiques du terrain.

a. La vitesse d'approche

Elle est donnée par la formule :

$$V = \frac{Q}{H \times b} \qquad \text{(IV.32)}$$

Avec :

Q : Débit à évacuer (m3/s), **Q = 904 m3/s**

H : Charge d'eau (m) **H = 2.5m**

$$H = h + P \quad \text{(IV.33)}$$

P: Hauteur de pelle . 0,4 < P/H < 1,6

Dans cette méthode, on recommande d'utiliser la relation suivante : (P/H) = 1,4

Et sa pour l'excavation de la couche superficielle qui contient d'argile d'épaisseur environ 4 à 5 m

P=3.5m

S_{can} : Section du canal en (m^2)

$$S = H \times b \quad \text{(IV.34)}$$

P : Hauteur de pelle en (m), P = 3,5 m

h : Lame déversante en (m), h = 2,5 m

b : largeur du déversoir, b = 80 m

V = 1.88 m/s

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est (4.4÷10) m/s,

$V < V_{adm}$, donc pas de risque d'érosion.

b. Hauteur du mur du canal d'approche

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante :

$$R_e = 0.6 + 0.05V(H)^{\frac{1}{3}} \quad \text{……..(IV.35)}$$

Re = 0.77 m

La hauteur de mur est

$$Hm = H + R \quad \text{…… (IV.36)}$$

Hm = 6,77 m nous prenons **Hm = 8 m**

Pente du canal d'approche

Pour un régime uniforme on a :

$$Q = \frac{1}{n} \times S \times R^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{I} \quad \text{(IV.37)}$$

Alors :

$$I = \left(\frac{Q \times n}{S \times R^{\frac{2}{3}}} \right)^2 \quad \text{(IV.38)}$$

Avec :

Q : Débit évacué en (m^3/s).

S : section mouillé rectangulaire en (m^2), S= hx b , S=480m

I: Pente du fond.

R : rayon hydraulique en (m) tel que : R=S/P , R= 5,22

P : Périmètre de section mouillé en (m) tel que: P= (h x 2) +b, P= 92m

n: Coefficient de Manning en (s/m1/2). n= 0,03

I = 0,00035

IV.4.2 Déversoir et canal latéral

Pour les ouvrages qui doivent contrôler des débits importants, la géométrie du déversoir ne dépend pas seulement de considération hydraulique ; en effet, la stabilité de l'ouvrage, les caractéristiques du sous-sol, le type du barrage choisi et la topographie doivent être également prises en compte

Calcul de la géométrie du déversoir :

La proposition du **USCE** (*United States Army, Corps of Engineers*) pour le parement amont vertical une courbe de trois arcs circulaires au quadrant amont (x<0) , et de la fonction de puissance pour le quadrant

aval :

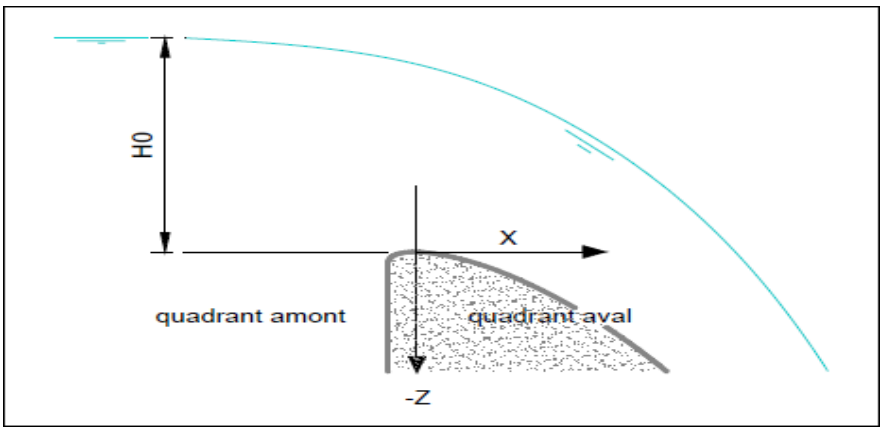


Figure IV. 11: description de la géométrie du déversoir et définition de système de coordonnées

Les propriétés de l'écoulement dans un déversoir sont dépendant de la forme géométrique de ce dernier, pour cela on a opté pour un déversoir à paroi mince de profil Creager pour éviter

le phénomène de cavitation.
Les coordonnées du profil déversoir sont déterminées à l'aide de l'expression suivante :

$$\frac{Y}{H_0} = 0.47 \times \left(\frac{X}{H_0} \right)^{1.85} \qquad \text{(IV.39}$$

Le tableau ci-dessus regroupe les résultats des coordonnées du profil déversoir obtenus par la Méthode Creager :

H0(m)	X/H	Y/H	Y'/H
1	0,000	0,315	-2,078
	0,250	0,090	-2,008
	0,500	0,018	-1,930
2,5	0,750	0,000	-1,850
	1,000	0,018	-1,755
	1,500	0,150	-1,550
	2,000	0,368	-1,278
	2,500	0,640	-0,950
	3,000	0,983	-0,548
	3,500	1,413	-0,075
	4,250	2,183	0,763
	5,000	3,088	1,733
	6,250	4,900	3,750
	7,500	7,060	6,250
	8,750	9,545	9,150

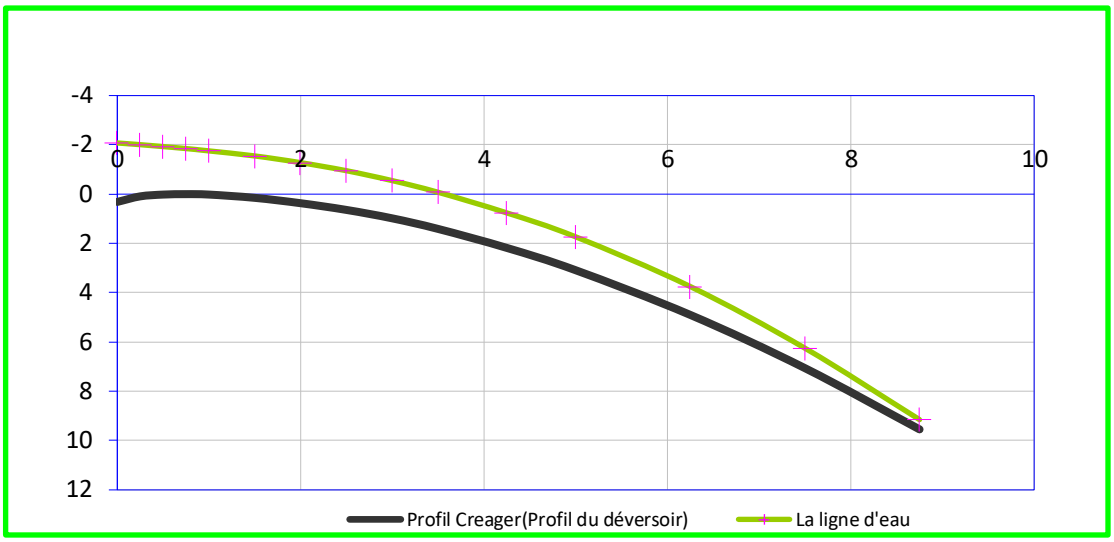


Figure IV. 12: Profil déversoir type Creager (H= 2,5m).

Quadrant amont

A/ Calcul du quadrant amont :

La figure suivante présente la proposition pour le parement amont du l'**USCE** (United States Army, Corps of Engineers), 1958. La courbe du la crête se compose de trois arcs circulaires.

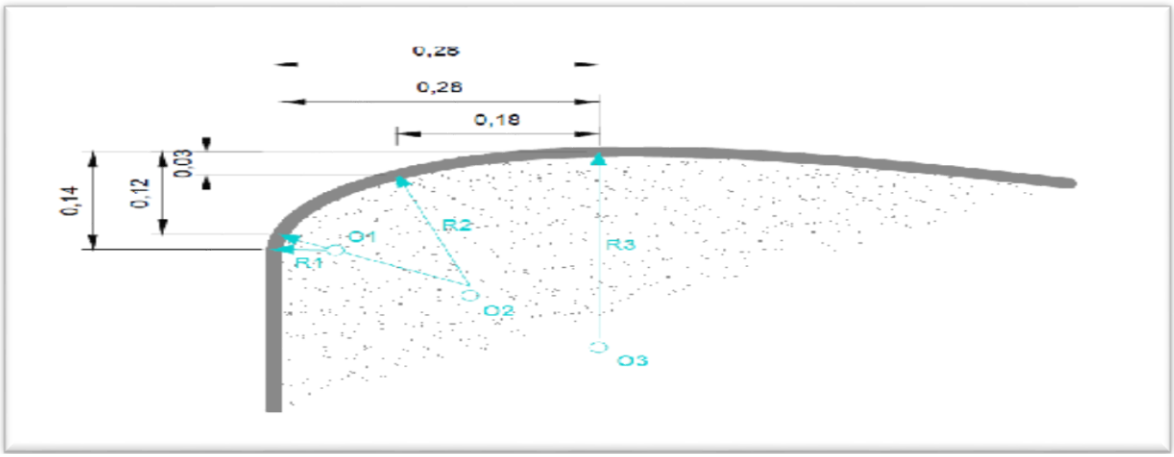


Figure IV. 10: Détail schématique de quadrant amont

Tableau IV. 9: les origines O, rayons de courbure R et domaines de validité relatifs a H0.

I	O_i/H_0	R_i/H_0
1	(-0,2418/-0,1360)	0,04
2	(-0,1050/-0,2190)	0,2
3	(0/-0,5000)	0.5

Donc pour notre cas on a : H_0=2.5m on aura alors :

I	O_i(m)	R_i(m)
1	(-0,6045/-0,34)	0.1
2	(-0,2625/-0,5475)	0.5
3	(0/-1.25)	1.25

Et pour réduire la masse de béton du déversoir c'est à dire le rendre économique, si elle n'est pas requise pour la stabilité de l'ensemble de la structure.

Donc on donne la forme de parement comme le montre la figure suivante :

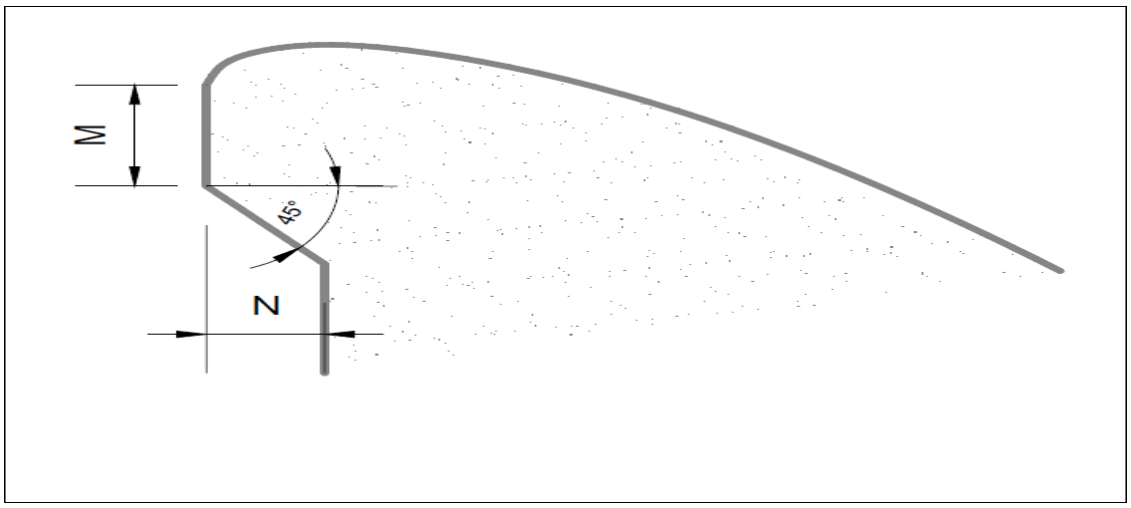


Figure IV. 11: Déversoir standard à parement surplombant

Tel que on a : $-N/H_0>0$

$M/N>1/2$; $-N/H_0>0,6$ d'après ces conditions : M=1.5m , N=1m

Rayon de raccordement du déversoir Dans le cas où P < 10 m on prend R = 0,5* P.

On a P = 3,5 m < 10 m.

D'où : R = 0.5*2.65

ce qui donne : R = 1,175m.

Calcul hydraulique.

pour des raisons économiques on a choisie de dimensionner une auge divergente en direction de l'écoulement0

Etapes du calcul :

Pour un terrain rocheux on prend la vitesse admissible d'écoulement V= 6 m/s et le coefficient de rugosité de manning n= 0,013 s/ m $^{1/3}$. Le coefficient de débit du seuil déversoir est m= 0,39.

on calcule la longueur du seuil déversoir :

avec : $$l = \frac{Q}{m \times H^{\frac{3}{2}} \times \sqrt{2g}} \quad \text{(IV.40)}$$

Q : Débit évacué en (m³/s).

m : Le coefficient de débit du seuil déversoir tel que : m=0,36

H : charge hydraulique
L : largeur déversant

- On divise la largeur déversant en 9 tronçons et on établit les distances partielles de l'origine jusqu'à chaque site Xi0

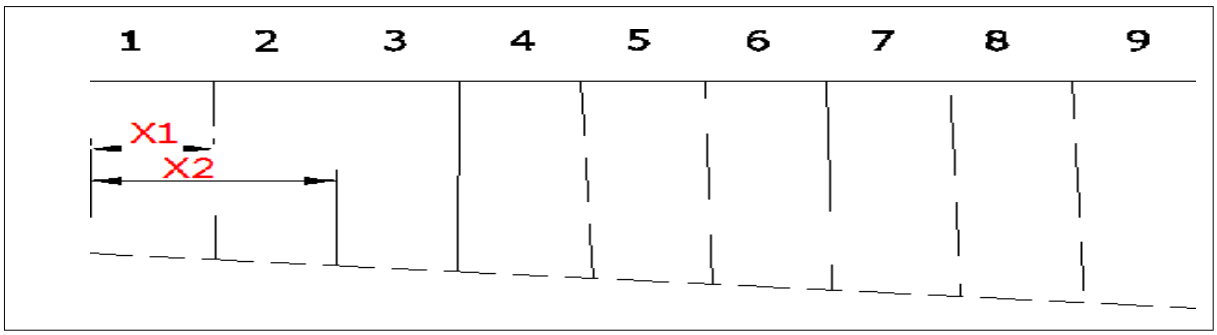


Figure IV. 12: Représentation des tranchée

- On fixe la vitesse moyenne de l'eau au bout de la tranchée et celle de la fin 0.
- On fixe les largueurs à partir de la topographie.
- On calcule la profondeur d'eau au site tel que:

$$h = \frac{Q}{b \times V} \quad \text{(IV.41)}$$

- On détermine le coefficient de Chezy par la formule de Manning :

$$V = C.\sqrt{RI} \quad \text{(IV.42)}$$

Avec:

$$R = \frac{S}{P} \quad \text{(IV.43)}$$

P=2h+b et S=b* h

$$C = \frac{1}{n} \times R^{\frac{1}{6}} \quad \text{(IV.44)}$$

- On calcul la pente moyenne tel que :

$$I_{moy} = \frac{V^2}{C^2}.R \quad \text{(IV.45)}$$

- Calcul de la perte de charges :

$$\Delta h = I_{moy}.(X_2 - X_1) \quad \text{(IV.46)}$$

Tableau IV. 10: Calcul de l'auge de réception.

section	X_i (m)	Q_i (m^3/s)	V (m/s)	b_i (m)	h_i (m)	S (m^2)	P (m)	R (m)	C	I	Imoy	Δh (m)
9	143	904	6	20	7,53	150,67	35,07	4,30	79,69	0,0013	0,0014	0,022
8	127,2	803,6	6	19,444	6,89	133,93	33,22	4,03	78,85	0,0014	0,0015	0,024
7	111,4	703,2	6	18,889	6,20	117,20	31,30	3,74	77,88	0,0016	0,0017	0,027
6	95,6	602,8	6	18,333	5,48	100,47	29,29	3,43	76,75	0,0018	0,0015	0,024
5	79,8	502,4	5	17,778	5,65	100,48	29,08	3,46	76,85	0,0012	0,0012	0,018
4	64	402	4,5	17,222	5,19	89,33	27,60	3,24	76,02	0,0011	0,0010	0,016
3	48,2	301,6	4	16,667	4,52	75,40	25,71	2,93	74,77	0,0010	0,0008	0,012
2	32,4	201,2	3	16,111	4,16	67,07	24,44	2,74	73,95	0,0006	0,0009	0,014
1	16,6	100,8	3	15,556	2,16	33,60	19,88	1,69	68,22	0,0011		

Les résultats de calcul pour les autres sections sont obtenus dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau IV. 11: Tableau récapitulatif des côtes de la ligne d'eau et d'auge

section	Hi (m)	ΔH (m)	Côte de l'auge (m)	Côte de ligne d'eau (m)
1	2,16		898,00	900,50
2	4,16	0,014	895,98	900,15
3	4,52	0,012	895,61	900,13
4	5,19	0,016	894,94	900,13
5	5,48	0,018	894,48	900,13
6	5,65	0,024	894,23	900,12
7	6,2	0,027	893,91	900,12
8	6,89	0,024	893,23	900,12
9	7,53	0,022	892,59	900,12

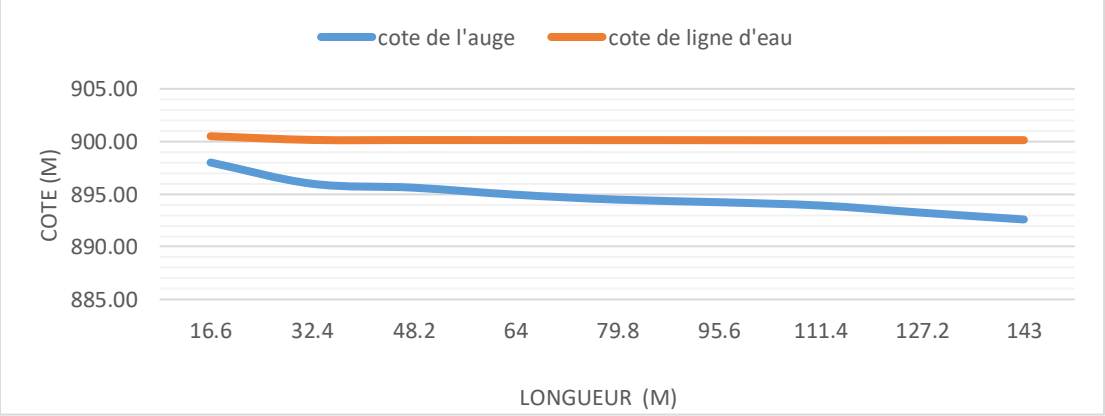


Figure IV. 13: cotes de la ligne d'eau et du fond de la tranchée

Chenal d'écoulement

Le chenal de l'écoulement est un ouvrage de section prismatique de forme rectangulaire, Permettant le passage de l'écoulement torrentiel prévenant du déversoir à un écoulement fluvial.

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calcule la profondeur critique " yc" et la pente critique.

a. Profondeur critique

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \quad \text{(IV.47)}$$

Avec :

Q : Débit à évacuer (m3/s), **Q = 904 m3/s**

b : largeur du chenal, **b = 20 m**

g : l'accélération de pesanteur, **g = 9.81m/s**

y_c = 5,9 m

b. Pente critique

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour y = y_c

$$I_{cr} = \left[\frac{Q\left(b + 2 \times y_c\right)^{\frac{2}{3}}}{K\left(b \times y_c\right)^{\frac{5}{3}}} \right] \quad \text{(IV.48)}$$

Avec :

R : rayon hydraulique (en m).

I : la pente en (m/m).

S : section mouillée

K : coefficient de Manning-Strickler, **K= 71**

I_{cr} = 0.002 = 0.2 %

VI. 1.4.5. Le coursier

Le coursier fait suite au chenal d'écoulement et conduit l'eau du convergent au bassin de dissipation. Il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

a. Largeur du coursier

Elle est donnée par :

$$B = Q^{0.4} \quad \text{(IV.49)}$$

$$B = 904^{0.4}$$

B = 15,2 m

Pour éviter le phénomène de cavitation on opte pour **B= 20 m**

b. Longueur du coursier

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 82 m.

c. Profondeur critique

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 B}{g.S^3} = 1 \qquad \text{(IV.50)}$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.B^2}} \qquad \text{(IV.51)}$$

Avec :

B**:** est la largeur du coursier égale à 20 m

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{904^2}{g.20^2}} \qquad \text{(IV52)}$$

h_{cr} = 5,9 m

d. La pente critique

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique. Pour calculer I_{cr} nous associerons donc la relation du régime uniforme

$$Q = S_c.C.\sqrt{R_c.I_{cr}} \qquad \text{(IV.53)}$$

Avec celle du régime critique.

$$\frac{Q^2.b}{g.S_c^3} = 1 \qquad \text{(IV.54)}$$

Pour une section rectangulaire (S=h.b) conduit à :

$$I_{cr} = \frac{g.h_c}{C_c^2.R_c} \qquad \text{(IV.55)}$$

Avec :

Icr : pente critique

Rc : rayon hydraulique critique

$$Rc = Sc/Pc \qquad \text{(IV.56)}$$

Sc : section critique

$$Sc = b.hcr \qquad \text{(IV.57)}$$

Pc : périmètre critique

$$Pc = 2\times hcr + b \qquad \text{(IV.58)}$$

Cc : coefficient de Chézy

$$C_c = \frac{R_c^{\frac{1}{6}}}{n} \qquad \text{(IV.59)}$$

n : coefficient de rugosité, n=0.014 (revêtement en béton).

Tableau IV. 12: récapitulatif des résultats

S_C (m^2)	118
P_C (m)	31,8
R_C (m)	3,7
C_C (m^{-6})	88,87
I_{CR} (%)	0.19

e. Calcul de la profondeur normale

On détermine tout d'abord la profondeur normale, cette profondeur est celle qui apparaît pour la pente du coursier si l'écoulement était uniforme.

- La pente du fond pour les terrassements économiques est égale a I=15,5% .
- La rugosité du béton est n = 0.014.

Elle se déduit de l'équation de CHEZY :

$Q = S * C * \sqrt{RI}$ ..... (IV.60)

S :section mouillée(m^2)

P :périmètre mouillé(m)

R :rayon hydraulique(m)

I :pente de coursier.

C :coefficient de Chézy($C = 1/n * R^{1/6}$).

donc la hauteur normale est : **h=1,42 m.**

$$V_n = \frac{Q}{b.h_n} \qquad \text{(VIV.61)}$$

$$\boldsymbol{V_n = 31,8\frac{m}{s}}$$

Nous constatons que $\mathbf{h_n < h_{cr}}$ et $I_{cr} < I_{fond}$ (régime d'écoulement est torrentiel dans le coursier et le type de la courbe remous est step).

a- Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Tableau IV. 13 : Récapitulatif des données de départ

Q (m^3/s)	Strickler	I	h_n (m)	h_c (m)	$L_{coursier}$ (m)
904	71	15,5	1,42	5,9	82

Le calcul de la ligne d'eau est effectué par :

- **La méthode d'intégration numérique**

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant dQ/dx = 0, est :

$$dy / dx = (S_o - S_f)\, I\, (1- Fr^2) \qquad (IV.62)$$

Avec : S_o : pente du fond.
S_f: pente de la ligne d'énergie.

En tenant compte de l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie S_f peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation de Manning. L'équation devient en différences finies

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{\frac{4}{3}}}}{1 - \frac{Q^2 B}{g A^3}} \qquad (IV.63)$$

On donne des valeurs arbitraires à y_i et on calcul la distance Δx correspondante aux profondeurs y_i et on calcul la profondeur moyenne : $y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2}$

Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcul Δx à. chaque valeur de y_i, utilisant y_{moy}, et en l'ajoute à Δx cumulés jusqu'à cette étape si la somme est supérieur à la longueur L, et on continue avec une valeur de $y_i' < y_i$ jusqu'à trouver la somme de Δx égal à la longueur L du coursier.

Dans notre cas toujours $y_i < y_o$ (courbe de remous type S2).
Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

On donne des valeurs arbitraires à y_i et on calcul la distance Δx correspondante aux profondeurs y_i et on calcul la profondeur moyenne : $y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2}$

Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcul Δx à. chaque valeur de y_i, utilisant y_{moy}, et en l'ajoute à Δx cumulés jusqu'à cette étape si la somme est supérieur à la longueur L, et on continue avec une valeur de $y_i' < y_i$ jusqu'à trouver la somme de Δx égal à la longueur L du coursier.

Dans notre cas toujours $y_i < y_o$ (courbe de remous type S2).
Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 14 : Calcul de la ligne d'eau

Y	Ymoy	Smoy	Pmoy	Rmoy	Fr²	1-FR²	n²Q²/A² R^(4/3)	Δx	L	V
5,9										
5,34	5,62	112,4	31,24	3,598	1,173	-0,173	0,0023	0,5577	0	8,04
4,78	5,06	101,2	30,12	3,360	1,608	-0,608	0,0031	0,5569	1	8,93
4,22	4,5	90	29	3,103	2,285	-1,285	0,0044	0,5556	2	10,04
3,66	3,94	78,8	27,88	2,826	3,405	-2,405	0,0065	0,5535	4	11,47
3,1	3,38	67,6	26,76	2,526	5,393	-4,393	0,0102	0,5498	8	13,37
2,54	2,82	56,4	25,64	2,200	9,287	-8,287	0,0176	0,5424	16	16,03
1,98	2,26	45,2	24,52	1,843	18,042	-17,042	0,0347	0,5253	34	20,00
1,42	1,7	34	23,4	1,453	42,390	-41,390	0,0842	0,4758	82	26,59

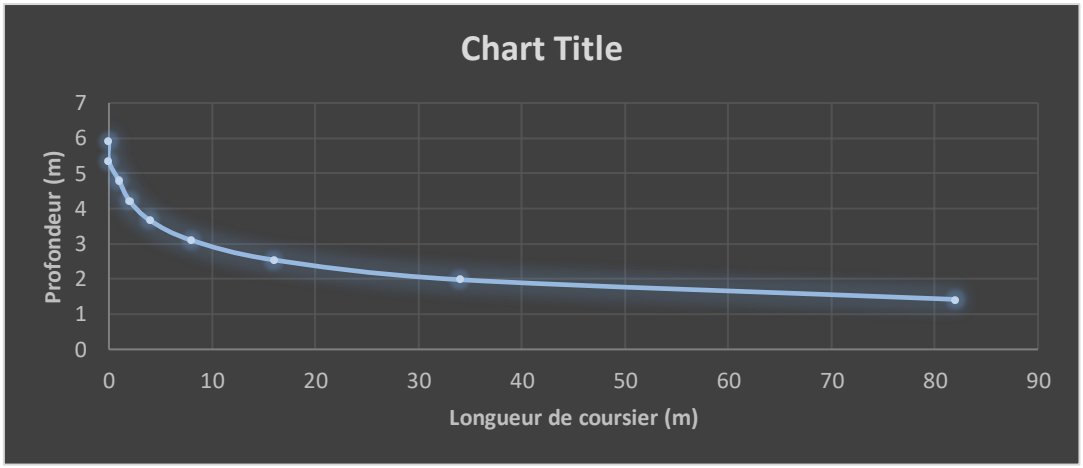


Figure IV. 14: Graphique de la ligne d'eau dans le coursier

Détermination de la hauteur des murs bajoyers

Les hauteurs des murs bajoyers sont déterminés comme suit :

$$H_{baj} = H + R$$

Avec,

R : Revanche (m).

$$R = 0.06 * 0.05 * V * H^{(1/3)}$$

Et d'après la ligne d'eau les hauteurs des murs varient dans chaque tronçon de coursier en fonction de la profondeur d'eau et la vitesse de l'écoulement.

Le calcul des hauteurs des murs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 15: Hauteur des murs bajoyers dans le coursier.

L (m)	H (m)	V	R (m)	Hbaj
0	5,9	7,66	0,75	6,65
10	2,9	15,59	1,17	4,07
20	2,4	18,83	1,32	3,72
30	2	22,60	1,48	3,48
40	1,9	23,79	1,53	3,43
50	1,82	24,84	1,58	3,40
60	1,7	26,59	1,65	3,35
70	1,6	28,25	1,71	3,31
80	1,4	32,29	1,87	3,27
82	1,42	31,83	1,85	3,27

- **Vérification des phénomènes d'aération et les vagues roulantes le long de coursier**

Aération de coursier

L'écoulement à grande vitesse dans le coursier présent un risque élevé de dégâts liés à l'érosion du fond suit à la cavitation, le phénomène d'aération commence à partir d'une section ou $V > V_{cr}$.

V_{cr} est donnée par la formule de Voinit ch Syanogensky :

$$Vcr = 6{,}63 \times \sqrt{g \times RCOS\theta} \times \sqrt{1 + \frac{0{,}0011}{R^2}} \times \left(1 + \frac{8{,}71 \times n}{R^{\frac{1}{6}}}\right)$$

Avec :

V_{cr} : La vitesse critique. θ : Angle d'inclinaison du radier du coursier. R : Rayon hydraulique.

n : Coefficient de rugosité. (n=0.014).

Le calcul de V_{cr} pour chaque section dans le coursier est représenté dans le tableau suivant :

Tableau IV. 16: Vérification de phénomène d'aération dans le coursier

Section	Y	Rh	Vcr	V	Vcr > V
0	5,9	3,71	40,9	7,66	Vérifiée
1	2,9	2,25	32,1	15,59	vérifiée
2	2,4	1,94	29,8	18,83	vérifiée
3	2	1,67	27,7	22,60	vérifiée
4	1,9	1,60	27,2	23,79	vérifiée
5	1,82	1,54	26,7	24,84	vérifiée
6	1,7	1,45	26,0	26,59	Non vérifiée
7	1,6	1,38	25,3	28,25	Non vérifiée
8	1,4	1,23	23,9	32,29	Non vérifiée
9	1,42	1,24	24,1	31,83	Non vérifiée

La condition d'écoulement non aéré à partir de la section 6 jusqu'à la section 9 dans le coursier est non vérifie donc problème des vagues roulantes.

Dans la section 9 pour que la condition soit vérifiée il faut que V< Vcr = 24,1m/s.

Si on prend V= 15,5 m/s la rugosité sera :

$$n = \frac{R^{\frac{1}{6}} \times \sqrt{RI}}{Vadm} = 0{,}02$$

Alors le coefficient de rugosité doit être supérieur à 0.02 pour éviter l'écoulement airé et non apparition de phénomène des vagues roulantes.

Dissipateur d'énergie :

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel aufluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation »montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude comme le montre le tableau suivant :

Tableau IV. 17: :type de ressaut hydraulique en fonction de nombre de Froude

Fourchette de nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
1 ≤Fr≤ 1.7	ressaut ondulé
1.7 ≤Fr≤ 2.5	ressaut faible de petites apparaissions en surface.
2.5 ≤Fr≤ 4.5	ressaut oscillant.
4.5 ≤Fr≤ 9	ressaut stable (stationnaire).
Fr≥ 9	ressaut fort (écoulement très turbulent).

Pour notre cas :

2.5 ≤FR≤ 4.5 et la vitesse á la sortie de coursier est supérieure à 15m/s.donc on doit projeter un bassin de dissipation « type I »

Dimensionnement du bassin :

D'après l'abaque on a :

$$\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2} * \left(\sqrt{1 + 8 * F_r^2} - 1\right) = 5{,}4$$

$d_2=d_1*5{,}4=5{,}4*1{,}42=7{,}7$ m

la longueur du bassin d'après l'abaque .

L/d2 = 5,8

on trouve $L_{bassin}=5,8*7,7=45m$.

- **Dimensionnement des blocs de chute et le seuil terminal :**

Le tableau suivant résume les dimensions des blocs de chute ainsi le seuil terminaldans le bassin dissipation.

Tableau IV. 18: Les dimensions de blocs de chute et de seuil terminal.

Eléments du bassin	Dimensions	Indice	Formules	valeurs	Unités
Blocs du chute	Longueur	l	$2*y_1$	2,8	m
	Hauteur	h	$2*y_1$	2,8	m
	Largeur	w	$0,7*y_1$	1	m
	pacement entredeux blocs	e	2.5* w	2,5	m
Seuil terminal	Hauteur	h_{seuil}	1.25* y_1	1,77	M

Remarque :

Suite à l'ouvrage suivant qu'est le canal de fuite, donc il n'est pas nécessaire de le projeter car on est arrivé au oued de l'aménagement, donc l'eau qui provienne par le dissipateur restituer directement dans le cours d'eau nature

Conclusion :

Après cette étude nous arrivons à conclure que les deux variantes sont réalisables de cotée technique et hydraulique, mais il y a une légère différence de côté économique ; la variante de l'évacuateur de crues latéral à entonnement frontal présente un coût d'exécutions minimum (surtout moins d'excavations), et des techniques de réalisation plus simples.

Pour cela, on a l'opté dans notre choix.

Chapitre V :

ETUDE GENIE CIVIL ET FERRAILLAGE DE L'EVACUATEUR DE CRUE

Introduction

L'évacuateur de crue est soumis à différentes charges et sollicitations, dans le présent chapitre, nous allons calculer la stabilité et le ferraillage des éléments de l'évacuateur de crues afin qu'il résiste aux différentes charges exercées : la poussée des terres, la poussée hydrostatique de l'eau, le poids propre de la structure,…etc.

L'évacuateur de crues sera construit en béton armé. Le béton se compose de : l'eau, les granulats (sable et gravier), ciment et adjuvants qui sont des produits chimiques qui peuvent jouer différents rôles : ça pourra être des fluidifient, retardataire de prise et accélérateurs de prise, ou super plastifiant. Ces produits peuvent aussi améliorer la performance du béton destiné aux ouvrages hydrotechniques.

V.1 Etude de stabilité

Le calcul de la stabilité est une étape nécessaire pour connaitre (proposer puis confirmer) les dimensions des éléments de l'évacuateur de crue afin qu'il soit résistant au différentes charges, et qu'il vérifie les conditions de stabilité au reversement, au glissement et au poinçonnement.

V.1.1 Stabilité de déversoir

Le calcul de stabilité de déversoir se fait dans le cas le plus défavorable (Hauteur déversante maximale (Hd=2,5 m).

V.1.1.1 Calcul des forces

Avant le calcul des forces on doit pré dimensionner le radier du déversoir et vérifiant l'étude des infiltrations par la méthode de Bligh.

- Pré-dimensionnent de l'ouvrage

$$H_1 = P + H_{dev} = 3,5 + 2,5 = 6m \qquad (V. 1)$$

A. Dimensionnement préalable du radier général :

- Avant radier :

Longueur $L_{avr.} = (0 – 2) * H_1 = 12$ m
Tar 2 = 0,75 +0,05* H_1 = 1,35 m
Tar 1 = (0,4 – 0,6) = 0,5 m
Avec $L_{avr.}$ longueur de l'avant radier
H_1 : la charge hydraulique

- Radier :

Lr = (3-5) *H_1 =18m
Epaisseur tr 1 = (0,25 – 0,3)* H_1= 1,8m
Epaisseur tr2 = (0,13- 0,15)*H_1 = 0,9m

- Para fouilles :

S_p = (0,02 ÷ 0,05) L avec L =63 m
S_p=0,9 m
Epaisseur $tr2_f$ = S_p+Epaisseur tr2
Epaisseur $tr2_f$ =1,8m
S_1 =4m ; S_2= 0,9m

B. Calcul des infiltrations et les paramètres de l'écoulement :

- Méthode de Bligh :

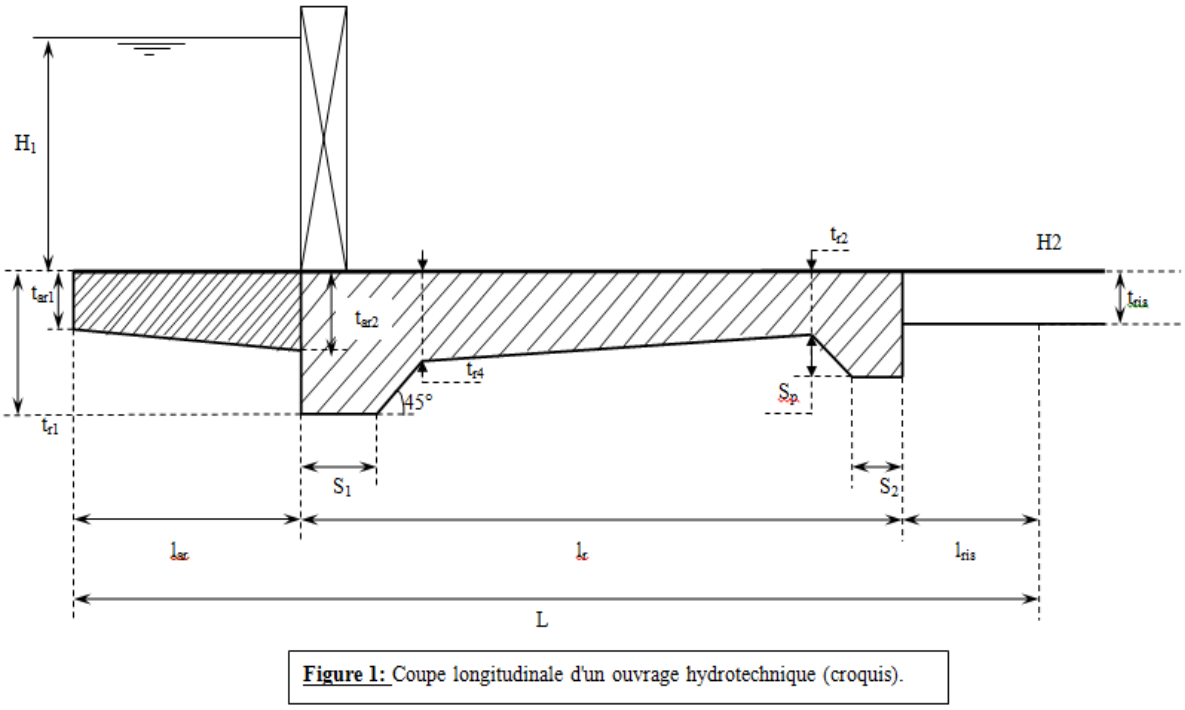


Figure 1: Coupe longitudinale d'un ouvrage hydrotechnique (croquis).

Figure V. 1: Coupe longitudinale d'un ouvrage hydrotechnique

Pour déterminer ces paramètres il faut suivre les étapes suivantes :
On désigne tous les points angulaires commençant du bout du radier (du point 0 jusqu'au point 9 (début de l'avant radier)

- On calcul la longueur déployée en traçant le contour souterrain comme la ligne droite de 0 jusqu'au p^t 9

- On détermine la longueur nécessaire du contour déployée d'après la formulede Bligh:

$$L_{cd} = C.H \quad (V.2)$$

Avec :

C : le coefficient de proportionnalité (dépend de la nature du matériau.)
H : la charge de l'eau sur l'ouvrage

$$\mathbf{LC_{théorique}} = \Delta H * C \quad (V.3)$$
$$\mathbf{LC_{théorique}} = 17\text{m}$$

On calcul la longueur réelle du contour déployée L_{rcd} :

$$L_{rcd} = t_{ar1} + \sqrt{l_{ar}^2 + (t_{ar2} - t_{ar1})^2} + (t_{r1} - t_{ar2}) + S_1 + \frac{t_{r1} - t_{ar2}}{Sin(45°)} + \sqrt{(l_r - S_1 - (t_{r1} - t_{ar2}) - S_2)^2 + (t_{ar2} - t_{r2})^2} + \frac{S_p}{Sin(45°)} + S_2 + t_{rf} \quad (V.3)$$

$L_{rcd} = 32{,}44$ m
$L_{rcd} = 32{,}44\text{m} > 17\text{m} = L_{cd}$

Donc la **condition de Bligh est vérifiée** donc on doit calculer les sous pressions et les épaisseurs des éléments du radier en se basant sur les relations suivantes proposées par Bligh :

- Les sous pressions :

$$h_x = \frac{H\, l_x}{L_{rcd}} \quad (v.5)$$

Avec :

L_{rcd} :Longueur préalable du contour déployée
h_x : Pression de filtration (sous pression) au point considéré
l_x :Distance du bout du radier
H : Charge sous l'ouvrage

- Les épaisseurs nécessaires :

$$t_x = n\frac{h_x\, \gamma_\omega}{\gamma_b - \gamma_\omega} \quad (v.6)$$

Avec :

t_x : Epaisseur du radier
n : Coefficient de sécurité (égale à 1)
γ_ω : Poids volumique de l'eau =1t/m
γ_b : Poids volumique du béton =2.4 t/m
h_x : sous pression au point considéré

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V. 1: calcul des sous pressions par la méthode de bligh

Num des pts	L_x (m)	H_x(m)	t x(m) calculé	t(m) préalable	t(m) corrigé
0	0	0	0	0	0
1	1,8	0,27	0,1930	1,80	1
2	0,9	0,14	0,0965	1,80	1
3	2,17	0,33	0,2327	2,17	1,5
4	14,82	2,22	1,5892	1,35	1,4
5	15,46	2,32	1,6578	1,80	1,6
6	19,46	2,92	2,0867	1,80	2
7	19,91	2,99	2,1350	1,35	1,5
8	31,94	4,79	3,4250	0,50	2
9	32,44	4,87	0	0	0

a- Forces verticales

-Sous pressions dynamiques : qui agit sur toute la fondation (radier + avant radier) :

$$Fsp^h = \gamma_w * S_{sp}{}^h * l \qquad (V.07)$$

Avec :

$S_{sp}{}^h$: Epure des sous pressions= $\frac{32,44\times4,87}{2} = 79$ m^2.
Et : largeur de déversoir.

Alors : $\boldsymbol{Fsp^h} = 79\boldsymbol{t}$

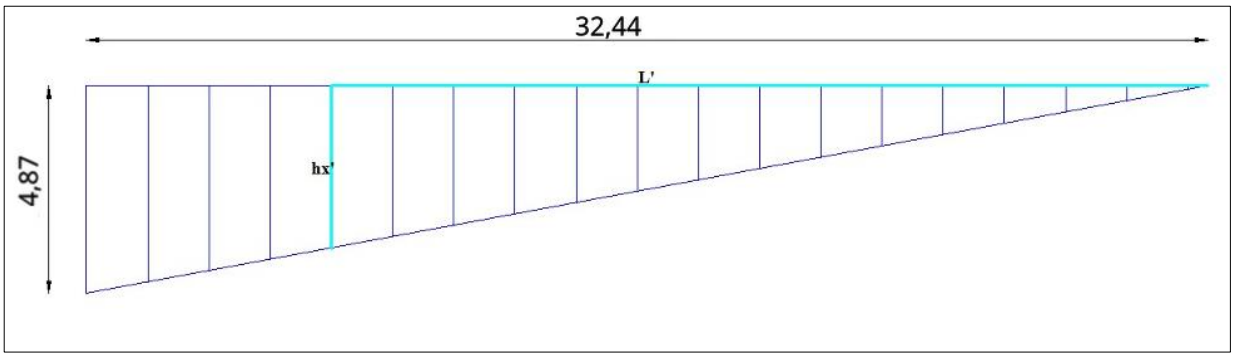


Figure V. 2: Epure des sous pressions dynamiques.

- Sous pressions statiques :

$$Fsp^s = \gamma_w * S_{sp}^s * l \quad \text{(V.8)}$$

Avec :

S_{sp}^s: Epure des sous pressions statique.
S_{sp}^s= Lradier* haval = 18*1,13 = 20,34 m².

Alors : Fsp^s =20,34 t.

- Poids de rideau :

$$P_r = \gamma_b * S_d * \text{l} \quad \text{(V.09)}$$

Avec :

Sd : section transversale du déversoir = 12,36 m²
Pr = 30,9 t.

- Poids de la semelle

$$P_s = \gamma_b * S_s * \text{l} \quad \text{(V.10)}$$

Avec :

S_S : Surface de la semelle ; (S_S =25,6m²).

Alors : P_s =64t.

- Poids de l'eau amont

$$P_w = \gamma_w * S_w * \text{l} \quad \text{(V.11)}$$

Avec :

S_W: Surface de l'eau en amont. (S_w=3,5*12= 42 m²) ;
P_w=42 t.

- Poids de l'eau aval

$$P_w' = \gamma_w * S_w' * l \qquad \text{(V.12)}$$

Avec :

S_W': Surface de l'eau en aval. (S_w'=1,13*11,4 = 12,9 m²) ;

P_w'=12,9t.

b- Forces horizontales

- Poussée de l'eau amont :

$$F_w = \frac{1}{2} * \gamma_w * h_{am}^2 \qquad \text{(V.13)}$$

$$F_w = \frac{1}{2} * 1 * 3{,}5^2 = 6{,}13t$$

- Poussée de l'eau aval :

$$F'_w = \frac{1}{2} * \gamma_w * h_{av}^2 \qquad \text{(V.14)}$$

$$F'_w = \frac{1}{2} * 1 * 1{,}13 = 0{,}64t$$

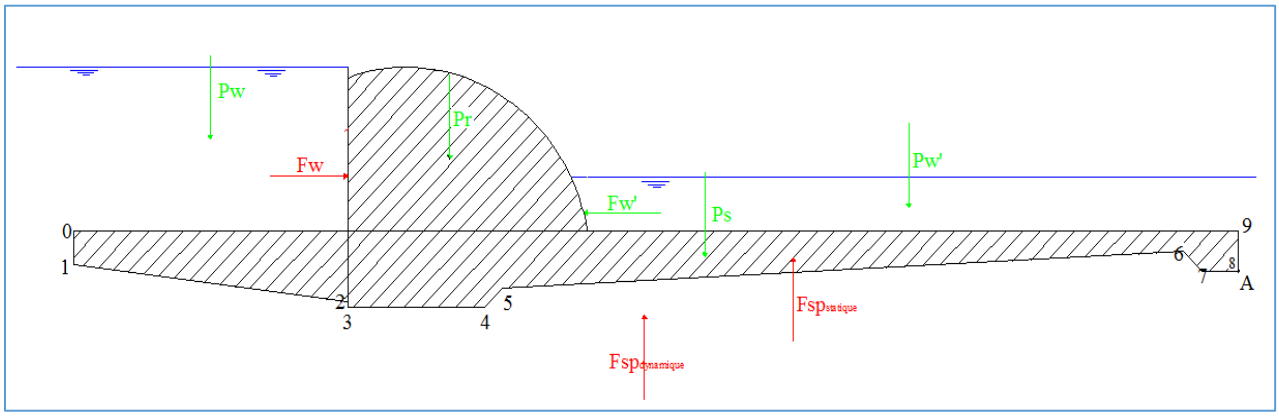


Figure V. 3: Représentation des forces agissantes sur le déversoir et la semelle

c- Stabilité au renversement

Le principe de la stabilité au renversement est de vérifier que sous l'effet des différents charges horizontales et verticales sur l'ouvrage ne pivote pas autour l'axe A, pour que la stabilité soit vérifier :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1 \div 3 \qquad \text{(V.15)}$$

Avec :

Ms : Somme des moments des forces stabilisatrices.

Mr : Somme des moments des forces déstabilisatrices.

$$M_s = (P_r.13{,}63 + P_s.15).+P_w.24 + P'_w.5{,}7 + F'_w.1.1 = 1349{,}8t.m$$

$$M_r = F^s_{sp}.9 + F^d_{sp}.12 + F_w.2.33 = 1145{,}34\text{t.m}$$

$\frac{M_s}{M_r} = 1.2$;

Donc : *la stabilité au renversement est vérifiée*.

d- Stabilité au glissement

Pour que l'ouvrage soit stable au glissement :

$$\frac{\sum Forces\ horizontales}{\sum Forces\ verticales} \leq fs \qquad \text{(V.16)}$$

Fs (0,2_0,4)

$\sum Fv$=52,07 t ; $\sum Fh$=6,77t

$\frac{6{,}77}{52{,}07}$=0,13 ≤ 0,2

Donc : *la stabilité au glissement est vérifiée.*

e- Stabilité au poinçonnement

On dit que le déversoir est stable au poinçonnement si la contrainte transmise par le radier de l'ouvrage est inférieur à la contrainte de sol.

On prend $\sigma_{sol} = 0{,}8\ bars$.

Contraintes maximales et minimales de radier :

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6.M_g}{100.\beta^2} \qquad \text{(V.17)}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6.M_g}{100.\beta^2} \qquad \text{(V.18)}$$

Avec :

ELS : $N = \sum Fv$: Somme des forces verticales=52,07t

Mg : Somme des moments par rapport au centre de gravité du radier=525,9t.m

β: Largeur de radier de déversoir.

On trouve :

σ_1 =0,22bars

σ_2 =0,1 bars

Et :

$\sigma_{moy} = 0{,}13\ bars < \sigma_{sol}$.

Donc : *La stabilité au poinçonnement est vérifiée.*

N.B : Puisque la stabilité du déversoir est vérifiée vis-à-vis le renversement, le poinçonnement et le glissement, on maintient les dimensions choisis.

f- Stabilité des murs bajoyers

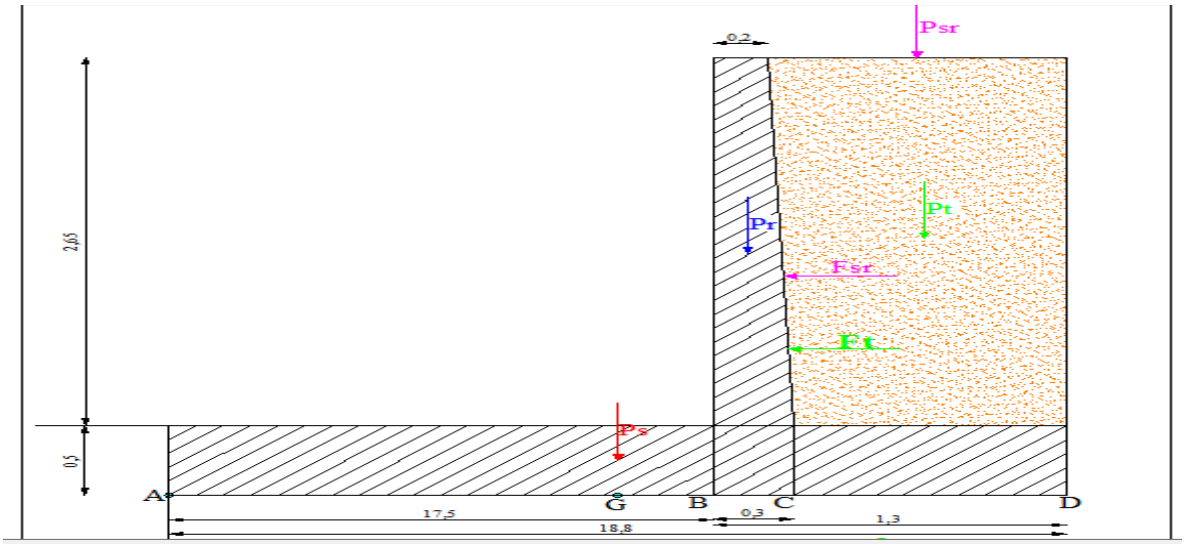


Figure V. 4: Représentation des forces agissantes sur le mur des bajoyers.

-Pré dimensionnement :

H=2,62 m.

B1(semelle arrière)=H/3 =1m.

B2 (semelle avant) =Bcoursier/2 On prend B2=17,5m.

Les épaisseurs des murs :

e1= H/10 =30 cm

e2 = 15 à 30 cm, on prend : e2 =20 cm

g- Calcul des forces:

Forces verticales

***** Poids du rideau : $Pr = \gamma_b * V_r$ V.19

avec :

Vr : Volume du rideau pour 1 m,

Vr = 0,25*2,65*1=0,6625 m^3.

Pr=0,6625*2,4=1,59t.

*Poids de la semelle : $Ps = \gamma_b * Vs$ V.20

avec :

Vs : volume de la semelle pour 1 m

Vs = 18,8*0,5*1=9,40 m^3.

Ps=9,40*2,4=22,56t.

*Poids de l'eau $P_w = \gamma_w * Vw$

Pw=1,1 t

*Poids des terres sur la semelle: $Pt = \gamma_t * V_t$ V.21

Vt=1,05*2,65*1= 2,7825 m^3.

γs : Poids volumique du sol γs = 1,6 t/m^3

Pt=2,7825*1,6=4,52 t.

Forces horizontales

*Poussée des terres : $Ft = Ap \,.\, \gamma t . H^2/2$ V.22

Avec : Ap = $tg^2 (\pi/4 - \varphi/2)$; φ =28,3 ° => Ap=0,38

H : hauteur des terres = 2,65+0,5

Ft=2,65 t.

*Poussée de l'eau Fw = γ_w . Sw . l

Fw =1,15 t.

V.1.1.2 Stabilité au renversement

Pour que le mur soit stable au renversement, il faut que la condition suivante soit Vérifiée : $\mathbf{M_s/M_d > 1,5}$

Les 2 moments sont calculés par rapport au point A.

- Les moments stabilisateurs :

Ms = Pr . A + Ps . B + Psr . C + Pt . D
= 1,59. 2,1267 + 22,56. 1,65 + 1,1*2,75 + 4,45.2,7746
Ms =55,98 t.m

- Les moments déstabilisateurs :

Md = Ft . E + Fw . F
Md = 2,65. 1,05 + 1,15. 1,575

Md = 4,6t.m

M_d =40,8 t.m

Ms>>>Md Donc :la stabilité au renversement est vérifiée.

V.1.1.3 Stabilité au glissement

Pour que l'ouvrage soit stable au glissement :

$$\frac{\sum Forces\ horizontales}{\sum Forces\ verticales} \leq fs \qquad \text{(V.23)}$$

$\sum Fv$ = Pr + Ps + Psr + Pt = 1,59 + 22,56 + 1,1 + 4,45 = 29,7 t = 297 KN
$\sum Fv$=29,7t.
$\sum Fh$ = F_t + F_{sr} = 2,65 + 1,15 = 3,8 t = 3,8t
$\sum Fh$=3,8

$$\frac{3,8}{29,7} = 0,12 \leq 0,4$$

Donc : la stabilité au glissement est vérifiée.

V.1.1.4 Stabilité au poinçonnement

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6.M_g}{100.\beta^2}$$
$$\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6.M_g}{100.\beta^2}$$

Avec :

$N = \Sigma F$: Somme des forces verticales=29,7 t
Mg : Somme des moments par rapport au centre de gravité du radier=2,34t.m.
M_G = 1,5*0,4767 + 4,45*1,1246 + 1,1*1,1 – 1,15*1,5750 – 2,65*1,05 = 2,34t.m.
β: Largeur de radier de déversoir. β=3,3 m,

On trouve :

σ_1 =0.912bars
σ_2 =0.997bars

Et

$\sigma_m < \boldsymbol{\sigma sol = 0,8}$

Donc : La stabilité au poinçonnement est vérifiée.

V.2 Calcul de ferraillage

V.2.1 Ferraillage de rideau de coursier

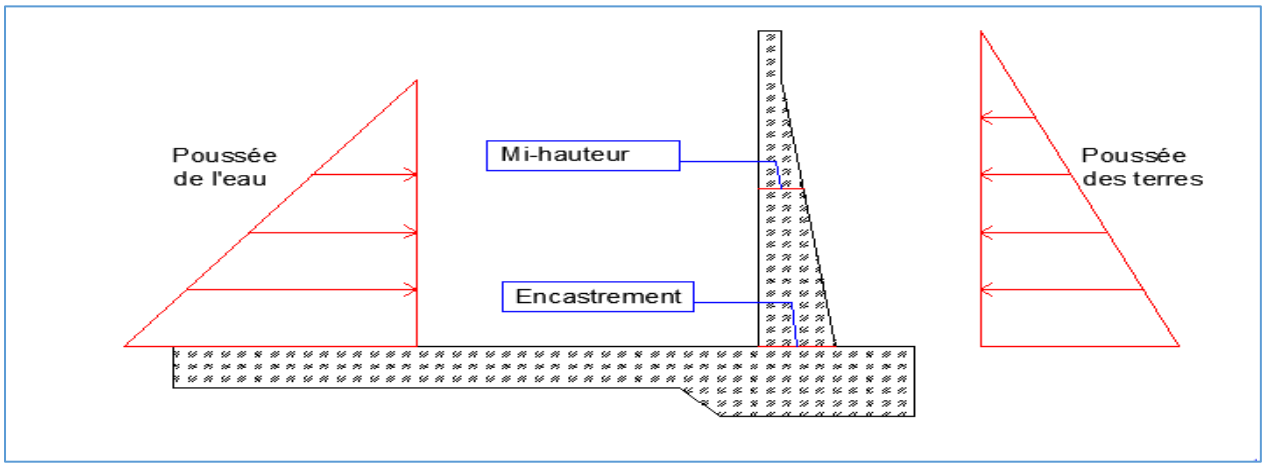


Figure V. 5: Représentation Schématique du calcul ferraillage de coursier.

V.2.1.1. Calcul des moments

Le calcul des aciers de rideau se fait à l'encastrement et à demi hauteur pour les deux cas d'écoulement maximal et minimal.

- A l'encastrement :

Poussée de l'eau : $M_w = 1.5 * F_w * \frac{H}{2}$=11,1 t.m

= 1,5*1,15*(2,65/2) = 2,29 t.m.

Poussée des terres : M_t=$1.35 * F_t * \frac{ht}{3}$

=1,35*2,65*(2,65/3) = 3,16 t.m

M_e=M_t-M_w=5,45t.m

(1.35 : Coefficient de pondération pour les charges permanentes et 1.5 pour les charges non permanentes).

V.2.1.2. Calcul des aciers

On a: $$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} - b.d^2} \quad \text{V.24}$$

Avec :

- σ_{bc}: Contrainte admissible du béton.(σ_{bc}=142 bar).
- b ; largeur de la section ; b=100cm
- e : l'enrobage ; e= 3cm.
- d : hauteur de la section ; d=h-e=30-3=27 cm.
- As : section des aciers en cm².

-A l'encastrement :

On a: $$\mu = \frac{Me}{\sigma_{bc}.b.d^2} = \frac{5{,}45*10^5}{142*100*27^2} = 0.053$$

-Vérification de l'existence des aciers comprimés :

$\mu_l = 0.392$ pour fe400 et $\gamma_s = 1.15$;

$\mu < \mu_l \Longrightarrow$Pas d'acier comprimé.

-Section d'aciers :

$$A_{sb} = \frac{M_e}{B.d.\sigma_s} \quad \text{V.25}$$

Avec :

$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{4000}{1.15} = 3478.26 bars$

$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = 0{,}068$

$\beta = 1 - 0.4 * \alpha$=0,973

A_{sb}=5,96cm²

On choisit 7 barres de diamètre de 20 mm, espacement=15 cm

V.2.2 Ferraillage de la semelle de coursier

La semelle est soumise aux charges dues au poids des terres, poids de radier, sa propre poids, poids de l'eau, et les réactions de sol. Nous considérons les deux parties QP et NM des consoles encastrent respectivement aux points P et N.

-Contrainte de radier :

$$\sigma_s = \frac{1.35*P_s}{100*QM} \quad \text{V.26}$$

$$\sigma_s = \frac{1.35*22560}{100*33é} = 0.923 Kg/cm^2$$

-Contrainte de rideau, des terres et des surcharges :

$$\sigma_{t,r} = \frac{1.35*(P_t+P_r)+1,5*Pw}{100*B}$$

V.27

$$\sigma_{t,r} = \frac{(1,35*(4,45+1,59)+1,5*1,1)*1000}{100*130} = 0.754 \text{ kg/cm2}$$

-Contraintes de sol

$$\sigma_{1;2} = \frac{1.35(Pr+Ps+Pt)+1.5Pw}{100\beta} \mp \frac{6.M_g}{100.\beta^2} \quad \text{V.28}$$

Avec :

MG : moment /G des forces verticales + moment /G des forces horizontales (avec l'application de coefficient de pondération)=18.75t.m

MG = 1,35 (Pr.0,4767 + Pt.1,1246–Ft.1,05) + 1,5 (Psr.1,1 – Fsr.1,5750)

= 1,35 (1,59 .0,4767 + 4,45. 1,1246 – 2,65 . 1,05) + 1,5 (1,1 . 1,1 – 1,15 . 1,5750)

MG = 3,12 t.m

σ_1=0.631 **kg/cm²**

σ_2=0.287 **kg/cm²**

On calcul:

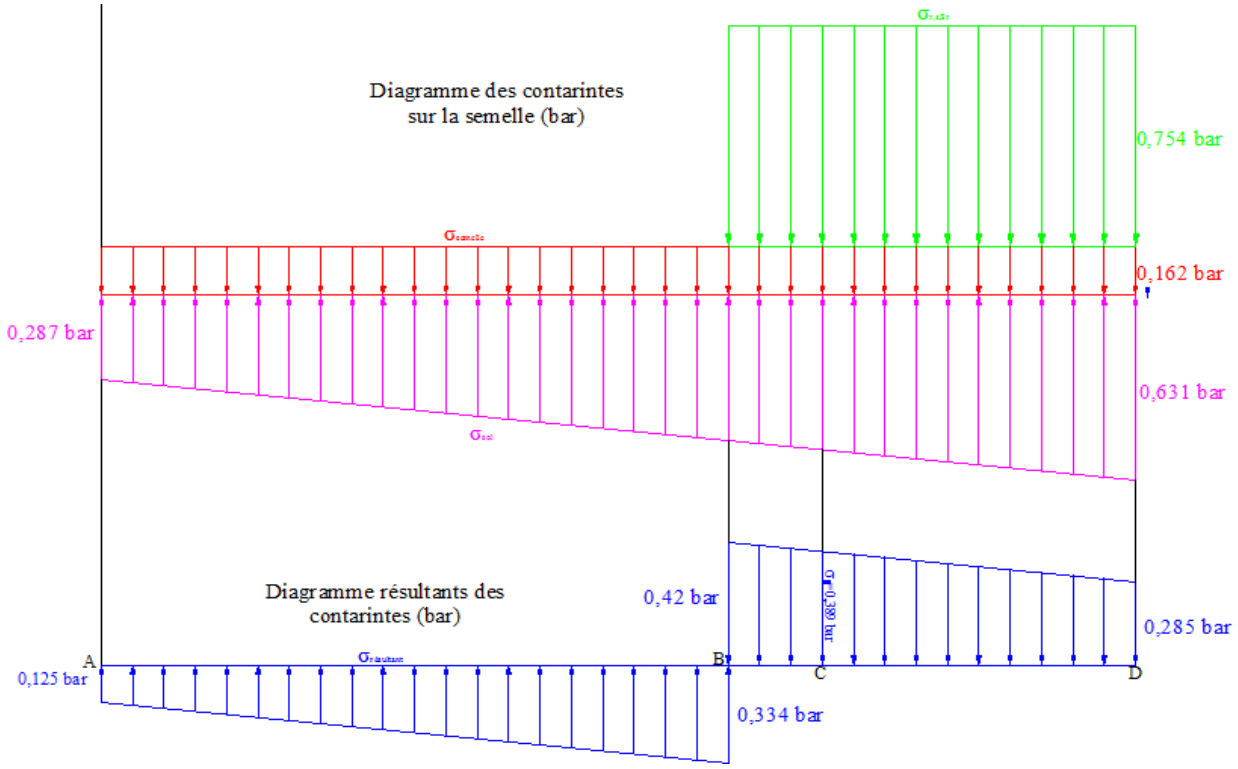


Figure V. 6: Diagramme résultantes des contraintes du radier

- au point A : σ_A = -0,125kg/cm^2
- au point B : σ_B = -0,334kg/cm^2 *(le signe - signifie la direction vers le haut)*
- au point C : σ_C = 0,389 kg/cm^2
- au point D: σ_D = 0,285 kg/cm^2

-PartieAB:

Le consol AB ferraillé avec le moment MB en flexion simple.

-Moment à l'encastrement :

$M_B = S_\sigma * x_{G1} * 1\ ml = 4,590 * 0,8482 * 1 = 3,89$ t.m

S_σ : Aire du diagramme résultant = 4,590 t/m^2

Section à l'encastrement :

- b = 100cm.
- e = 3cm,
- d = h – e = 50 – 3 = 47 cm.

On a: $$\mu = \frac{MP}{\sigma_{bc}.b.d^2} = \frac{3,89*10^5}{142*100*47^2} = 0.012$$

-Vérification de l'existence des aciers comprimés :

$\mu_l = 0.395$ pour fe400 et $\gamma_s = 1.15$; $\mu < \mu_l \Longrightarrow$Pas d'acier comprimé.

-Section d'aciers :

$$A_N = \frac{M_P}{B.d.\sigma_s}$$

Avec :

$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{4000}{1.15} = 3478.26 bars$

$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = 0.016$

$\beta = 1 - 0.4 * \alpha$=0.9936

A_N=2,39 cm^2

As_{min}=0,5%(1,0*0,5) = 25 cm^2

As=max (As calculé, As_{min})=25 cm^2

On choisit 7 barres de diamètre de 25 mm, espacement = 15 cm.

- Partie CD

Le consol CD ferraillé avec le moment Mc en flexion simple.

-Moment à l'encastrement :

$M_C = S_\sigma * x_{G2} * 1$ ml = 3,37 * 0,4743* 1 = 1,6 t.m

S_σ : Aire du diagramme résultant = 3,37 t/m^2

Section à l'encastrement :

- b = 100cm.
- e = 3cm,
- d = h – e = 50 – 3 = 47 cm.

On a:

$\mu = \frac{MP}{\sigma_{bc}.b.d^2} = \frac{1{,}6*10^5}{142*100*47^2} = 0.0051$

-Vérification de l'existence des aciers comprimés :

$\mu_l = 0.395$ pour fe400 et $\gamma_s = 1.15$; $\mu < \mu_l \Longrightarrow$Pas d'acier comprimé.

-Section d'aciers :

$$A_P = \frac{M_P}{B.d.\sigma_s}$$

Avec :

$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{4000}{1.15} = 3478.26 bars$

$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = 0.006$

$\beta = 1 - 0.4 * \alpha$=0.997

A_P=0,98 cm²

As=max (As calculé, As_{min})=25 cm²

On choisit 7 barres de diamètre de 25 mm, espacement = 15 cm.

N.B : Les radiers des murs bajoyers sont lies entre aux par des joints (Water stop).
-on doit prévoir un dispositif de drainage afin d'évacuer les eaux d'infiltrations des fondations pour éliminer l'effet des sous pressions.

V.2.3 Ferraillage de radier de déversoir

-Calcul des forces :

- Forces verticales :

Poids de radier : Ps=$\gamma_b * S_s * 1$=2.4*7,91*1=18,98t
Poids de rideau : Pr=$\gamma_b * S_r * 1$=2.4*6,22*1=14,93t
Poids de l'eau amont : P_w=$\gamma_w * S_w * 1$=1*6,9*1=6,9t

- Forces horizontales :

Poussée de l'eau amont : $F_w = \frac{1}{2} * \gamma_w * h_{am}^2 = \frac{1}{2} * 1 * 2{,}2^2 = 2{,}42t$
Poussée de l'eau aval : $F'_w = \frac{1}{2} * \gamma_w * h_{av}^2 = \frac{1}{2} * 1 * 0{,}717 = 0{,}26t$

- Calcul des contraintes :

Contrainte des forces verticales:

$\sigma_{s,r,w,w'} = \frac{1.35*(P_s+P_r+Pw')}{100*B} = \frac{1.35(18{,}98+14{,}93+6{,}9)*10^3}{100*1300}$=0.424 Kg/cm^2

Contraintes de sol

$$\sigma_1 = \frac{1.35N}{100\beta} + \frac{6.M_g}{100.\beta^2}$$
$$\sigma_2 = \frac{1.35N}{100\beta} - \frac{6.M_g}{100.\beta^2}$$

N=13,38 t et M_G=1.35((-18,07*0,8883 + 9,36*1,2818 + 14,93*3,7254 – 6,9*2,9719 - 8,41*1,9942 +0,26*0,8658)=14,51.m

Alors :

$\sigma_1 = 0.188b$et σ_2 =0.084bars

Contraintes résultantes

$\sigma_a = \sigma_{srww'} - \sigma_2 = 0{,}424 - 0{,}084 = 0{,}34$ bar

$\sigma_b = \sigma_{srww'} - \sigma_1 = 0{,}424 - 0{,}16 = 0.264$ bar

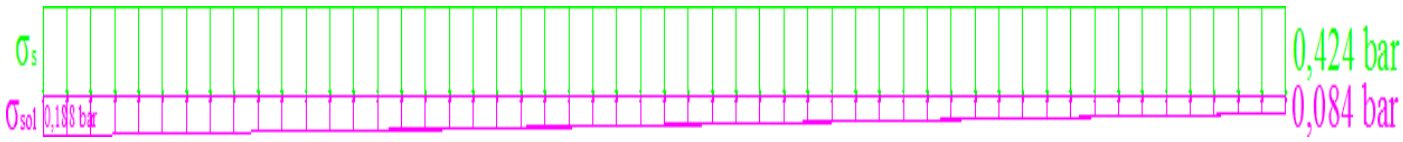


Figure V. 7: Diagramme résultantes des contraintes du radier de déversoir.

-Calcul de ferraillage

-Moment à l'encastrement :

$$M = S_{QM} * X_G = 4{,}95 * 20{,}87 = 103{,}39 \text{ t.m}$$

Tels que :

S_{QM} : L'aire du diagramme résultant : S = 20,87t.

X_G : Le centre de gravité =4.95m

Section à l'encastrement :

- b = 100cm.
- e = 3cm,

d = h – e = 50 – 3 = 47 cm.

On a:

$$\mu = \frac{M}{\sigma_{bc}.b.d^2} = \frac{103{,}39 * 10^5}{142 * 100 * 47^2} = 0.392$$

-Vérification de l'existence d des aciers comprimés :

$\mu_l = 0.395$ pour fe400 et $\gamma_s = 1.15$; $\mu < \mu_l \Longrightarrow$Pas d'acier comprimé.

-Section d'aciers :

$$A_N = \frac{M_P}{B.d.\sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{4000}{1.15} = 3478.26 bars$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.044$$

$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.982$

A_N=64,4cm^2

On choisit 7 barres de diamètre de 32 mm, espacement = 15 cm.

Conclusion :

L'importance de l'étude de stabilité est de confirmer le calcul dimensionnel de l'évacuateur de crue, et sa capacité de résister aux différentes charges, pour notre cas on a vérifié la stabilité du déversoir, les murs bajoyers du coursier et du bassin de dissipation, dans les conditions les plus critiques, donc on peut affirmer que ces ouvrages résistent au renversement, au glissement, et au poinçonnement .

Chapitre VI:

ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction

Une reconnaissance meilleure du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché. Une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne pas soit onéreux. Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais pour se faire, et quelques que soient les problèmes rencontrés, il est impératif d'avoir une connaissance exacte de l'organisation de chantier.

L'objectif de ce chapitre est de connaitre le délai de réalisation de tous le barrage M'djedel, ainsi savoir les moyens matériels tel que les engins mécaniques modernes et rentables, qui destinent à excaver, transporter et bétonné l'ensemble de l'aménagement, ainsi les moyens humains tel que la main d'œuvre.

VI.1. Planification des travaux

VI.1.1. Procédures de travail du planification

Le travail de planification nécessite les étapes suivantes :

- ✓ Collection des informations concernant les plans d'architecture, le cahier de charges, les normes de travail et de matériels, et le prix des matériaux.
- ✓ Les compositions du projet : on décompose le projet en opérations soit en éléments de construction (voiles, semelles, … etc.), soit suivant la ressource à utiliser (terrassements, coulage, … etc.).
- ✓ Prévoir la relation entre opérations ; il existe deux types de relations :
  - Relation logique

Exemple

- on ne peut pas faire le bétonnage avant que l'opération de coffrage soit terminée.
- on ne peut pas réaliser les murs bajoyers avant la semelle.

  - Relation référentielle : exemple ; on a 2 murs à réaliser on peut les réaliser un après l'autre si on a une seule équipe, mais de préférence on opte pour la construction des 2 murs au même temps si on peut disposer de 2 équipes.
- ✓ Attribution des durées : temps de réalisation de chaque opération par la formule suivante :

$$T = \frac{Q * R}{N} \qquad \text{(VII. 1).}$$

avec ,

T : Temps de travail.
Q : Quantité de travail.
N : Nombre d'équipe.

R : Rendement.

- ✓ Conception du réseau.

Remarque :

Pour trouver la durée de réalisation de notre aménagement, donc il existe plusieurs méthodes de planification, notre travail est basé sur trois méthodes qui sont :

- ✓ Méthode basée sur le réseau à nœud ou méthode C.P.M.
- ✓ Méthode basée sur le tableau
- ✓ Méthode basée sur le graphique (diagramme de Gantt) ou méthode des barres.

VI.1.2. La composition du projet

Le tableau ci-après nous donne les différentes opérations qui compose le projet ainsi que leur temps de réalisation

Tableau VI. 1: Symboles des opérations.

Travaux	Opération	Durée (mois)
Installation du chantier	A	7
Fouille galerie sous remblai	B	2
Fouille en rive droite	C	4
Fouille en rive gauche	D	3
Recharge du barrage et du noyau	E	6
Bétonnage galerie sous remblai	F	3
Construction de l' évacuateur de crue (Béton)	G	5
Béton de tour de prise et la cabine	H	6
Travaux d'injection de l'évacuateur de crue	I	3
Matériel électromécanique	J	3
Appareillage d'auscultation	K	2
Mise en eau du barrage	L	5

VI.1.3. Planification avec réseau a nœud

Cette méthode consiste à faire le calcul aller et retour en utilisant les paramètres de la grille suivante :

Tableau VI. 2: Les paramètres du réseau à nœud.

DCP	**TR**
DFP	**DCPP**
DFPP	**MT**

Avec :

TR : temps de réalisation.
DCP : date de commencement au plus tôt.
DCPP : date de commencement au plus tard.
DFP : date de finition au plus tôt.
DFPP : date de finition au plus tard.
MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \\ MT = DFPP - DFP \\ DCP_i + TR = DFP_i \\ DFP_i = DCP_{i+1} \end{cases}$$

- **Chemin critique (C.C) :**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

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

Note : Le réseau à nœud est representé dans la planche planning des travaux.

VI.1.4. Planification avec la méthode de tableau :

Elle s'applique à base du réseau à fléche.
Les résultats de calcul par cette méthode sont donné dans le tableau ci-après :

Tableau VI. 3: détermination du chemin critique par la méthode du tableau.

Opération	TR	D.P		D.F.P		MT
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
1 – 2	7	0	7	2	7	0
2 – 3	2	7	9	7	9	0
2 – 4	3	7	10	10	13	3
2 – 5	4	7	11	9	13	2
3 – 8	3	9	12	9	12	0
4 – 6	6	10	16	13	19	3
5 – 7	5	11	16	13	18	2
6 – 10	2	16	18	19	21	3
7 – 10	3	16	19	18	21	2
8 – 9	6	12	18	12	18	0
9 – 10	3	18	21	18	21	0
10 – 11	5	21	26	21	26	0

D’après le tableau ci-avant le temps de réalisation est de **26 mois.**

VI.1.5. Planification avec la méthode de Gantt (méthodes des barres) :

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux afin de planifier avec le diagramme à barres.

Note : le réseaux a nœud et le diagramme de Gant sont représentés dans la planche n°6

VI.2. Matériel et personnel nécessaires

VI.2.1. Matériel nécessaires :

Les différents engins nécessaires pour le projet du barrage M’djedel sont les suivants :

- ✓ Bulldozer : pour les terrassements de masse et les voies d’accès.
- ✓ Chargeur (à pneus et à chenilles) : pour le chargement des déblais.
- ✓ Camion benne : pour le transport des déblais et les matériaux de construction.
- ✓ Pelle hydraulique : pour le creusement des fouilles.
- ✓ Pompe immergée : pour l’évacuation des eaux de chantiers en période hivernale.
- ✓ Camion-citerne : pour le transport de carburant aux engins et transport de l’eau pour la confection de béton.
- ✓ Compacteur : pour le compactage des matériaux de construction de la digue.
- ✓ Grue à portique : pour la mise en place de béton et pour placer le coffrage ainsi les aciers.
- ✓ Camion malaxeur : pour la préparation de béton et en même temps son transport.

VII.2.2. Personnel nécessaire :

Le personnel nécessaire pour le projet du barrage est comme suit :

- ✓ Conducteurs des travaux :pour le suivi de chantier et le suivi d'ouvriers.
- ✓ Contre maître : en cas d'accidents de travail.
- ✓ Chauffeurs pour les engins et les camions.
- ✓ Ouvriers.
- ✓ Ferrailleurs.
- ✓ Soudeurs.
- ✓ Coffreurs.
- ✓ Topographes.

Conclusion :

D'après la planification qu'on a effectuée, le barrage se terminera dans un délai de 26 mois.

Pour respecter ce délai, les conditions suivantes doivent répondre :

-disponibilité des matériaux de construction.
-le bon rendement des ouvriers.
-le bon rendement des engins.
- aucune contrainte n'affectera le chantier.

Conclusion générale

Le projet de barrage sur l'oued M'djedel fait partie des projets visant à améliorer la mobilisation des eaux de surface, ce qui favorise le développement du secteur agricole. Et la recharge des nappes phréatiques, et ce qui facilite le pompage vers les réservoirs d'alimentation en eau potable.

L'étude des variantes de l'évacuateur de crues du barrage M'djedel peut être synthétisée comme suit :

- VNNR=10,27Mm3 dont Vu=7,92 Mm3 et Vm=2,8Mm3.
- LE débit de dimensionnement de période de retour de 1000 ans = 1004 m3/s
- La largeur optimale du déversoir = 80 m avec un charge déversant d 2,5 m.
-

Les deux variantes étudiées sont :

- Évacuateur latéral à entonnement frontal
- Évacuateur latéral à entonnement latéral

Ces deux variantes sont adéquates au barrage, elles sont réalisables.
Le type de barrage est en terre avec un noyau argileux ce qui implique que l'évacuateur de crue projeté est celui latéral à étonnement frontal d'après l'étude expérimentale et l'étude comparative des variantes.

Évacuateur latéral à entonnement frontal se compose de :

- Déversoir de type Creager, avec parement amont incliné.
- Transition de 117 m.
- Coursier en deux parties (conditions topographiques qui l'exige) : la première (L=84 m, B=48 m, i=15%) et la deuxième (L=86 m, B=48 m, i=30%).
- Bassin de dissipation de type USBR III.
- Du point de vue génie civil, le déversoir et les murs bajoyers sont stables, et un plan de ferraillage a été établi.
- La durée totale de réalisation du barrage est de 26mois .

Finalement, nous pouvons conclure que la construction de l'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal ne pose aucun problème technique particulier.

Références bibliographiques.

[1].TOUAÏBIA.B(2004) ; Manuel pratique d'hydrologie ;Presses Madani Frères ; Grouaou-Blida,p166.

[2]. TOUÏBIA.B(2001),les retenues ;polycopie de régularisation des débits ; ENSH-Blida.janvier2001.P58.

[3]. CIGB (1984) : Choix de la crue de projet ; méthodes actuelles. Bulletin 82, P125.

[4]. Cox, & R.G. (1973a). Coordonnées du point tangentiel (Pt) d'un déversoir USBR.

[5]. HASSANE.M (2006) ;Extrait de cours d'ouvrages hydrotechniques ;Blida, pp2-30.

[6]. CIGB (1987) ; Évacuateurs de crues ; BULLETIN 58.

[7]. LOUIS.E et ALVAREZ.G (2004) ; Manuel de conception et projets typiques des évacuateurs de crues ; (version française).

[8]. MIHOUBI .M. K ; polycopie d'ouvrage hydrotechnique.ENSH(BLIDA) 2000.p26

[9].Mémoire de fin d'étude : promotion(2018).

[10].KAHLERRAS, D. (2020). Cours de Protection de travail.

Annexes :

Temps	Qe1 [m3/s]	Qe2 [m3/s]	Volume Entrant [Mm3]	qs1 [m3/s]	qs2 [m3/s]	Volume Sortant [Mm3]	Volume stocké à la fin de l'intervalle [Mm3]	Volume stocké total à la fin de l'intervalle [Mm3]
0_2	0	41	0,1476	0	0,885	0,0032	0,144	0,14
2_4	41	163,98	0,737928	0,885	11,126	0,0533	0,685	0,68
4_6	163,98	368,96	1,918584	13,908	57,585	0,3092	1,609	1,61
6_8	368,96	655,93	3,689604	71,981	201,008	1,1637	2,526	2,53
8_9,9	655,93	1004,5	5,977548	251,260	553,230	3,3941	2,583	2,58
9,9_12	1004,5	992,37	7,188732	691,537	833,372	6,2397	0,949	0,95
12_14	769,89	583,42	4,871916	1041,715	356,521	5,3545	-0,483	-0,48
14_16	583,42	429,79	3,647556	445,651	196,427	2,4883	1,159	1,16
16_18	429,79	305,82	2,648196	245,534	104,951	1,3562	1,292	1,29
18_20	305,82	208,32	1,850904	131,189	53,951	0,7151	1,136	1,14
20_22	208,32	134,12	1,232784	67,439	26,338	0,3613	0,871	0,87
22_24	134,12	80,03	0,77094	32,923	11,956	0,1723	0,599	0,60
24_26	80,03	42,88	0,442476	14,946	4,876	0,0757	0,367	0,37
26_28	42,88	19,48	0,224496	6,096	1,686	0,0295	0,195	0,19
28_30	19,48	6,66	0,094104	2,108	0,445	0,0096	0,085	0,08
30_32	6,66	1,23	0,028404	0,091	0,073	0,0007	0,028	0,03
32_34	1,23	0,03	0,004536	0,091	0,005	0,0003	0,004	0,00
34-34,65	0,03	0	0,000108	0,006	0,000	0,0000	0,000	0,00

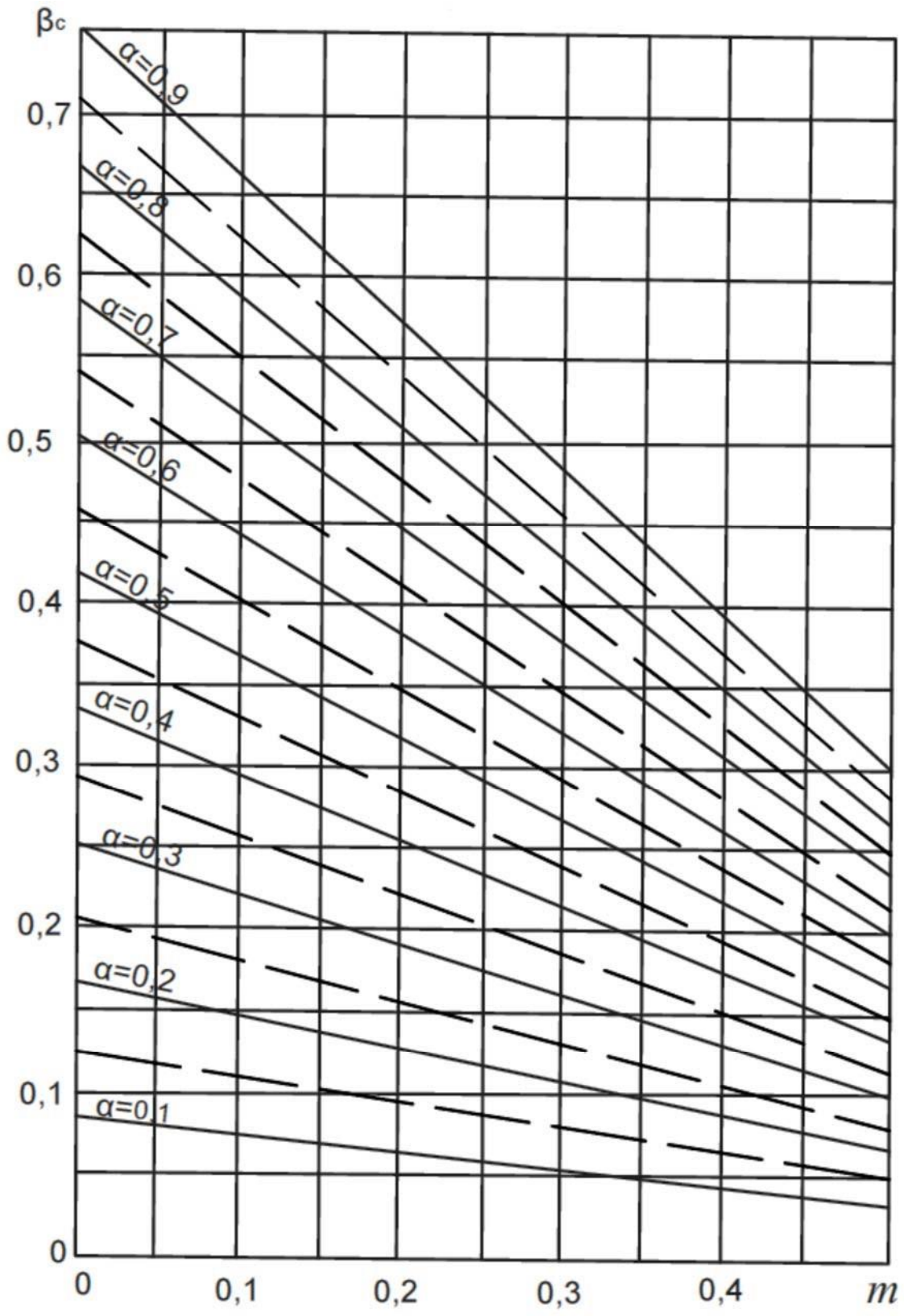
Résultats du laminage de crue pour le Scénario 3 par la methode step by step

Temps	Qe1 [m3/s]	Qe2 [m3/s]	Volume Entrant [Mm3]	qs1 [m3/s]	qs2 [m3/s]	Volume Sortant [Mm3]	Volume stocké à la fin de l'intervalle [Mm3]	Volume stocké total à la fin de l'intervalle [Mm3]
0_2	0	41	0,1476	0	0,664	0,0024	0,145	0,15
2_4	41	163,98	0,737928	0,664	8,345	0,0324	0,705	0,71
4_6	163,98	368,96	1,918584	8,345	43,188	0,1855	1,733	1,73
6_8	368,96	655,93	3,689604	43,188	150,756	0,6982	2,991	2,99
8_9,9	655,93	1004,5	5,977548	150,756	414,922	2,0364	3,941	3,94
9,9_12	1004,5	992,37	7,188732	414,922	625,029	3,7438	3,445	3,44
12_14	769,89	583,42	4,871916	625,029	267,391	3,2127	1,659	1,66
14_16	583,42	429,79	3,647556	267,391	147,320	1,4930	2,155	2,15
16_18	429,79	305,82	2,648196	147,320	78,714	0,8137	1,834	1,83
18_20	305,82	208,32	1,850904	78,714	40,463	0,4290	1,422	1,42
20_22	208,32	134,12	1,232784	40,463	19,754	0,2168	1,016	1,02
22_24	134,12	80,03	0,77094	19,754	8,967	0,1034	0,668	0,67
24_26	80,03	42,88	0,442476	8,967	3,657	0,0454	0,397	0,40
26_28	42,88	19,48	0,224496	3,657	1,265	0,0177	0,207	0,21
28_30	19,48	6,66	0,094104	1,265	0,334	0,0058	0,088	0,09
30_32	6,66	1,23	0,028404	0,055	0,055	0,0004	0,028	0,03
32_34	1,23	0,03	0,004536	0,055	0,003	0,0002	0,004	0,00
34-34,65	0,03	0	0,000108	0,003	0,000	0,0000	0,000	0,00

Résultats du laminage de crue pour le Scénario 1 par la methode step by step

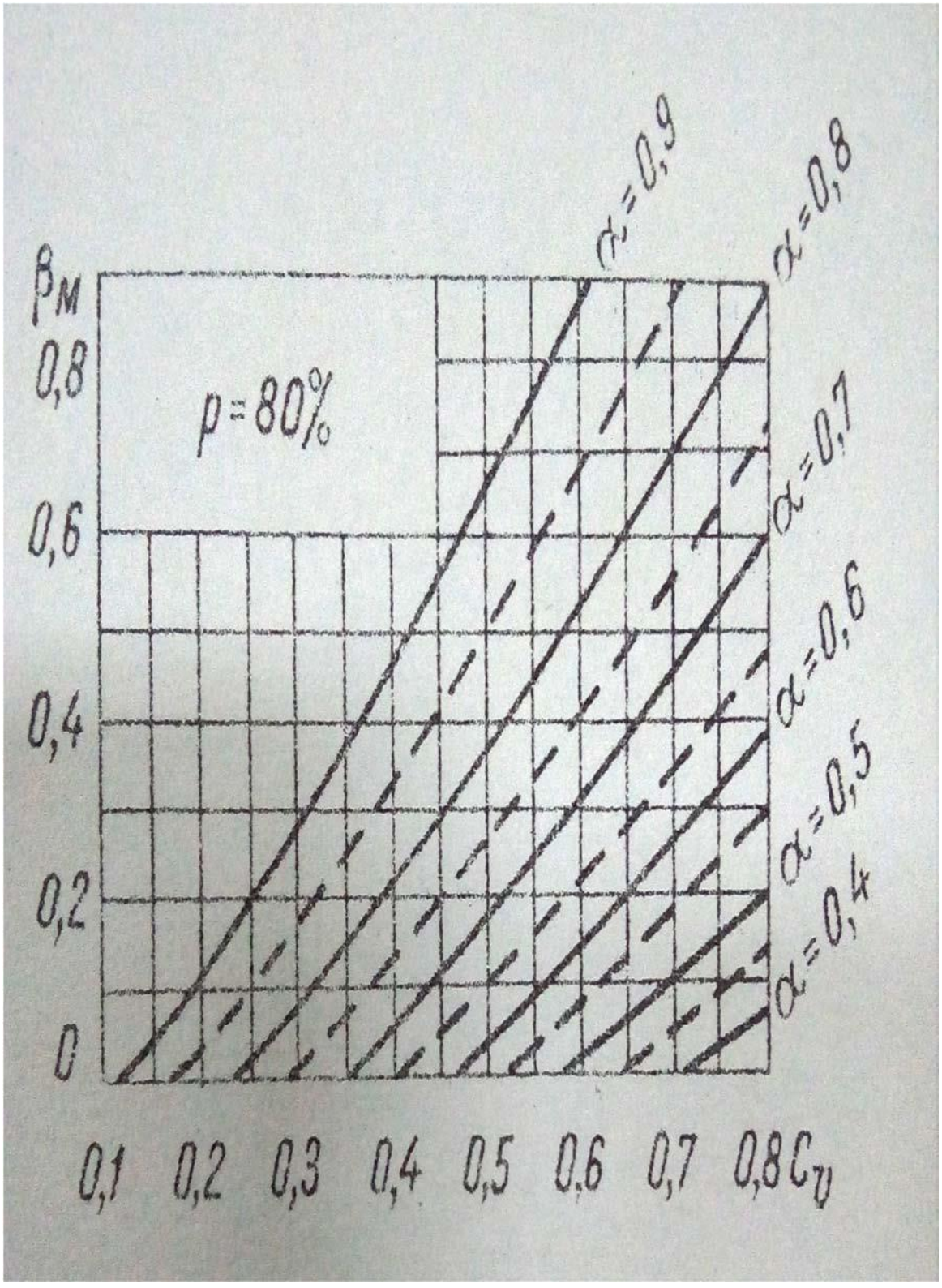
Temps	Qe1 [m3/s]	Qe2 [m3/s]	Volume Entrant [Mm3]	qs1 [m3/s]	qs2 [m3/s]	Volume Sortant [Mm3]	Volume stocké à la fin de l'intervalle [Mm3]	Volume stocké total à la fin de l'intervalle [Mm3]
0_2	0	41	0,1476	0	0,995	0,0036	0,144	0,14
2_4	41	163,98	0,737928	0,995	12,517	0,0486	0,689	0,69
4_6	163,98	368,96	1,918584	12,517	64,783	0,2783	1,640	1,64
6_8	368,96	655,93	3,689604	64,783	226,134	1,0473	2,642	2,64
8_9,9	655,93	1004,5	5,977548	226,134	622,384	3,0547	2,923	2,92
9,9_12	1004,5	992,37	7,188732	622,384	937,544	5,6157	1,573	1,57
12_14	769,89	583,42	4,871916	937,544	401,086	4,8191	0,053	0,05
14_16	583,42	429,79	3,647556	401,086	220,980	2,2394	1,408	1,41
16_18	429,79	305,82	2,648196	220,980	118,070	1,2206	1,428	1,43
18_20	305,82	208,32	1,850904	118,070	60,695	0,6436	1,207	1,21
20_22	208,32	134,12	1,232784	60,695	29,631	0,3252	0,908	0,91
22_24	134,12	80,03	0,77094	29,631	13,451	0,1551	0,616	0,62
24_26	80,03	42,88	0,442476	13,451	5,486	0,0682	0,374	0,37
26_28	42,88	19,48	0,224496	5,486	1,897	0,0266	0,198	0,20
28_30	19,48	6,66	0,094104	1,897	0,501	0,0086	0,085	0,09
30_32	6,66	1,23	0,028404	0,055	0,055	0,0004	0,028	0,03
32_34	1,23	0,03	0,004536	0,055	0,003	0,0002	0,004	0,00
34-34,65	0,03	0	0,000108	0,003	0,000	0,0000	0,000	0,00

Résultats du laminage de crue pour le Scénario 2 par la methode step by step



Abaque de Plechkov.Ia.F pour la ditérmination de la composante

interannuelle du barrage pour : $C_s = 2.C_v$; r = 0 ,4 et P = 80%.



Abaque de Kritsky-Menkel pour la détermination de volume saisonnier du barrage pour une régularisation complète annuelle et interannuelle.