

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-
DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET :

**ETUDE D'UNE RETENUE COLLINAIRE A AMIR ABD ELKADER
(W. JIJEL)**

PRESENTE PAR :
TABABOUCHET SIHAM

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
D.DJOUDAR	M.C. (B)	Examinatrice
A.ADDOU	M.A. (A)	Examinatrice
I.ZAIBAK	M.A. (B)	Examineur
S.TOUMI	M.C. (A)	Promoteur

Juin 2016

Dédicasse

A tous ceux qui j'aime, Surtout:

Mes chers, père et mère, et mes beaux-frères
Mohamed et Siham pour l'énorme soutien moral
et leurs encouragements;

Ma famille TABABOUCHET et BOUTTEBA

A tous mes enseignants de l'ENSH qui
ont participé à ma formation.

A toutes personnes utilisant ce document Pour
un bon usage.

Siham

Remerciement

Remerciement

Au terme de ce Modest travail, je remercie le bon Dieu qui m'a armé de courage et de bonne volonté pendant l'élaboration de ce mémoire.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements et ma haute gratitude à mon promoteur **Samir TOUMI**, pour ses précieux conseils, et sa disponibilité.

Je remercie également le président et les membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail.

En fin, je m'adresse aux cadres du bureau d'études, pour m'avoir accueilli au sein de leurs bureaux, surtout, **Yacine, Samie...**

Mes remerciement ne serais pas complets si je ne citerais pas tous **mes Amis** surtout Siham, Dalel, Fatiha et Linda, Amel, Kenza, Bouthaina, et toutes les personnes qui m'ont aidé de près ou de loin afin d'élaborer ce mémoire.

Siham TABABOUCHET

ملخص

في إطار الإستراتيجية الوطنية للحد من الفيضانات و التنمية الزراعية في الجزائر والتي كانت تركز أساسا في السنوات الماضية على الأمطار والتي تتطلب اليوم الزيادة في قدرة تخزين المياه بالمقارنة مع احتياطي المساحات الفلاحية المسقية على المستوى المحلي لذلك فان مديرية الموارد المائية لولاية جيجل قد برمجت مجموعة النشاطات من خلال دراسة عدة حواجز مائية عبر إقليم الولاية لذلك قمنا باختيار احدهم وهو الذي يوجد على وادي الحمول بلدية الأمير عبد القادر مخصصة لسقي الاراضى المجاورة

ولهذا فان هذه الدراسة تهدف إلى توضيح مختلف الجوانب الجيولوجية والهيدرولوجية للحاجز المائي لتحديد نوع السد والتحقق مدى ثباته .

Résumé :

Dans le cadre de la stratégie nationale de lutte contre les inondations et pour le développement agricole en Algérie qui a été basé dans les années précédentes sur les pluies et qui aujourd'hui demandé l'augmentation de la capacité de mobiliser les volumes d'eau en rapport avec les besoins des superficies irriguées à une échelle locale. La Direction des Ressources en eau de la Wilaya de Jijel a programmé parmi d'autres actions l'étude de plusieurs retenues collinaires à travers la Wilaya dont l'une de cette retenue est sur oued El-hammoul commune d'EMIR ABD ELKADER destinée à irriguer les zones voisines

De ce fait, la présente étude a pour objectif de mettre en exergue les différents aspects géologiques et hydrologiques de la retenue collinaire afin de fixer le type de la digue à concevoir et vérifier la stabilité de l'ouvrage.

Abstract:

As part of the national strategy against flooding and in the context of agricultural development in Algeria which was based in the previous years on rain and which requires today the increase of the capacity of storing quantities of water in relation with the needs of the irrigated areas on the local level.

The water Resources Direction of the Wilaya oh JIJEL has programmed among other actions the study of different dams all over the Wilaya. One of these dams was on Oued El hamoul in EL –AMIR ABD ELKADRER province designated it to irrigate the neighboring areas.

Therefore, this study aimed at illustrating the different geological and hydrological aspects of the dam to fix the kind of the body of the dam to receive and check their stability.

Table des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des planches

Table des matières

Dédicace	03
Remerciement.....	05
Résumé – Abstract	07
Table des matières.....	10
Introduction générale	20
 <u>Chapitre I. Etude topographique, géologique, géotechnique</u>	
I.1 Introduction.....	22
I.2. Situation géographique de la wilaya	22
I.3. Description du site de la retenue	23
I.4. Bassin versant	24
I.5. Données climatologiques	24
I.6. Hydrographie	24
I.4.7. Recherche et choix du site	25
I.4. 8. Choix de l'axe de la retenue	25
I.9. Contexte géologique de la région.....	27
I.11 Sismicité de la région.....	28
I.12 Géotechnique.....	29
I.12.1 Essais in situ.....	29
I.12.2 Essais au laboratoire	29
I.12.3 Portance du sol	33
Conclusion et recommandations	33
 <u>Chapitre II. Etude hydrologique.....</u>	
Introduction	35
II.2 Données de base et référence	35
II.3 Description du bassin versant	35
II.4 Etude du bassin versant.....	38
II.4.1.Paramètres géométriques	38
II.4.2 Paramètres de forme	38
II.4.3 Paramètres du relief	40
II.4.3.1 La courbe hypsométrique	40

II.4.3.2 Les altitudes du bassin versant	41
II.4.3.3 La pente moyenne du bassin versant	43
II.4.3.4 Indice des pentes	44
II.4.3.5 Dénivelée spécifique	46
II.5 Les caractéristiques hydrographiques	46
II.6 Caractéristiques climatique du bassin versant	51
II.7 Étude des précipitations	56
II.7.1 Choix de la loi d'ajustement	56
II.7.1.1 Ajustement des pluies maximales journalières	56
II.7.1.2 Résultats d'ajustement à la loi choisie (log-normale)	60
II.7.2 Pluies de courte durée I.D.F (courbes : Intensité _ Durée _ Fréquence).....	61
II.8 Évaluation des apports liquides	62
II.8.1 Estimation de l'Ecoulement Moyen Interannuel (E.M.I.)	62
II.8.1.1 Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen	64
II.8.2 Estimation fréquentielle des apports	65
II.9 Estimation de l'écoulement solide.....	68
II.10 Etude des crues	69
II.10.1 Détermination de la crue par formules empiriques.....	70
II.10.1.1 Estimation de débit de crue par les formules empiriques.....	70
II.10.2. Construction des hydrogrammes des crues (SOKOLOVSKY)	72
II.11 Estimation de la crue de projet	74
II.11.1 Conditions du site d'imploration de la retenue Emir Abd Elkader.....	75
II.12 Étude de la régularisation de la retenue.....	76
II.12.1 Construction des courbes caractéristique	77
II.12.2 Répartition mensuelle de l'apport A80 %.....	78
II.12.3 Répartition des besoins	79
II.12.4 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	79
II.12.4.1 Calcul de volume utile	79
II.12.4.2 Calcul des deux consignes d'exploitation.....	80
II.12.5 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	81
II.12.5.1 Calcul des pertes et des deux consignes d'exploitation	81
II.13 Calcul du volume force: Laminage des crues	84
II.13.1 Laminage des crues par la méthode de KOTCHERINE	85
II.14 Etude d'optimisation	90
II.14.1. Calcul du coût approximatif de la digue.....	90
II.14.2 Calcul de la revanche	91
II.10.3. Calcul de la largeur de la crête de la digue	92
II.14.4 Calcul du coût de la digue	93
II.14.5 Calcul du cout approximatif du déversoir de l'évacuateur de crue.....	94
II.15 Laminage pour un déversoir de 8m (La méthode de Hildenblat).....	96
Conclusion	101

<u>Chapitre III. Etude des variantes</u>	102
Introduction.....	103
III.2 Classification des barrages en matériaux locaux	103
III.3 Typologie des barrages en terre.....	104
III.3.1 Barrages en terre homogènes.....	104
III.3.2 Barrages à zones.....	104
III.3.3 Barrages à enrochements.....	105
III.4 Avantages des barrages en terre	105
III.5 Inconvénients des barrages en terre	105
III.6 Définition de profil général du barrage.....	106
III.7 Fixation du choix définitif du type de barrage.....	107
III.8 Etude comparative	107
III.9 Pentes des talus	107
III.10 Dispositif de protection contre les effets de l'eau	
III.11 Etanchéité du barrage	108
III.12 Etude Technico-économique	110
III.12.1 Barrage homogène en argile.....	113
III.12.2 Barrage Zoné	114
III.12.3 Barrage en enrochement avec masque en béton	116
III.13 L'estimation du cout des variantes.....	118
III.14 Comparaison financière des trois variantes.....	120
Conclusion	119
<u>Chapitre IV. Conception détaillée de la digue</u>	121
Introduction.....	123
IV.1 Conception de la digue	123
IV.1.1 Dimensionnement de la digue (homogène en argile).....	124
IV.1.2 Protection de la Crête.....	124
IV.1.3 Protection des talus.....	124
IV.1.4 Drainages.....	124
IV.1.4.1 Prisme de drainage.....	125
IV.1.4.2 Tapis de drainage.....	126
IV.1.6 La clé d'étanchéité.....	127
IV.2 Calcul des infiltrations à travers le corps de la digue.....	128
IV.2.1 Objectif de calcul d'infiltration	128
IV.2.2 Détermination de la ligne de saturation.....	128
IV.2.3 Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite).....	130
IV.2.4 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage.....	130
IV.3 Calcul des filtres.....	132

IV.4 Calcul de stabilité.....	135
IV.4.1 Généralité sur la stabilité des barrages (Talus).....	135
IV.4.2 Principe de la méthode FELLENIUS	135
Conclusion.....	140
Chapitre V. Conception détaillée des ouvrages annexes	141
Introduction.....	142
V.1 Ouvrage de vidange	142
V.1.1 Différents types d'ouvrages de vidange.....	143
V.1.2 Choix de la variante	143
V.1.3 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange.....	144
V.1.3.1 Calcul du débit de vidange.....	144
V.2 La prise d'eau	146
V.2.1. le choix de la variante	146
V.2.1.1. Prise d'eau en charge	146
V.2.1.2. Tour de prise	147
V.2.2 La variante choisie.....	147
V.2.3 Dimensionnement de la prise d'eau.....	147
V.3 Ouvrage d'évacuation de crues.....	148
V.3.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue.....	148
V.3.2 Différents types des évacuateurs de crues.....	149
V.3.2.1 L'évacuateur de crues latéral à entonnement latéral.....	149
V.3.2.2 L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal.....	149
V.3.3 Choix de la variante.....	149
V.3.3.1 Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues	149
V.3.4 Dimensionnement de chacun des éléments de l'évacuateur de crue.....	150
V.4.2.7. Conception de l'évacuateur de crue.....	161
V.4.2.7.1. Hauteur des murs bajoyers	161
V.4.2.4.7. l'épaisseur des murs bajoyers	162
V.4.2.7.3. Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le	162
coursier	162
V.4.5.3.1. Vagues roulantes	162
Conclusion.....	163
Chapitre IV. Organisation de chantier et estimation quantitative et	164
<u>financière du projet.....</u>	165
Introduction.....	165
VI.1. Description de chantier de barrage.....	165
VI.2.Ordre d'exécution des travaux.....	166
VI.2.1. Installations de chantier.....	166
VI.2.2. Travaux Préparatoires.....	166
VI.2.3. Implantation de l'Ouvrage	166
VI.2.4. Exécution de la dérivation provisoire	166

VI.3 Exécution des ouvrages	167
VI.4 Planification.....	168
VI.4.1. Les étapes de la planification	168
VI.4.2. Symboles des différentes opérations	168
VI.4.3. Construction du réseau	169
VI.4.4. La méthode de calcul C.P.M.....	169
VI.5. Estimation quantitatif est financières du projet	172
VI.6. Cout d'aménagement.....	173
Conclusion.....	174
Conclusion générale.....	176

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Caractéristiques pluviographiques du bassin.....	24
Tableau I.2 : Caractéristiques morphologiques du bassin versant	24
Tableau I.3 : Coefficients d'accélération de zone.....	28
Tableau I.4 : Valeur de Densité sèche, teneur en eau et degré de saturation.....	30
Tableau I.5 : Les limites d'Atterberg	31
Tableau I.6 : Résultats des essais de cisaillement.....	31
Tableau I.7 : Récapitulatif des résultats des essais de laboratoire	32
Tableau II.1 : Les coordonnées de la courbe hypsométrique.....	40
Tableau II.2 : Calculs de l'altitude moyenne	42
Tableau II.3 : Détermination des altitudes	43
Tableau II.4 : La pente moyenne du bassin versant	44
Tableau II.5 : Les paramètres de calcul de l' I_p	45
Tableau II.6 Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).....	46
Tableau II.7 : Les données altimétriques pour déterminer la pente moyenne du thalweg.....	48
Tableau II.8 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	51
Tableau II.9 : Répartition mensuelle de la température.....	52
Tableau II.10 : Répartition mensuelle de l'évaporation.....	53
Tableau II.11 : Répartition mensuelle de l'humidité relative	54
Tableau II.12 : Répartition mensuelles des pluies en % de la région.....	55
Tableau II.13 Pluies moyennes mensuelles	55
Tableau II.14 : Paramètres de test de χ^2	59
Tableau II.15 : Caractéristiques de la série pluviométrique	60
Tableau II.16 : Les précipitations des différentes fréquences	60
Tableau II.17 : Récapitulatif des apports	64
Tableau II. 18 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel.....	64
Tableau II.19 : Caractéristiques de l'écoulement.....	65
Tableau II.20 . Coefficient de variation C_v	66
Tableau II. 21 : Les apports de différentes fréquences.....	67
Tableau II. 22 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel de fréquence 80%.....	67
Tableau II.23 : Calcul du volume mort.....	68
Tableau II. 24 : Valeur de α en fonction de la perméabilité.....	69
Tableau II.25 : Valeur de γ en fonction de bassin versant.....	71
Tableau II.26 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour.....	72
Tableau II.27 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ	73
Tableau II.28 : Les catégories des dommages.....	75
Tableau II.29 : Choix de la crue de projet.....	76
Tableau II.30 : Répartition mensuelle de l'apport annuel 80%.....	78
Tableau II.31 : Répartition saisonnières des demandes.....	79
Tableau II.32 : Détermination du volume utile de la retenue (régularisation sans perte).....	80

Tableau II.33 : Calcul des pertes.....	82
Tableau II.34 : Détermination du volume utile de la retenue (régularisation avec perte).....	83
Tableau II.35 : Récapitulatif des résultats de la régularisation.....	84
Tableau II.36 : Données de départ.....	87
Tableau II.37 : Résultats des calculs avec les formules précédentes.....	88
Tableau II.38 : Détermination de H_0 et Q en fonction de b	89
Tableau II.39 : Débit déversant en fonction de H et b et V_c	89
Tableau II.40 : Récapitulatif des résultats de la méthode de KOTCHERINE.....	90
Tableau II. 41 : Récapitulation des résultats de calcul de la revanche (m).....	92
Tableau II. 42 : Les résultats de calcul.....	93
Tableau II.4 3 : Coût de la digue.....	94
Tableau II.44 : Coût du déversoir de l'évacuateur de crue.....	95
Tableau II.45 : Résultat de calcul d'optimisation.....	95
Tableau II.46 : Volumes et débits déversant.....	97
Tableau II.47 : Résultats de calcul de Laminage des crues dans la retenue.....	99
Tableau II.48 : récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage.....	101
 Tableau III.1 : Les résultats d'optimisation.....	 106
Tableau III.2 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....	106
Tableau III.3 : Valeurs indicatives des pentes des talus.....	108
Tableau III.4 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.....	109
Tableau III.5 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.....	110
Tableau III.6 : le gradient admissible en fonction de la Classe de l'ouvrage et de type De Fondation.....	111
Tableau III.7 : Volume de recharge (Argile).....	114
Tableau III.8 : Volume du sable.....	115
Tableau III.9 : Volume du gravier.....	115
Tableau V.10 : Volume de Rip- Rap.....	116
Tableau V.11 : Volume du Noyau.....	116
 Tableau III.12 : Volume de la recharge	 117
Tableau III.13 : Volume du RipRap.....	117
Tableau III.14 : Volume du sable	118
Tableau III.15 : Volume du gravier.....	118
Tableau III.16 : Volume des recharges.....	119
Tableau III.17 : Volume de béton.....	119
Tableau III.18 : Coûts des variantes étudiant.....	119
 Tableau IV.1 : Coordonnées de la parabole de Kozeny	 129
Tableau IV.2 : Le gradient admissible en fonction de la Classe de l'ouvrage et de type De fondation	
Tableau IV.3 : Le gradient d'infiltration critique.....	131
Tableau IV.4 : Le coefficient de sécurité en fonction de la classe de l'ouvrage.....	131
Tableau IV.5 : Détermination des rayons max et min.....	136
Tableau IV.6 : Les rayons des cercles de glissement.....	136
Tableau IV.7 : Coefficient de stabilité admissible des talus.....	136
Tableau IV.8 : Les caractéristiques géotechniques.....	139

Tableau IV.9 : Différentes coefficients de sécurité.....	140
Tableau V.1 : Type de vidange de fond en fonction de $H^2 \cdot \sqrt{v}$	144
Tableau.2 : Coordonnée de la nappe déversantes.....	152
Tableau V.3 : Calcul de ligne d'eau.....	158
Tableau V.4 : Ligne d'eau à pas d'espace de 20m.....	158
TableauVI.1 : Engins de terrassement.....	165
Tableau VI.2. Symboles des opérations.....	169
Tableau VI.3. Devis quantitatif des travaux.....	172
Tableau VI.4 Récapitulatifs des résultats.	174

Liste des figures

Figure I.1 Carte de la situation de zone du projet.....	23
Figure I.2 Situation et délimitation du bassin versant échelle (1/25 000).....	26
Figure I.3: Coupe schématique du versant Nord-est du bassin.....	26
Figure I.4: Carte de zonage sismologique de l'Algérie.....	28
Figure II.1 : Situation géographique du bassin (échelle 1/25 000).....	36
Figure II.2 : Plan altimétrique du bassin versant (échelle 1/25 000).....	37
Figure II.3 : Couverture végétale du bassin versant (échelle 1/25 000).....	38
Figure II.3 : Distribution de la surface par l'altitude.....	41
Figure II.4 : Courbe hypsométrique du bassin versant.....	41
Figure II.8 : Le réseau hydrographique.....	47
Figure II.9 : Profil en long du thalweg principal.....	48
Figure II.10 : La répartition mensuelle des températures	52
Figure II.9. L'évaporation moyenne du bassin.....	53
Figure II.12: La pluie moyenne tirée de la carte de l'ANRH.....	55
Figure II.13 : Les pluies moyennes mensuelles en mm.....	56
Figure II.14 : Ajustement à la loi de Gumbel.....	57
Figure II.15 : Ajustement à la loi log normale.....	58
Figure II.16 : Pluies de Courte durée.....	61
Figure II.17 : Intensité –Durée –Fréquence.....	62
Figure II.18: Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel	65
Figure II.19 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen de fréquence 80%.....	68
Figure II.20 : Hydrogrammes de crue (Sokolovsky).....	74
Figure II.21 : Courbes caractéristiques.....	78
Figure II.22 Courbes de $H = f(Q, q)$	89
Figure II.23: COURBES $(Q, q) = f(V)$	89
Figure II.24: Courbe d'optimisation.....	96
Figure II.25: Courbe des débits déversant.....	98
Figure II.26 : Hydrogramme entrant et sortant par la méthode de Hildenblat.....	100
Figure III.1. Coupe transversale d'une digue à zone (à zones).....	105
Figure IV.1 : Coupe d'un prisme de drainage.....	126
Figure IV.2 : Coupe d'un tapis de drainage.....	127
Figure IV.3 : Schéma de ligne de saturation à travers le corps de la digue.....	129

Figure V.1 : Les paramètres du profil d'un déversoir.....	151
Figure V.2 : Profil du déversoir.....	153
Figure V.3 : Schéma d'un convergent de l'évacuateur.....	155
Figure V.3 : Tracé de la ligne d'eau (avec canal 21).....	158
Figure V.4 : Bassin de dissipation type I_USB.....	160
Figure VI.1 : Calcul par C.P.M du réseau a nœud	171

Liste des planches

Planche 1 : Plans d'aménagement du la retenue.

Planche 2: Coupe types de la digue.

Planche 3: Schéma de calcul de stabilité de la digue.

Planche 4: Schéma de calcul de stabilité de la digue.

Planche 5: Profil en long de la vidange du fond et de prise d'eau.

Planche 6: Profil en long de l'évacuateur de crue

Introduction générale

Introduction générale

La région de Jijel connaît, ces derniers temps un grand développement économique. L'intervention sur les ressources en eau superficielles, permettrait de lutter contre les inondations et offrirait aussi des possibilités aux agriculteurs d'exploiter des superficies plus grandes et produire davantage.

Les ressources hydriques superficielles sont abondantes et elles sont concentrées durant une longue saison pluvieuse. Un stockage des excédents des eaux de pluies permet de couvrir les besoins en eau durant toute l'année. La réalisation d'un barrage est conditionnée par :

- 1- l'abondance relative de l'écoulement superficiel
- 2- l'existence d'un site adéquat
- 3- l'existence d'un utilisateur potentiel

Généralement, l'écoulement superficiel est généré par des précipitations liquides. Dans la wilaya de Jijel, le relief accidenté et les vallons ne manquent. Les avantages certains provoqués par la réalisation des petits barrages sont: la rétention de l'écoulement solide et la recharge de la nappe souterraine.

Les crues pluviales des oueds, qui passent à proximité des centres urbains, provoqueraient des dégâts humains et matériels. Le régime pluviométrique du Nord de l'Algérie est très irrégulier et l'événement pluviométrique catastrophique pourrait apparaître à tout moment de l'année. Le choix du type d'aménagement hydraulique de protection des infrastructures doit être justifié sur l'étude des crues de fréquence rares.

Le contenu comprendra six chapitres. Il sera fait une analyse assez poussée des conditions géologiques et géotechniques afin de trouver le site favorable. Puis, on traitera en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul de l'hydrogramme de crue, d'estimation de la crue de projet et du transport solide, de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique, enfin un calcul d'optimisation sera fait dans le but de trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue. On consacrera un chapitre pour le choix de la variante technico-économique. Une fois la variante choisie on effectuera une étude détaillée pour sa conception. Ensuite, on fera une étude des ouvrages annexes à savoir le dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue, les ouvrages de vidanges et de prise d'eau. Un autre chapitre sera consacré à l'organisation de chantier et l'estimation quantitative et financière du projet qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux ainsi que le devis estimatif du projet.

Chapitre I

Chapitre I

Etude topographique, géologique, géotechnique

Introduction

Le choix du type de barrage est une tâche complexe qui nécessite la prise en compte d'un nombre particulièrement important de paramètres et d'informations. L'objectif de cette étude topographique est de proposer la solution la plus économique tout en garantissant le plus haut degré de sécurité et en minimisant les impacts causés par l'ouvrage, le chantier et l'exploitation.

Le choix du site d'emplacement d'un barrage se fait par la procédure suivante :

- Analyse des cartes topographique
- Reconnaissance du terrain par des études géologiques et topographiques
- La maîtrise des crues
- La sismicité
- Les conditions climatiques
- La disponibilité des matériaux de construction

D'autre part, la gestion et l'entretien du barrage nécessitent une participation active de la communauté locale. Il faut donc mener une étude socio-économique afin de déterminer la possibilité de la participation des habitants. Une fois l'emplacement fixé, il est également important de promouvoir la participation de la communauté locale dès le stade de l'avant-projet.

I.1. Situation géographique de la wilaya

S'étalant sur une superficie de 2.396,63 km², avec une façade maritime de 120 Kms, la wilaya de Jijel est comprise entre les méridiens 5°25 et 6°30 Est de Greenwich, et entre les parallèles 36°10 et 36°50, hémisphère Nord. La région appartient au domaine Nord atlasique connu localement sous le nom de la chaîne des Babors, elle est limitée par :

- La mer méditerranée au Nord
- La wilaya de Skikda à l'Est.
- La wilaya de Bejaia à l'Ouest.
- La wilaya de Sétif et de Mila au Sud.



Figure I.1. Carte de la situation de zone du projet

I.2. présentation da la zone d'études

Le site de la retenue se trouve au lieu-dit EL-HOT, à 235 mètres en amont du pont qui franchit CHAABET EL-HAMOUL, de la route qui part du chef-lieu de la commune Emir ABDELKADER, vers MECHTAT AZAWEN. On y accède par une piste carrossable sur longueur de 250m.

Le site de la retenue collinaire et celui du bassin versant sont situés au Sud du village de l'Emir Abdelkader, dont les coordonnées (UTM) de l'axe sont :

$$\mathbf{X = 754.905 \text{ km}}$$

$$\mathbf{Y = 4\,070\,193 \text{ km}}$$

$$\mathbf{Z = 38.50 \text{ m}}$$

La localisation de la zone d'étude est présentée dans la figure I.2

I.3. Bassin versant

Le bassin versant est montagneux. Dans sa partie haute, le relief est accidenté et se caractérise par des pentes des versants abruptes. Dans le fond de la vallée, une terrasse de terrain relativement longe le cours d'eau principal, avec une largeur faible.

La cuvette de la retenue se trouve dans un relief plat avec des pentes faibles.

La zone inondable touche une partie des champs agricoles.

I.4. Données climatologiques

La valeur de la pluie moyenne interannuelle $P_a=1000$ mm est tirée directement de la carte de l'ANRH (1992).

Les caractéristiques pluviographiques des pluies de courte durée sont prises de l'étude généralisée des données de L'ANRH et elles sont déterminées pour le centre hydrologique du bassin versant.

Ces caractéristiques pluviographiques figurent dans le tableau ci-dessous.

Tableau I.1. Caractéristiques pluviographiques du bassin

Pluie moyenne max. jour	Exposant climatique b	Coefficient de variation Cv
90.0 mm	0.500	0.394

I.5. Hydrographie

La plus grande partie du bassin versant se trouve entre 100 m et 332 m d'altitude. Le réseau hydrographique est constitué du talweg principal, Chaabet Elhamoul, affluent de l'oued Djedjene. Les principales caractéristiques morphologiques du bassin versant sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau I.2. Caractéristiques morphologiques du bassin versant

Superficie, km ²	H _{max} , m	H _{moy} , m	H _{min} , m	Dénivelée maximale, m
1.63	465	147	38.50	426.5

I.6. Recherche et choix du site

Le choix de bassin versant est basé sur les conditions géologiques et hydrologiques et une surface suffisante qui autorise le remplissage de la retenue, et un volume d'eau stockée à la retenue suffisant pour les besoins demandés.

I.7. Choix de l'axe de la retenue

Les principaux paramètres à prendre en compte dans le choix du site sont les suivant :

- la topographie et les apports du bassin versant ;
- la morphologie de la vallée ;
- les conditions géologiques et géotechniques ;
- le contexte météorologique et le régime des crues.

Donc l'emplacement de l'axe de la retenue sur oued **El hammoul** fait sur un plan topographique et aussi beaucoup plus géologique et géotechnique qui doit être en convenance à l'emplacement des ouvrages annexes , et les contraintes doivent être minimisées sur les fondations et sur les terrains des rives et aussi le massif doit être garanti contre le débordement dû aux vagues .

Vue la potentialité agricole de la zone d'étude, la retenue collinaire sur oued **El-hammoul** sera destinée à l'irrigation des périmètres agricoles en aval.

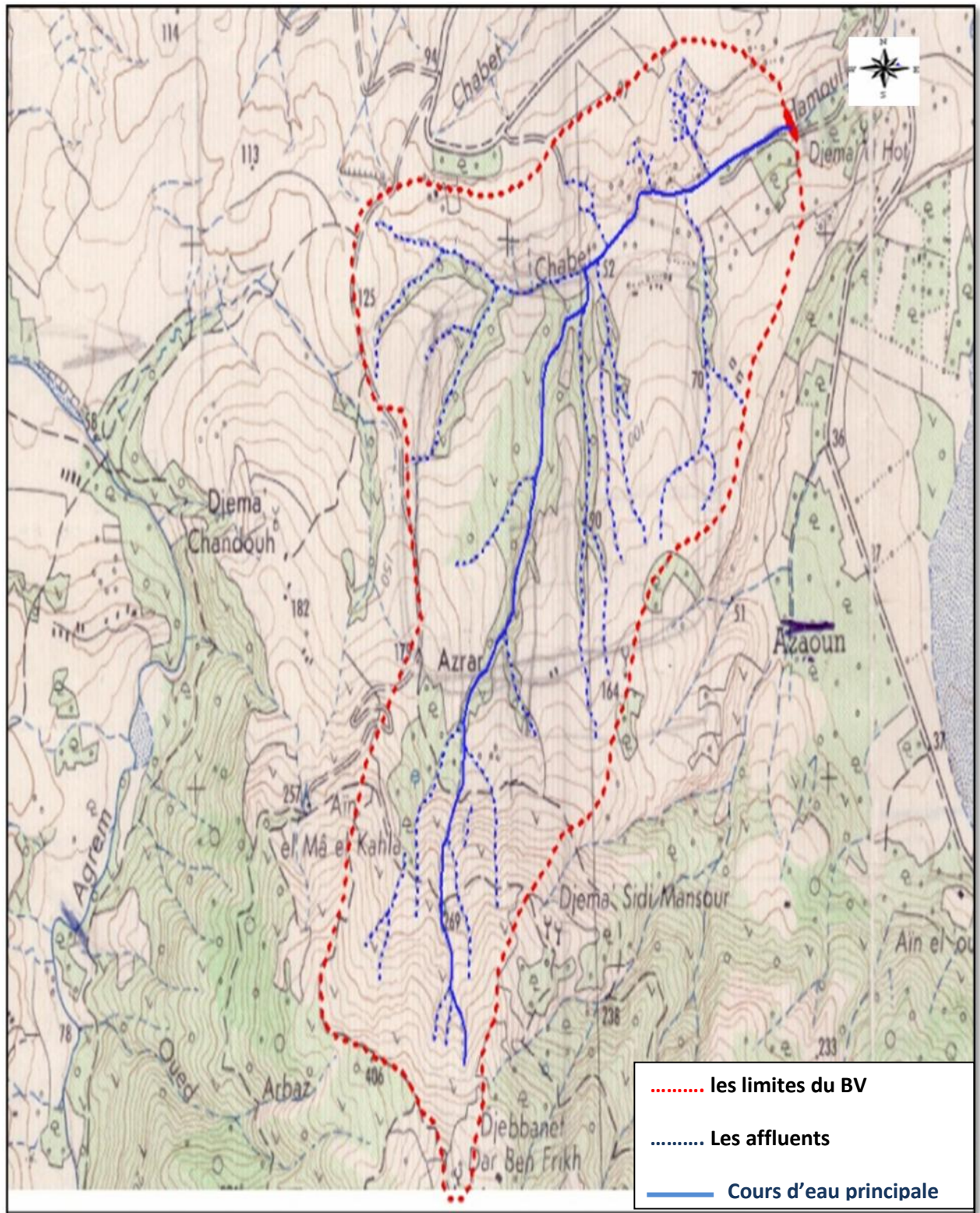


Figure. I.2. Situation et délimitation du bassin versant échelle (1/25 000)

I.7. La géologie de la région de Jijel

1.7.1. Cadre régionale et locale

La wilaya de Jijel se trouve dans la zone dite les massifs métamorphiques kabyles faisant partie des zones hydrogéologiques des montagnes plissées du littoral méditerranéen. Elle appartient au domaine de la petite Kabylie qui présente trois massifs anciens: Les Babors, le massif de Collo et le massif de l'Edough avec leurs couvertures plissées d'âge Mésozoïque et Cénozoïque. La petite Kabylie se limite au Nord par la mer méditerranée, à l'ouest par la Soummam et la grande faille qui sépare la petite Kabylie de la Grande Kabylie, à l'Est elle se limite par la dépression de la plaine de Annaba, tout à fait au Sud, on a une rupture imprécise qui correspond à la ligne de partage des eaux entre le bassin du Hodna et les oueds du Nord drainés par la méditerranée.

La majeure partie de la petite Kabylie est formée par des roches cristallophylliennes, avec une couverture sédimentaire formée de grés et de dépôts plus récents, l'ensemble et traversé par des filons éruptifs.

Du point de vue géologique, la région de Jijel a fait l'objet de plusieurs études géologiques, dont celles de Bouillin (1971), D. Delga (1955) , J. F. Raoult (1974) et H. Djellit (1987). Ces études montrent l'existence de deux types de terrains, l'un sédimentaire et l'autre métamorphique.

L'échelle stratigraphique de ces terrains se répartit du Quaternaire au Primaire. L'ensemble sédimentaire d'âge Mésozoïque, Cénozoïque et Quaternaire couvre les terrains métamorphiques, donc la couverture tertiaire repose soit sur le socle Kabyle, soit sur les terrains crétacé appartenant à des séries de types flysch. Elle est constituée de sédiments littoraux, qui se sont déposés dans le bassin de Jijel nettement individualisés durant le Néogène; c'est le bassin Sahélien de Jijel.

I.8. Contexte géologique de la région

D'après la carte géologique de la région de Jijel, la région est représentée par une couverture récente, correspondant au cycle postérieur au Burdugalien inférieur.

Sur site, nous avons remarqué, que les deux versants de part et d'autre de l'axe de la digue sont constitués d'une formation marneuse couverte par la terre végétale, tandis que le lit mineur d'oued est formé par des alluvions (fine est grossière).

La lithologie fournie par les sondages à ciel ouvert (K1 et K2), nous a permis de faire une coupe schématique du versant Nord-est du bassin :

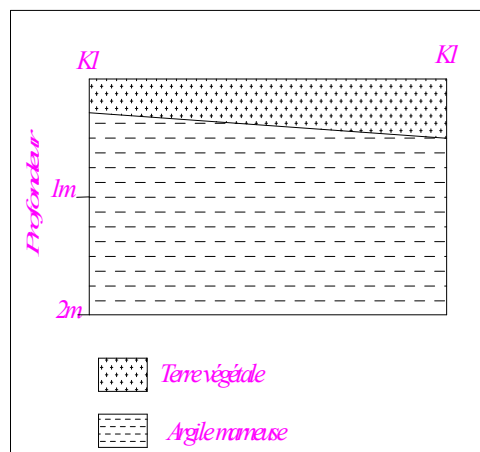


Figure. I.3. Coupe schématique du versant Nord-est du bassin

Tandis que le puits K3 réalisé au niveau de l'axe de la digue nous a montré que le sol support de la digue est de nature marneuse altérée en surface et elle devient saine et indurée en profondeur.

Sommairement du point de vue géologique, de part et d'autre du lit de l'oued étroit, deux grandes buttes sont formées d'une succession de couches suivantes:

- couche de terre végétale,
- couche de marne argileuse,
- marnes compactes formant le substratum.

Le lit mineur de l'oued est formé d'alluvions récentes, de granulométrie fine, ce qui constitue un facteur favorable du point de vue imperméabilité de la fondation de la digue. Ces formations s'étendent pratiquement sur l'ensemble de la cuvette, de même l'imperméabilité de celle-ci semble ne pas poser de problèmes.

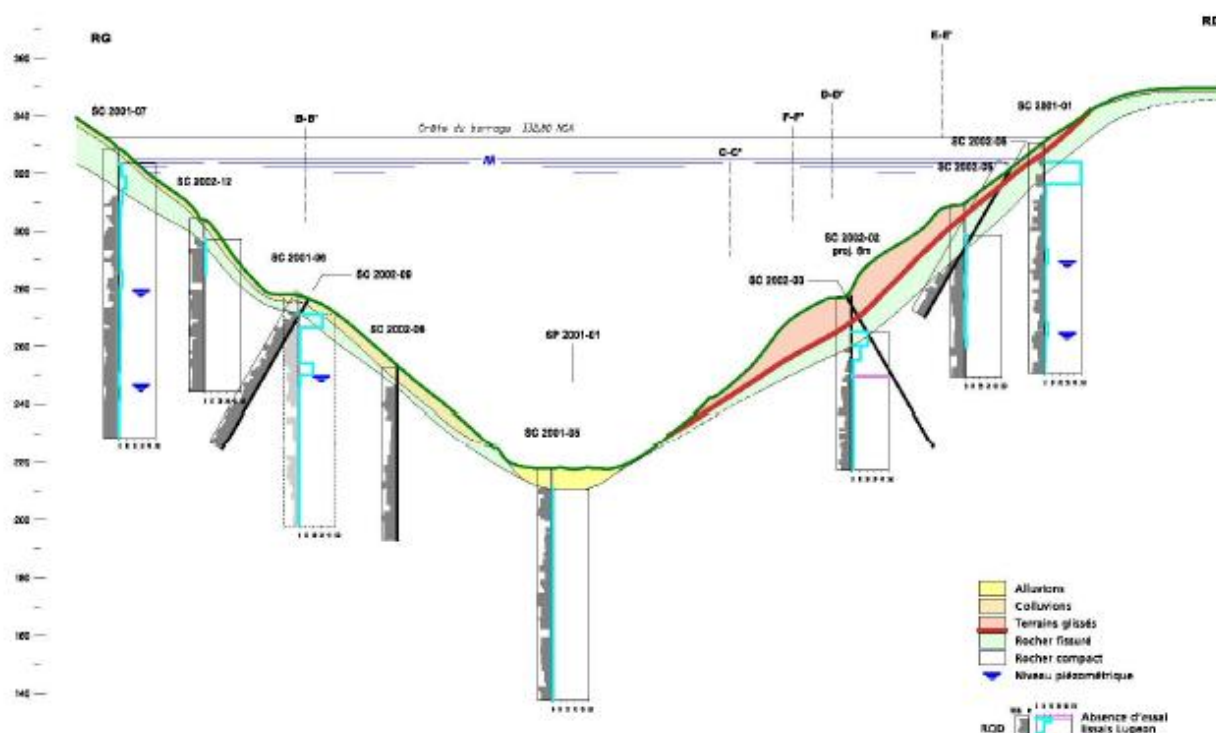


Figure. I.3. Coupe géologique sur l'axe de la retenue

I.7.3. Hydrogéologie de la zone de la digue

Nous n'avons pas rencontré durant nos investigations des sources au niveau du site.

I.9. Sismicité de la région

La détermination du coefficient d'accélération de la zone d'étude destinée à la construction de notre retenue collinaire a été classée selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA.99.V2003) voir le tableau II.3 ci-après et la carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA 99(version2003) dans la figure I.4.

Tableau I.3. Coefficients d'accélération de zone selon RPA.99.V2003

Groupe	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	classification des ouvrages selon leur importance
1A	0,15	0,25	0,30	0,40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0,12	0,20	0,25	0,30	Ouvrages de grande importance
2	0,10	0,15	0,20	0,25	Ouvrages courants
3	0,07	0,10	0,14	0,18	Ouvrages de faible importance

RPA.99.V2003

Donc d'après la classification qui citée précédemment, on trouve que pour notre petite retenue collinaire (ouvrage de faible importance), le coefficient d'accélération de notre zone d'étude (zone II-a) $a=0,10$.

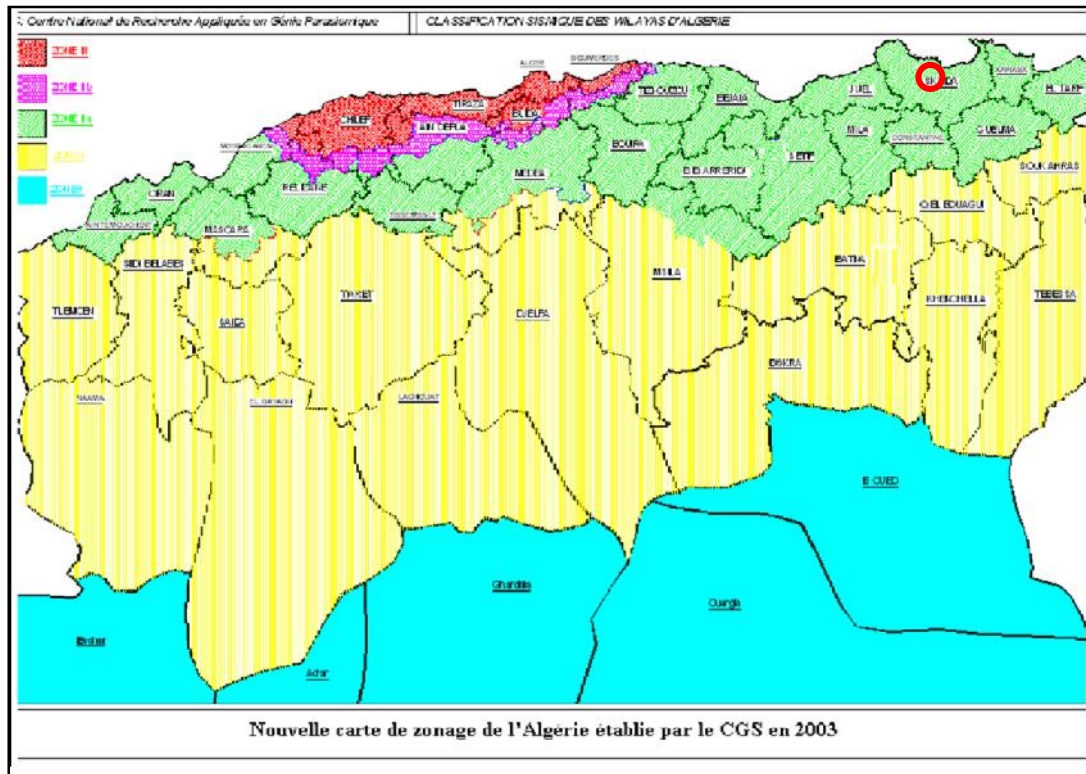


Figure .I.4. Carte de zonage sismologique de l'Algérie RPA.99.V2003

I.10. Etude géotechnique

La présente étude a pour objet la reconnaissance, la collecte et l'exploitation des données spécifiques au site concerné ; à savoir les données qui concernent le sol support de la digue et les gîtes d'emprunts pour la construction de la digue.

Cette étude comprend deux types d'essais :

I.10.1. Essais in situ

- Les puits

il s'agit de 09 puits à ciel ouvert réalisés à l'aide d'un rétro chargeur dans l'étendue des zones d'emprunt, afin de visualiser la coupe et l'homogénéité des terrains superficiellement, en prélevant des échantillons pour être soumis aux essais de laboratoire.

- **Les sondages carottés**

Aussi, pour mettre en évidence la nature lithologique des couches traversées et surtout de prélever des échantillons intacts pour les soumettre aux essais de laboratoire (notamment mécaniques : cisaillement et odomètres), (03) trois sondages carottés ont été réalisés le long de l'axe de la digue. Cette opération a été effectuée par le laboratoire "LABO -BTP" sis à Omu El Bouaghui. La profondeur d'investigation lors de cette opération atteint les 15.00m avec prélèvement d'échantillons.

I.10.2. Essais au laboratoire

- **Sol de fondation et Zones d'emprunt**

Les échantillons récupérés des sondages carottés ont divers essais, physique, mécanique et chimique, entre autres:

❖ Essais physiques

* Teneur en eau naturelle $W_n\%$.

* Degré de saturation $S_r\%$.

a) Essai de cisaillement à la boîte de Casagrande (essai UU)

* Détermination de la cohésion du sol.

* Détermination de l'angle de frottement interne.

b) Essais de compressibilité à l'odomètre :

* Détermination de la pression de consolidation (P_c bars).

* Détermination du coefficient de compressibilité (C_c).

* Détermination du coefficient de gonflement (C_g).

* Mesure du coefficient de perméabilité k (cm/s).

❖ Analyses chimiques sommaires

* Détermination de la teneur en carbonates

* Détermination de la teneur en sulfates

* Détermination de la teneur en insolubles

L'exploitation des résultats de reconnaissance géotechnique a fait ressortir ce qui suit :

1) Sol de fondation

Essai d'identification physique

Dans cette catégorie d'essais nous avons trouvé :

Tableau I.4. Valeur de Densité sèche, teneur en eau et degré de saturation

N°de puit	Profondeur	γ_h (t/m ³)	γ_d (t/m ³)	W%	Sr%
1	3	1,56	1.49	21%	41.30%
2	4	1,65	1.52	21.5%	42.45%

Il s'agit d'un sol moyennement humide et non saturé.

a) Granulométrie :

Selon leur granularité, c'est un sol grenu ($<80\mu\text{m}_{\text{moy}} = 36\%$), la fraction ($<400\mu\text{m} = 65\%$)

b) Limites d'Atterberg :

Les résultats des essais ont donné les valeurs suivantes

Tableau I.5. Les limites d'Atterberg

N°de puits	Profondeur	W _L %	W _P %	I _p
1	3	55.5	20.5	35
2	4	59.9	24.8	35.1

Cette formation appartient classé selon le diagramme de Casagrande une argile très plastique (AT), l'indice de consistance nous présente un sol très consistant.

Essais mécaniques :

c) Essais de cisaillement :

Les échantillons testés pour connaître la résistante du sol ont été soumis à des essais de cisaillement rectiligne de type UU.

UU : Non consolidé non drainé

On a obtenu les résultats suivants :

Tableau I.6. Résultats des essais de cisaillement

N°de puits	Profondeur	La Cohésion non drainé (Cu bars)	L'angle de frottement non drainé ϕ_u°
1	3	0. 13	19°
2	4	0.23	22°

Les caractéristiques de résistance au cisaillement, cohésion et angle de frottement interne, sont moyens ($C_u = 0,13$ bar et $\phi_u = 19^\circ$).

d) Essais Proctor :

Les résultats testés donnent les valeurs suivantes :

$$\gamma_{d \max} = 1.49 \text{ t/m}^3$$

$$W_{\text{opt}} = 21\%$$

e) Essais oedométriques

L'analyse de ces résultats nous montre que le sol est sous consolidé à normalement consolidé dans son ensemble, faiblement compressible et non gonflant.

Essais chimique :

Teneur en insoluble77.00%

Teneur en carbonates ...CaCo3.....4.40%

Teneur en sulfatesSo4-.....Non

Tableau7. Récapitulatif des résultats des essais de laboratoire

PROFONDEUR (m)		3	4
TENEUR /EAU NATURELLE (W)%		21	21.5
MASSE VOLU.SECHE.(γ_d) t/m ³		1.49	1.52
DEGRE DE SATURATION (Sr)%		41.30	42.45
LIMITE D'ATTERBERG	W _L %	55.5	59.9
	W _P %	20.5	24.8
	I _p	35	35. 1
COEF/PERMEABILITE	cm/s	4.65*10 ⁻⁹	4.65*10 ⁻⁹
CISAILLEMENT RECTILIGNE	Cu	0. 13	0.23
	ϕ_u°	19	22
ESSAIS PROCTOR NORMAL	W _{opimal}	21%	21.5
	γ_d	1,49	1.52
ANALYSES CHIMIQUES	Insoluble	77	
	CaCo3	4.4	
	So4--	non	Non

2) Zone d'emprunt

Il s'agit d'un sol peu dense ($\gamma_d = 1.75 \text{ t/m}^3$), moyennement humide ($W_{n_{\text{moy}}} = 23\%$) et non saturé ($Sr_{\text{moy}} = 48.44\%$).

Selon leur granularité, c'est un sol fin ($<80\mu\text{m}_{\text{moy}} = 86\%$), la fraction $<400\mu\text{m}$ est classé selon le diagramme de Casagrande une argile très plastique (AT), l'indice de consistance nous présente un sol très consistant.

Les caractéristiques de résistance au cisaillement, cohésion et angle de frottement interne, sont moyens ($C_u = 0,32\text{bar}$ et $\phi_u = 21^\circ$).

I.10.3 Portance du sol

D'après la campagne de la reconnaissance menée sur site (sondages à ciel ouverts et essais au laboratoire) et selon la nature du sol qui est représentée par des marnes altérées en surface et saine en profondeur, on peut faire travailler cette formation à un taux de 2 bar au minimum.

Conclusion

- Sur le site objet de cette étude, il est prévu la réalisation d'une retenue collinaire.
- Les matériaux rencontrés en général sont fine moyennement humide
- Cette zone est faible à moyenne perméable.
- Pour garantir un bon ancrage de la digue, il est nécessaire d'exécuter une tranchée dans l'axe du barrage, assez large pour permettre l'accès aux engins, sa profondeur sera en fonction de la hauteur de la digue en général ($1/4H$) .il est nécessaire de décaper les matériaux altérés en surface de la zone d'assise.
- Les ouvrages annexes seront dimensionnés pour une capacité portante admissible de 2 bar.
- Lors des travaux de chantier, il est nécessaire de surveiller la variation de la teneur en eau, trop sec ces sols se plastifient mal pendant le compactage, trop humide l'eau occupe un volume non réductible, donc le compactage engendre des pressions interstitielles excessives nuisible à la stabilité.
- Le choix du matériel de compactage est primordial pour une bonne exécution des travaux.

Chapitre II

Chapitre II

Etude hydrologique

Introduction

Le présent chapitre traite l'hydrologie de l'oued Elhammoul au site de la retenue. L'oued draine un bassin de 1.63km². L'étude hydrologique de cette retenue a pour objectif; l'estimation de l'apport moyen interannuel, des crues probables et leurs volumes, et l'estimation des apports solides.

II.1. Données de base et référence

Le bassin de l'Oued Elhammoul ne dispose d'aucune information hydrologique. Et l'absence de toute mesure il est difficile pour nous de prétendre fournir des valeurs précises des paramètres suscités.

Dans notre cas nous utilisons la station de TAHER étant donné sa proximité du bassin versant étudié et présente une longue série d'observation.

En l'absence de stations hydrométriques et pour les besoins de l'étude, les apports liquides et les apports solides sont estimés à partir de relations empiriques

II.2. Description du bassin versant

Le site de la retenue collinaire et celui du bassin versant sont situés au Sud Est du village d'El Amir Abdelkader, chef-lieu de la commune du même nom. Ils sont identifiés sur la carte topographique de Texanna, feuille NJ-31-IV- 8 EST à l'échelle 1/25. projections UTM fuseau 31. Les coordonnées de l'exutoire sont:

$$\mathbf{X= 754.905 \text{ km}}$$

$$\mathbf{Y= 4\ 070.193 \text{ km}}$$

$$\mathbf{Z= 38.50 \text{ m.}}$$

Le bassin versant est caractérisé par un contour quelconque et déterminé sur la carte topographique, suivant la ligne conventionnelle de partage des eaux. La figure 1 présente le contour

du bassin versant, qui se caractérise par un relief relativement accidenté dans sa partie Sud avec un réseau hydrographique relativement pauvre sur l'ensemble de bassin. Les pentes du versant et du thalweg principal, dans cette partie du bassin, sont assez importantes ce qui entraîne de vitesse de ruissellement relativement élevées, puis elles deviennent douces jusqu'à l'exutoire.

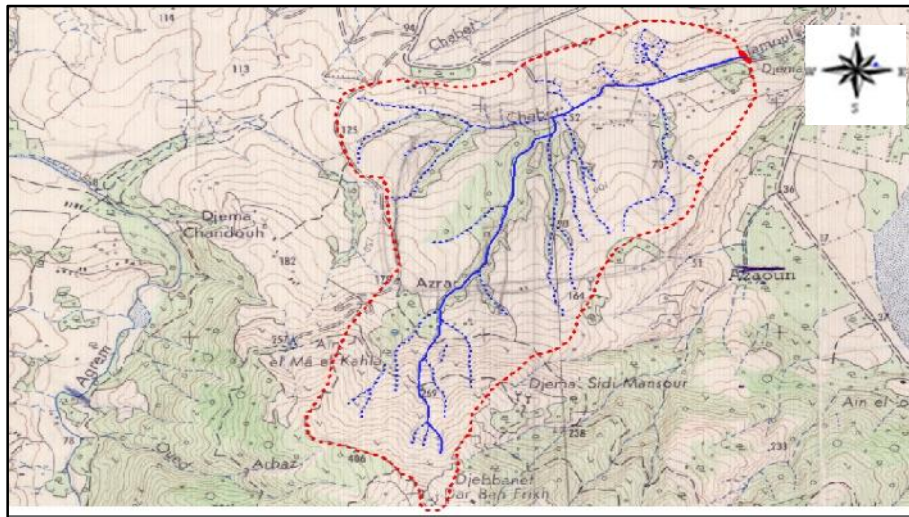


Figure. II.1. Situation géographique du bassin (échelle 1/25 000)

La figure II.2 montre qu'à travers le rapprochement des courbes de niveau dans la partie Sud, que le relief est montagneux dans cette zone du bassin et il est caractérisé par un dénivelé brut de 426.5 mètres sur une longueur du bassin égale à 2.10 kilomètres

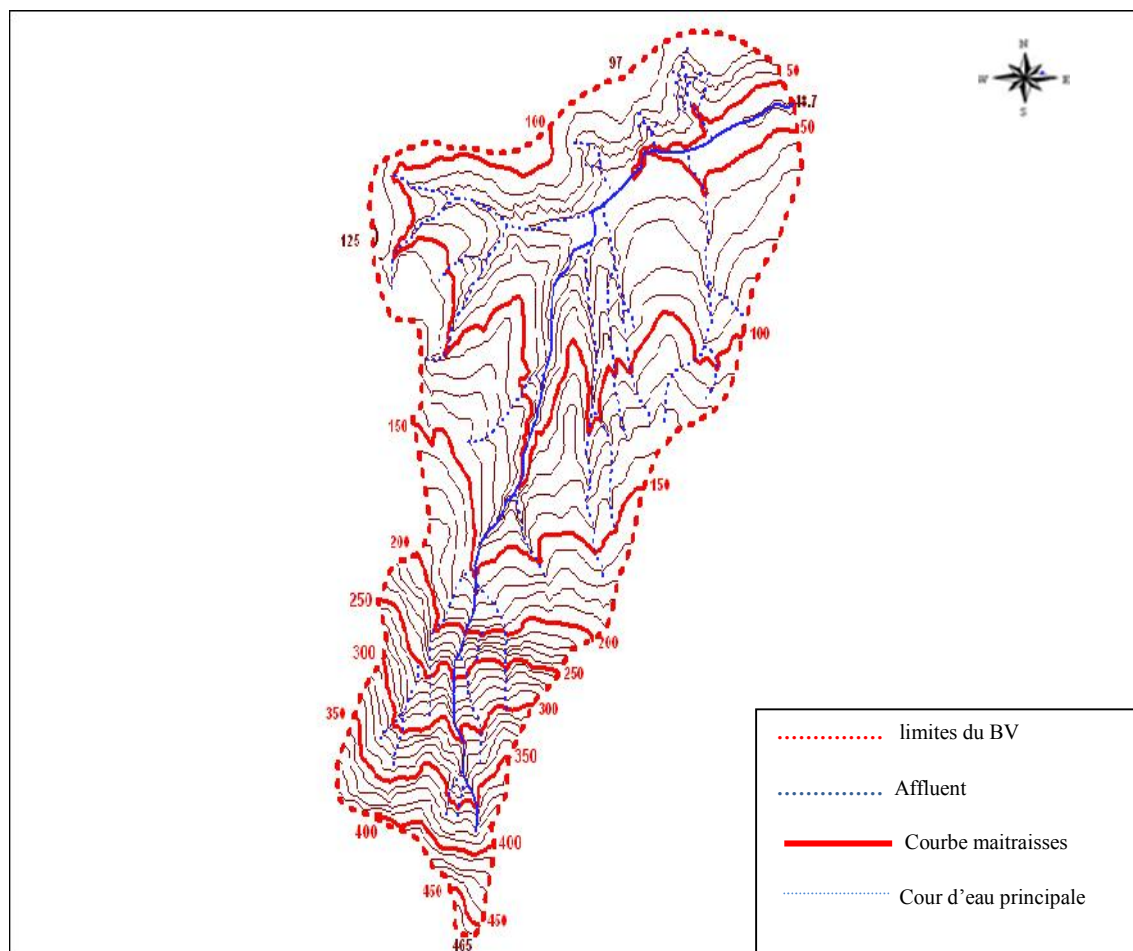


Figure. II.2. Plan altimétrique du bassin versant (échelle 1/25 000)

La couverture végétale est constituée d'une forêt et couvre le bassin versant le long du cours d'eau principal dans sa partie médiane, occupant à peu près les quinze pour cent (15%) de la superficie du bassin.

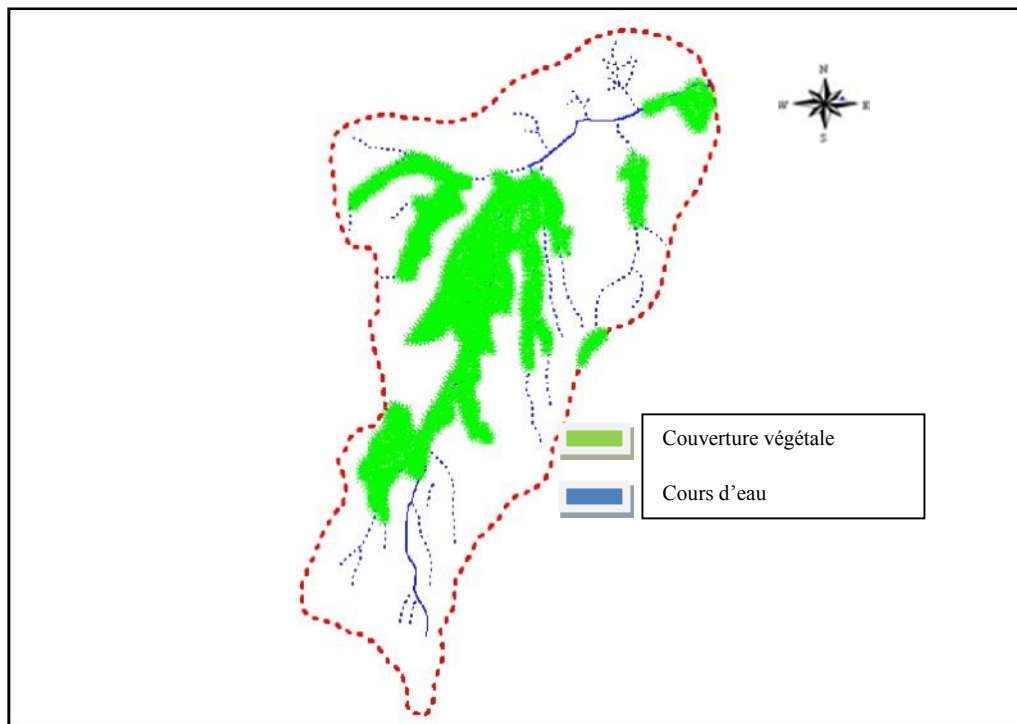


Figure. II.3. Couverture végétale du bassin versant (échelle 1/25 000)

II.4. Etude du bassin versant

Ce travail a été élaboré sur la carte topographique de Texanna, feuille NJ-31-IV- 8 EST à l'échelle 1/25. projections UTM fuseau 31.

II.4.1. Paramètres géométriques

- **Surface du bassin versant:**

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant a été donnée par planimétrie à Autocad et de : **$S=1,63\text{Km}^2$**

- **Périmètre du bassin versant:**

Le périmètre est obtenu par curvimétrage et il est de : **$P=5,58\text{Km}$**

- **Longueur du talweg principal:**

C'est le talweg le plus long, il est de : **$L=2.397\text{Km}$**

II.4.2 Paramètres de forme

- **Indice de compacité (GRAVELIUS) :**

Cet indice caractérise la forme du bassin versant (allongé ou ramassé).

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{II.1})$$

AN : $K_c = 1,22$

Selon la valeur de K_c qui pourra dire que notre bassin est compact.

- **Coefficient d'allongement :**

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$C_a = L^2 / S \quad (\text{II-2})$$

Ou :

L : la longueur du talweg principal.

S : la superficie du bassin versant.

AN: $C_a = 3.52$

- **Rectangle equivalent :**

C'est la transformation du bassin versant en un rectangle de longueur L et de largeur l en gardant la même surface, ceci permet la comparaison entre les bassins versant du point de vue influence de la forme sur l'écoulement. Ainsi que ces deux paramètres rentrent dans des formules par la suite.

La longueur est donnée par la formule:

$$L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[\sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} + 1 \right] \quad (\text{II-3})$$

La largeur est donnée par la formule:

$$l = \frac{P}{2} - L \quad (\text{II-4})$$

AN : $L = 1,95 \text{ Km}$ $l = 0,84 \text{ Km}$

II.4.3. Paramètres du relief

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures, etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques suivants :

II.4.3.1. La courbe hypsométrique

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

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

Les coordonnées de la courbe hypsométrique sont données dans le tableau II.1

Tableau II.1. Les coordonnées de la courbe hypsométrique

N°	Attitudes, m	Superficies partielles km ²	S%	Cumul des superficies km ²	$\sum S\%$
1	465				
2	450	0,005	0,307	0,005	0,31
3	400	0,0258	1,58	0,03	1,89
4	350	0,0733	4,50	0,10	6,39
5	300	0,0825	5,06	0,19	11,4
6	250	0,0775	4,75	0,26	16,2
7	200	0,0728	4,47	0,34	20,7
8	150	0,1646	10,1	0,50	30,8
9	100	0,4332	26,6	0,93	57,3
10	50	0,6472	39,7	1,58	97,0
11	38.5	0,0481	2,95	1,63	100

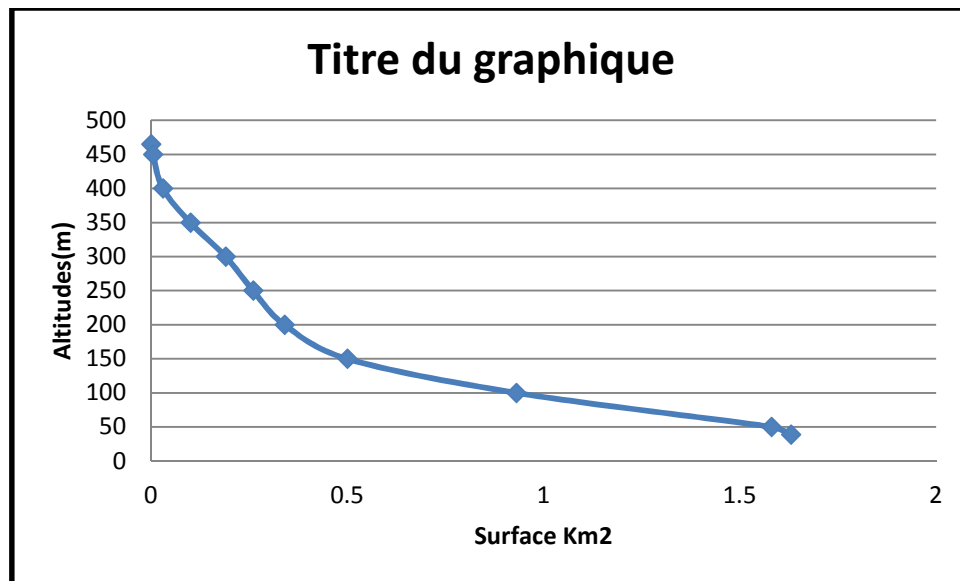


Figure. II.4. Distribution de la surface par l'altitude

La figure.5 représente la courbe hypsométrique qui caractérise la distribution de la surface cumulée en pourcentage par l'altitude.

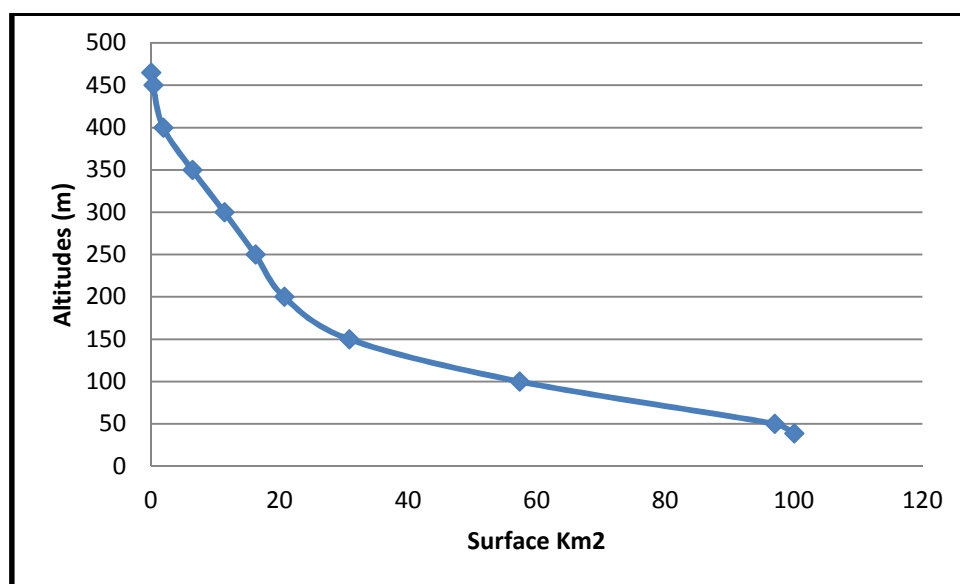


Figure. II.5. Courbe hypsométrique du bassin versant.

II.4.3.2. Les altitudes du bassin versant

La courbe hypsométrique permet de déterminer les altitudes suivantes :

- **Altitude maximale H max :** $H_{max} = 465 \text{ m}$
- **Altitude minimale H min :** $H_{min} = 38,5 \text{ m}$

Altitude Médiane: C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondante à la surface 50%.
 $H_{50\%} = 115 \text{ m}$

- **Altitude moyenne du bassin versant**

L'altitude moyenne du bassin est un indice important, reflétant l'influence de la zonalité climatique verticale, elle est déterminée par la somme du produit des surfaces partielles S_i comprises entre les courbes de niveau, et des altitudes moyennes correspondantes H_i . Le tableau II.2 contient les éléments de calcul.

Tableau II.2. Calculs de l'altitude moyenne

N°	Altitude m	Surfaces partielles km ²	H _{moyen}	H _j × S _j
1	465	-	-	-
2	450	0,005	457.5	2,29
3	400	0,0258	425	10,97
4	350	0,0733	375	27,49
5	300	0,0825	325	26,81
6	250	0,0775	275	21,31
7	200	0,0728	225	16,38
8	150	0,1646	175	28,81
9	100	0,4332	125	54,15
10	50	0,6472	75	48,54
11	38.5	0,0481	49.35	2,37
La somme				239,11

L'altitude moyenne du bassin versant est calculée par l'expression suivante :

$$H = \frac{\sum_{i=1}^{365} s_i h_i}{S} = 147 \text{ m} \quad (\text{II.5})$$

Où :

S_i : Superficie partielle mesurée entre les courbes de niveau

H_i : Altitude moyenne correspondante à la superficie partielle S_i

S : Superficie totale du bassin versant

Tableau II.3. Détermination des altitudes

Altitude	Valeur (m. NGA)
H moy	147
H50%	115
Hmax	465
Hmin	38,5
H95%	50
H5%	350

II.4.3.3. La pente moyenne du bassin versant

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de concentration T_c et influe directement sur le débit de pointe lors d'une averse.

La méthode proposée par Carlier et Leclerc (1964) consiste à calculer la moyenne Pondérée des pentes de toutes les surfaces élémentaires comprises entre deux altitudes données.

Une valeur approchée de la pente moyenne est alors donnée par la relation suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H.(0,5l_1 + l_2 + l_3 + + 0,5l_n)}{S} \quad (II.6)$$

Où :

I_m : pente moyenne [%]

l_i : longueur totale de courbes de niveau [km]

DH : équidistance entre deux courbes de niveau [m]

S : surface du bassin versant [km²]

AN : $I_m=307.51\%$

Tableau II.4. La pente moyenne du bassin versant

Altitude (m)	ΔH (m)	Longueur (km)
450	50	0.08
400		0.34
350		0.88
300		0.94
250		0.82
200		0.84
150		1.34
100		4.13
50		1.39

L'indice de pente moyenne est fort, donc on assistera à un écoulement rapide.

II.4.3.4. Indice des pentes

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin versant et de permettre des comparaisons et des classifications. Les indices de pente se déterminent à partir de la connaissance de la répartition hypsométrique sur le bassin.

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

Cet indice est déterminé par la formule suivante il sert à la classification du relief :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad (\text{II.7})$$

Où :

L : la longueur du rectangle équivalent ;

AN : **$I_g = 153.8 \text{ m/Km}$**

- **L'indice de pente I_p :**

Cet indice se calcule à partir du rectangle équivalent. Il est égal à la somme des racines carrées des pentes moyennes de chacun des éléments pondérés par la surface intéressée, soit :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})} \quad (\text{II.8})$$

Où :

I_p : indice de pente [%]

L : longueur du rectangle [m]

S_i : Surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau successives H_i et H_{i-1}

Tableau II.5. Les paramètres de calcul de l' I_p

Altitude	$H_i - H_{i-1}$ (m)	S (%)	$S_i (H_i - H_{i-1})$	$(S_i (H_i - H_{i-1}))^{0.5}$
465-450	15	0,307	4.605	2.15
450-400	50	1,58	79	8.89
400-350	50	4,50	225	15.00
350-300	50	5,06	253	15.91
300-250	50	4,75	237.5	15.41
250-200	50	4,47	223.5	14.95
200-150	50	10,1	505	22.47
150-100	50	26,6	1330	36.47
100-50	50	39,7	1985	44.55
50-38.5	11.5	2,95	33.925	5.82

AN : $I_p=4\%$

• **Indice de pente moyenne I_{pm}**

Cet indice est calculé selon la formule suivante :

$$I_{pm} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{\sqrt{S}} \quad (\text{II.9})$$

Ou :

$H_{\max}$: L'altitude maximale (m)

$H_{\min}$: L'altitude minimale (m)

S : la surface du bassin versant (km²)

AN : $I_{pm}=333.06\text{m/Km}$

II.4.3.5. Dénivelée spécifique

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tout bassin quelle que soit sa surface. Elle est donnée par la formule suivante :

$$D_s = I_g \sqrt{S} \quad (\text{II.10})$$

A.N : $D_s = 196.4 \text{ m}$

Tableau III.6. Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

Relief	Ds (m)
Très faible	<10
Faible	25
Assez faible	50
Modéré	100
Assez fort	250
Fort	500
Très fort	>500

On déduit d'après le tableau précédant que notre relief est Modéré.

II.5. Les caractéristiques hydrographiques

II.5.1. Le réseau hydrographique

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanent ou temporaires qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de forme, et selon la classification de SCHUM qui dit « **est d'ordre (x+1), tout tronçon de cours d'eau, forme par la réunion de deux cours d'eau d'ordre (x) »**.

Pour notre bassin versant, après avoir placé l'ordre de chaque cours d'eau on tombe sur un cours d'eau **d'ordre 4**

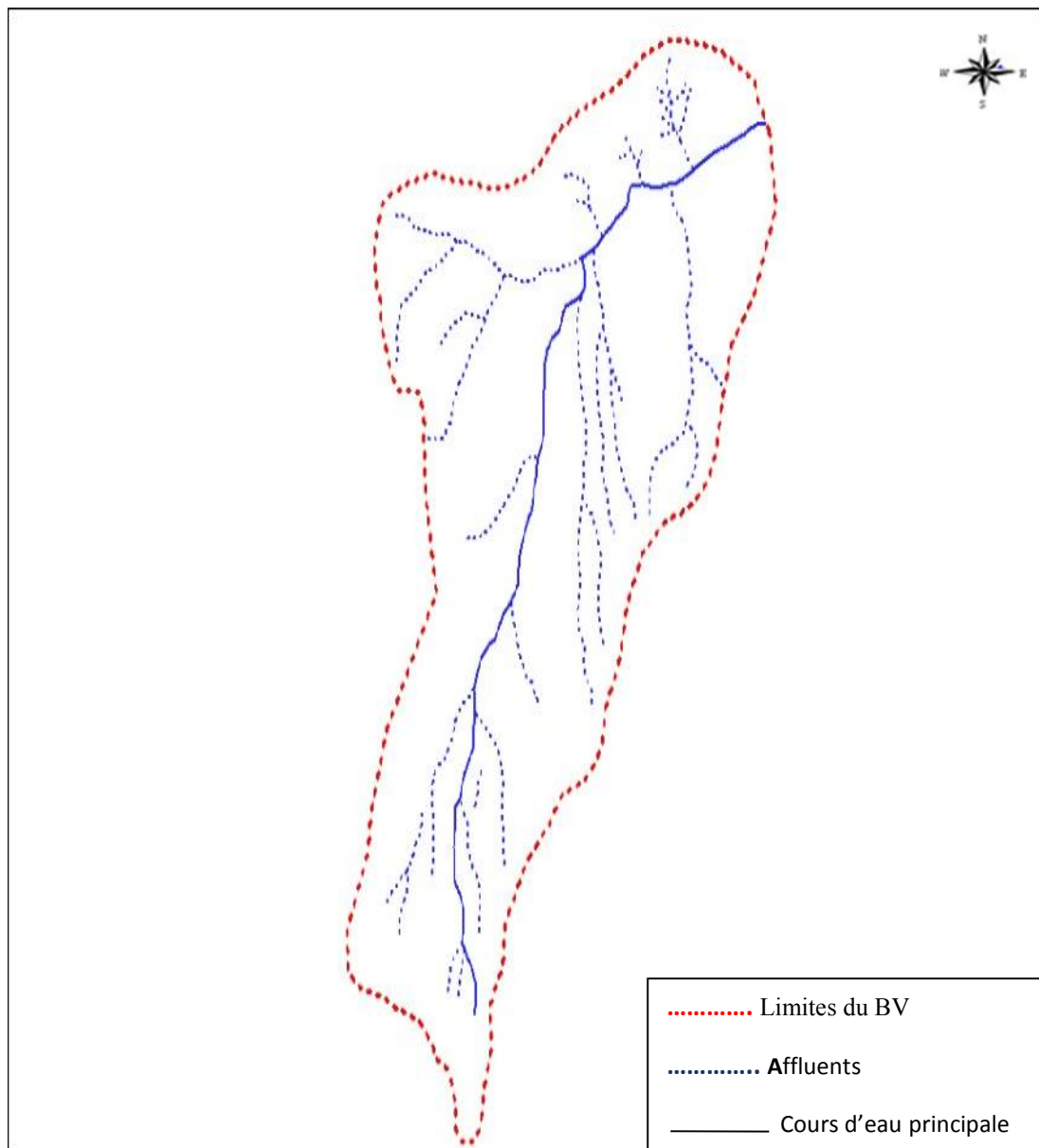


Figure II.6. Le réseau hydrographique(échelle 1/25 000)

- **Mesure de la longueur du thalweg principal :**

La longueur du thalweg principal est mesurée par curvimètre numérique et elle est égale à $l_{c.e}= 2.397$ km.

- **Détermination des profils en long :**

Le traitement cartographique a permis de tracer le profil en long du thalweg principal, dont l'extrémité en zone amont est située à l'altitude 375 mètres. La pente moyenne du thalweg est égale à 63.3 %.

La figure 7 présente le profil en long du thalweg principal et la variation de la pente longitudinale, qui est maximale en amont 290 % et douce en aval près de l'exutoire 33 %.

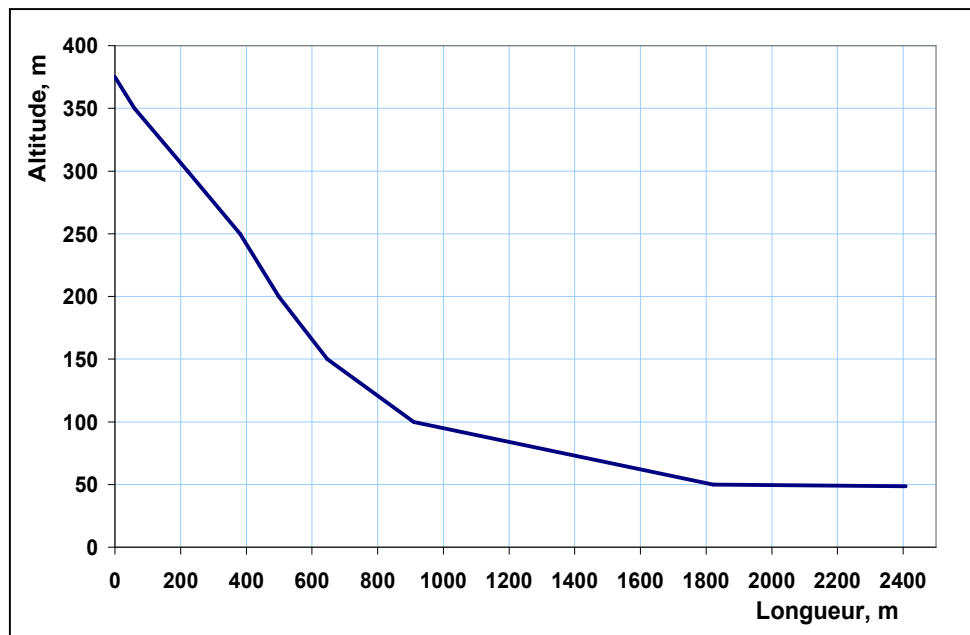


Figure II.7. Profil en long du thalweg principal.

Tableau II.7. Les données altimétriques pour déterminer la pente moyenne du thalweg.

N°	Altitude(m),	Dist Par(m)	Distance(m)	H _i - H _{min} (m)	H''moyen(m)	Ds(m)
1	375	0	0	326,3		
2	350	59,3	59,3	301,3	313,8	18608
3	300	162,5	221,8	251,3	276,3	44899
4	250	159,4	381,2	201,3	226,3	36072
5	200	117,7	498,9	151,3	176,3	20751
6	150	147,9	646,8	101,3	126,3	18680
7	100	263,4	910,2	51,3	76,3	20097
8	50	911,1	1821,3	1,3	26,3	23962
9	38.5	586	2407,3	0	0,65	381
La somme						183450

La pente moyenne est exprimée par la relation suivante:

$$I = \frac{H}{L_{c.e}} \quad \text{‰}.$$

Où:

I: pente moyenne du thalweg principal, en ‰.

$L_{c.ep}$: longueur du thalweg principal, en m.

$$H' = \frac{2 \sum \Delta s_i}{L_{c.e}} : \text{Hauteur du triangle équivalent, en m.}$$

$\sum \Delta s_i$ - surface au dessus du profil.

Dans notre cas, la pente moyenne est égale à **63.3 ‰**.

• La densité de drainage

La densité de drainage, introduite par Horton, elle dépend de la géologie et des caractéristiques topographiques du bassin versant. Elle est donnée par la formule suivante :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} L_i}{S} \quad (\text{II.11})$$

Où :

D_d : densité de drainage [km/km^2]

L_i : la somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i [km]

S : surface du bassin versant [km^2].

A.N : $D_d = \frac{8.65}{1.63} = 5.30 \text{ km}/\text{km}^2$

• La densité hydrographique :

Représente le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface.

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{S} \quad (\text{II.12})$$

Où :

F : densité hydrographique [km^{-2}]

N_i : nombre de cours d'eau d'ordre i .

A.N : **F=2.83 talweg / km²**

- **Le coefficient de torrentialité « C_t » :** est calculé à l'aide de l'équation :

$$C_t = D_d \cdot F \quad (II.13)$$

Où :

D_d : Densité de drainage km/km²

F : Densité hydrographique.

A.N : **C_t = 5.38**

- **Le temps de concentration t_c :**

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

Les méthodes et les formules utilisées reflètent un caractère régional, traduit par des paramètres propres à la région dans laquelle sont développées ces formules. Normalement on donne la priorité à celle qui nous semble applicable, élaborées dans les conditions physico-géographiques analogues à celles de la partie Nord de l'Algérie.

➤ **Formule de GIANDOTTI :**

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \quad (II.14)$$

Où :

S : Surface du bassin versant en [Km²]

L : longueur du talweg principale en [Km].

A.N : **T_c = 1heures**

- **Vitesse moyenne de ruissellement :**

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{T_c} \quad (II.15)$$

Où :

L : Longueur de talweg principal en [Km]

T_c : temps de concentration en [heure].

A.N : **V_R = 2.3 km/h**

Tableau II.8. Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

DESIGNATION		SYMBOLE	UNITES	VALEUR
Superficie		S	Km ²	1.63
Périmètre		P	Km	5.58
Longueur du thalweg principal		L	Km	2.397
Pente du thalweg principal		I	%	63.3 ‰
Indice de compacité		K _G	-	1.22
Coefficient d'allongement		Ca	-	3.52
Rectangle équivalent	longueur	L _r	Km	1.95
	largeur	I _r	Km	0.84
Altitudes	maximale	H _{max}	M	465
	moyenne	H _{moy}	M	147
	médiane	H _{med}	M	115
	minimale	H _{min}	M	38.5
Pente moyenne de B.V		I _m	%	307.51
Indice de pente globale		I _g	m/Km	153.8
Indice de pente de M Roche		I _r	%	4
Suite tableau II.8				
Dénivelée spécifique		D _s	M	196.4
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	5.30
Coefficient de torrentialité		C _t	-	5.38
Temps de concentration		T _c	H	1
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	2.3

II.6. Caractéristiques climatique du bassin versant

Les caractéristiques climatologiques de la zone d'étude sont estimées par les données disponibles à des stations climatologiques avoisinantes.

- **Température :**

Les caractéristiques climatiques de la région du bassin versant ne sont enregistrées qu'aux stations de « El Milia ». Les répartitions mensuelles des températures enregistrées à cette station se présentent comme suit :

Tableau II.9. Répartition mensuelle de la température.

mois	Sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	jun	jui	Aou
Tmoy	24	20	16	13	11	12	14	16	19	22	25	26
Tmin	19	15	11	9	7	8	9	11	14	17	19	20
Tmax	29	25	20	17	15	16	18	21	24	28	31	32

Source l'ONM ALGER

La température moyenne de la région est de 18°C.

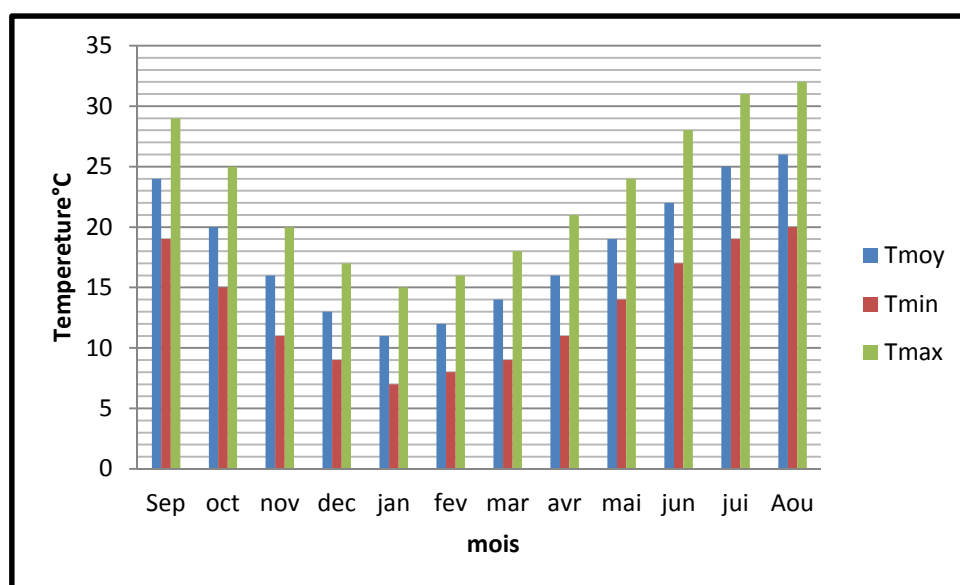


Figure II.8. La répartition mensuelle des températures

- **Evaporation moyenne annuelle :**

La valeur de l'évaporation potentielle moyenne annuelle est tirée de la carte élaborée par l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques. Le bassin versant est traversé par la courbe correspondant à la valeur 1250 mm/an.

Le tableau ci-dessous fournit l'évaporation mensuelle moyenne en mm.

Tableau II.10. Répartition mensuelle de l'évaporation.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
E (%)	10.6	3.5	3.3	2.2	2.3	3.3	5.8	8.8	12.4	15.3	16.9	15.7
E(mm)	132,5	43,8	41,2	27,5	28,8	41,2	72,5	110	155	191	212	196

L'évaporation totale annuelle est de 1250 mm/an.

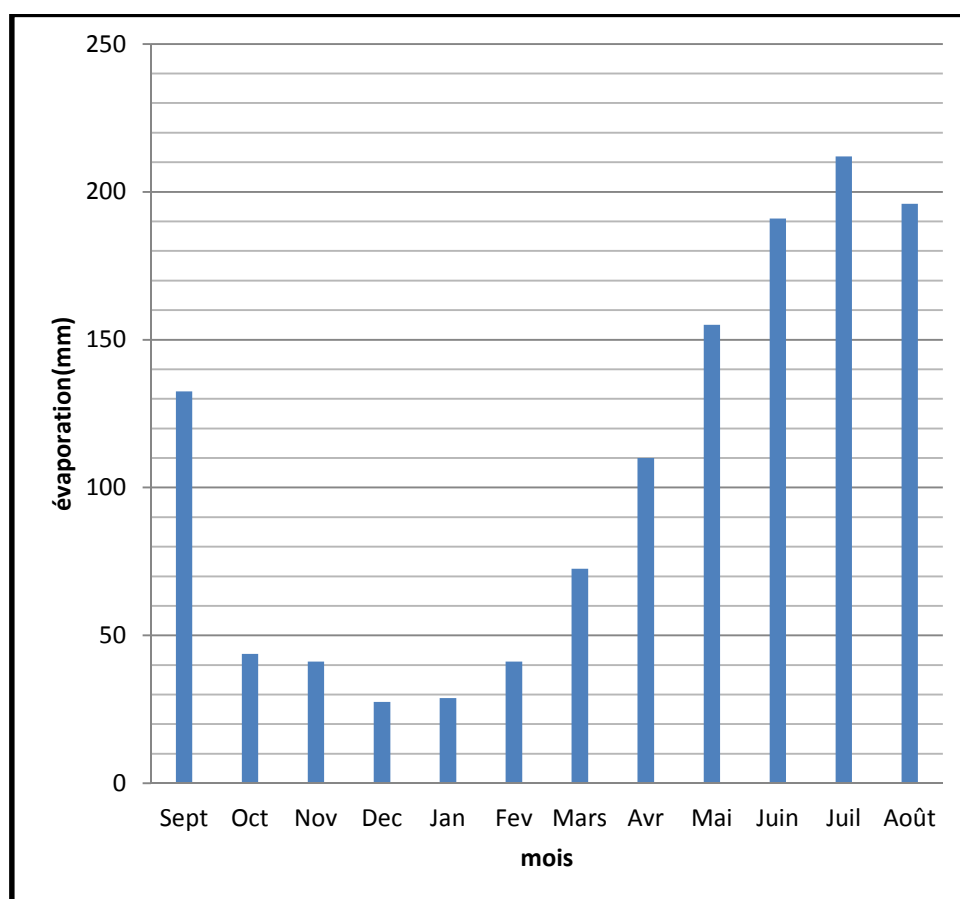


Figure II.10. Répartition mensuelle de l'évaporation

- **Humidité relative:**

L'humidité relative est évaluée à partir de la station de cap Bougaroun, le tableau ci-dessous fournit les valeurs moyennes.

Tableau II.11. Répartition mensuelle de l'humidité relative

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
Hum(%)	64	68	69	71	71	69	67	62	63	62	58	59

La valeur de l'humidité moyenne annuelle est de l'ordre de 65.25%.

- **Vitesse du vent:**

Les vents sont de direction dominante Nord-Sud et Sud-Est, d'une vitesse faible de l'ordre de 1,1m/s à 3,9m/s.

- **pluviométrie**

Le bassin de l'Oued Elhammoul ne dispose d'aucune information hydrologique. Et l'absence de toute mesure il est difficile pour nous de prétendre fournir des valeurs précises des paramètres suscités.

Dans notre cas nous utilisons la station de TAHER (code 03 03 01) étant donné sa proximité du bassin versant étudié et présente une longue série d'observation. Et qui présente une série s'étalant de 1973 à 2007(ANNEXE I)

- **Précipitations Moyennes annuelles**

Les précipitations moyennes annuelles P_a représentent la caractéristique climatique capitale de la localité et elles sont exprimées sous forme de lame de pluie.

D'après la Carte Pluviométrique de l'Algérie du Nord élaborée par l'A.R.N.H. qui donne une valeur approximative égale à 1000 mm.

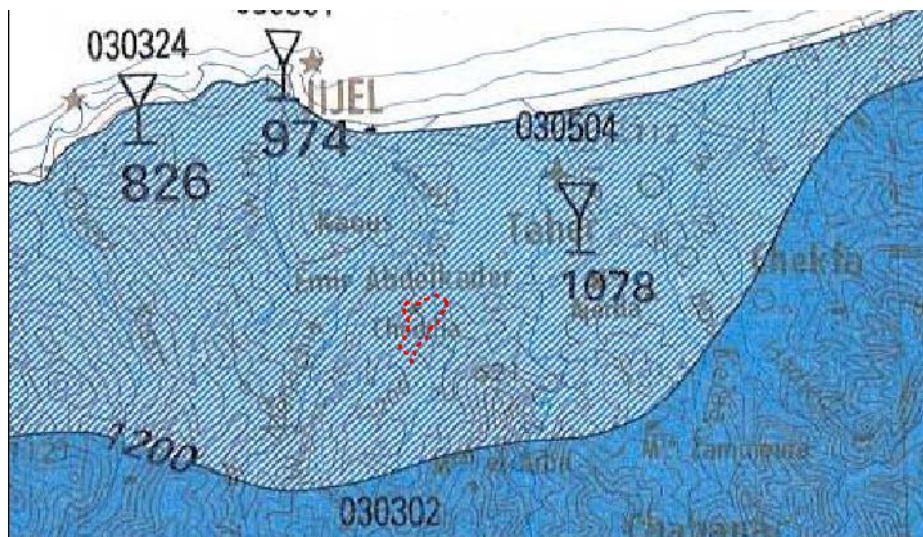


Figure II.11. La pluie moyenne tirée de la carte de l'ANRH

La répartition mensuelle des précipitations moyennes est conforme à la répartition climatique de la région, qui est caractérisée par une saison pluvieuse durant les mois octobre, novembre, décembre, janvier, février, mars et avril quand la pluie moyenne est supérieure à la moyenne et une saison sèche qui dure du mois du mai au mois de septembre, quand la pluie mensuelle est inférieure à la moyenne.

Tableau II.12. Répartition mensuelles des pluies en % de la région

Mois	sept	oct	nov	dec	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juil	août
P%	12,8	9,7	15,2	15,7	10,6	6,3	12,8	9,4	5	0,9	0,5	1,1

Source l'ANRH ALGER

Les précipitations mensuelles sont présentées dans le tableau II.13.

Tableau II.13. Pluies moyennes mensuelles

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	An
P%	128	97	152	157	106	63	128	94	50	9	5	11	100

Source l'ANRH ALGER

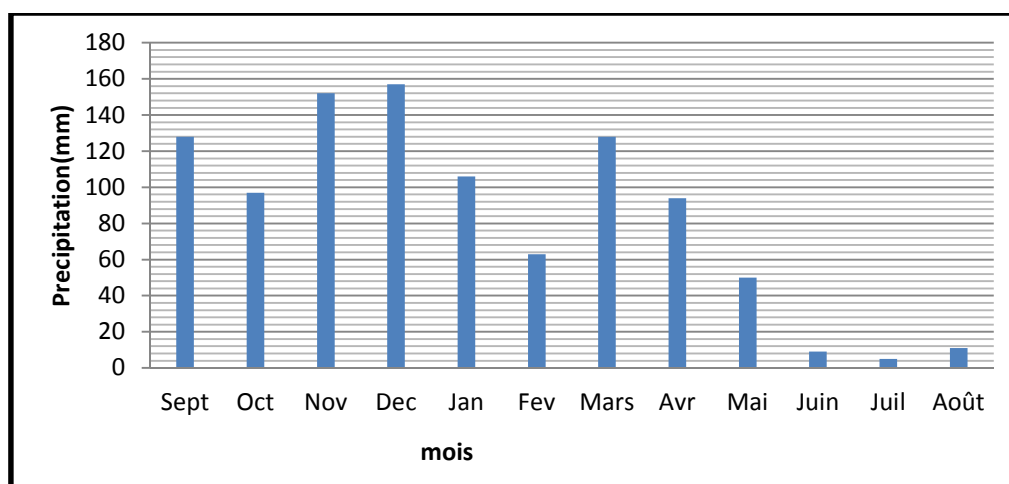


Figure II.12. Les pluies moyennes mensuelles en mm(ANRH ALGER)

II.7. Étude des précipitations

L'étude des précipitations consistera à la détermination du débit moyen du Bassin versant. En outre, on déterminera les pluies fréquentielles de différentes périodes de retour, en passant par l'ajustement de la série aux différentes lois statistiques (Galton, Gumbel) et le choix de la loi adéquate. Ensuite, on déterminera les pluies de courtes durées.

II.7.1. Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toute fois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

II.7.1.1. Ajustement des pluies maximales journalières

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel (doublement exponentielle), Galton (log normale) à l'aide de logiciel «HYFRAN », avec une comparaison des graphes des droites de régression obtenues par les deux lois d'ajustement.

Les caractéristiques des échantillons, les tests d'adéquation des lois ainsi que l'homogénéité sont déduits directement du logiciel.

- **Ajustement à la loi doublement exponentielle (loi de Gumbel) :**

La fonction de répartition de la loi Gumbel pour des fréquences au dépassement est la suivante:

$$F(X) = e^{-e^{\frac{x-a}{b}}} \quad (\text{II.16})$$

Où :

b : paramètre d'échelle (gradex).

a : le paramètre de position (mode).

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

$$X = \frac{1}{b} \mu_g + a$$

Où :

Variable réduite de Gumbel : $\mu_g = -[\ln (-\ln (F(x)))]$;

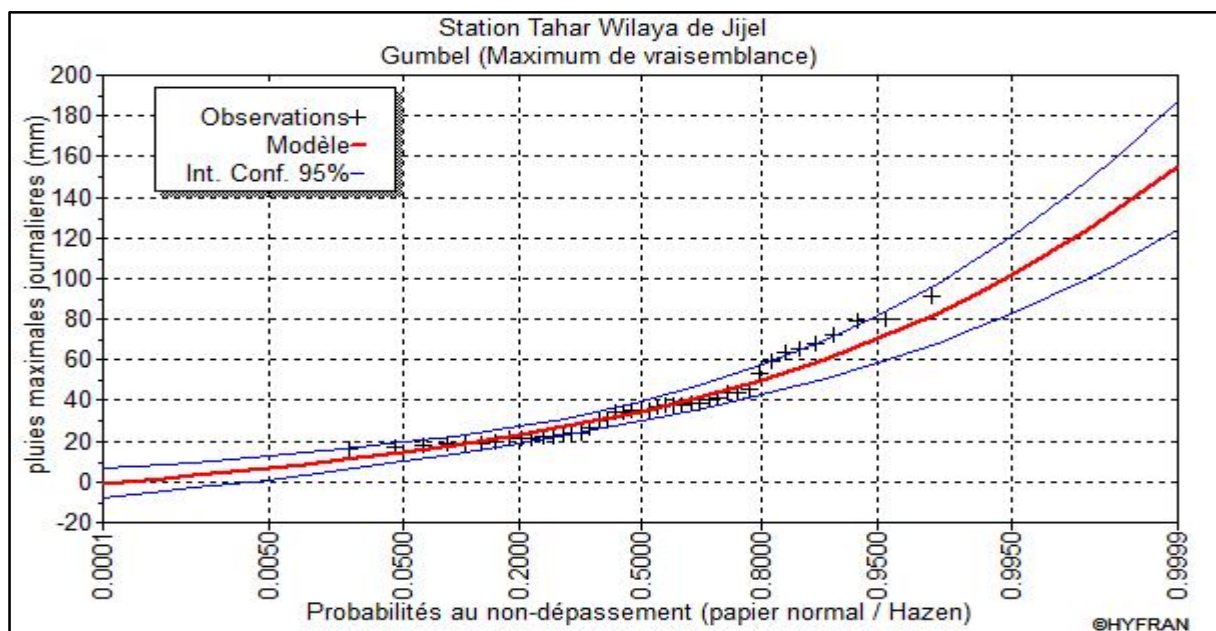


Figure .II.13. Ajustement à la loi de Gumbel

- **Ajustement à la loi Log normale (loi de GALTON) :**

Elle résulte de la loi normale mais rendus dissymétrique par le changement de variables, sa fonction de répartition pour des fréquences au non dépassement est la suivante :

$$F(X) = \int_{-\infty}^{\mu} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{\mu^2}{2}} . d\mu \quad (\text{II.18})$$

La fonction de densité :

$$f(x) = \frac{1}{b(x-c)\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2b^2}(\ln(x-c)-a)^2} \quad (II.19)$$

Où :

a : Paramètre de position = μ_y

b : paramètre de forme = σ_y $y = \ln(x-c)$

c : borne inférieure de la distribution on prend $c = 0$.

L'équation de la droite d'ajustement reportée sur le papier Gausso -logarithmique est donnée par :

$$X = \exp(a + b\mu) \quad (II.20)$$

μ : Variable normale centrée réduite de la table GAUSS.

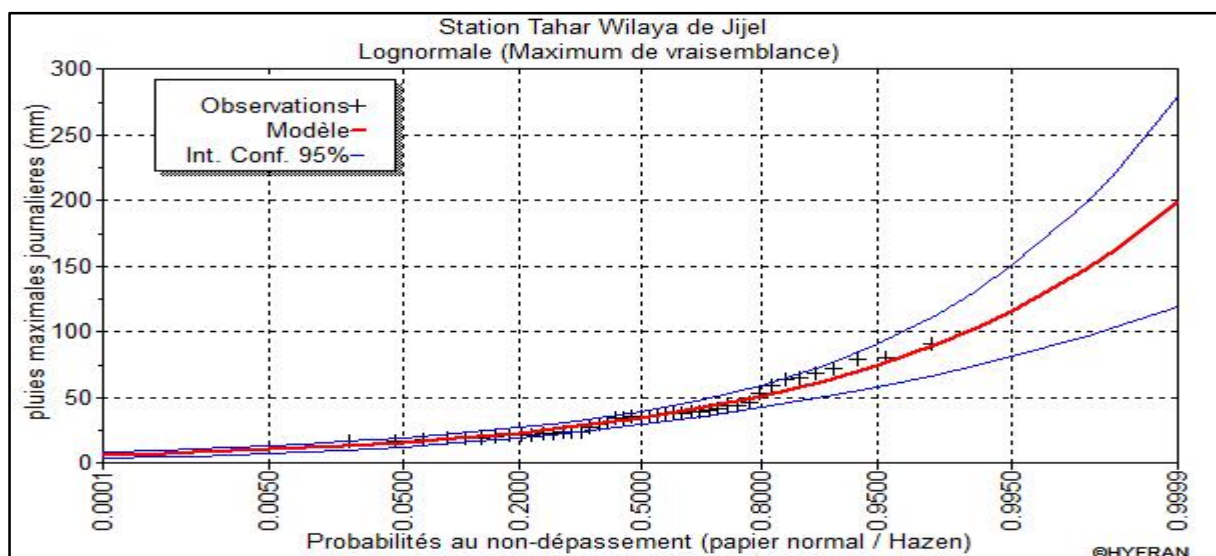


Figure. II.14. Ajustement à la loi log normale

❖ Test d'adéquation pour les deux lois :

On a choisi comme test d'adéquation de l'ajustement celui de Khi 2, qui est utilisé pour un seuil de signification $\alpha = 5\%$ et un nombre de degré de liberté $\gamma = (K - 1 - m)$,

Avec :

K : nombre de classe;

m : nombre de paramètre de la loi.

$$\chi^2_{\text{cal}} = \sum_1^k \frac{(n_i - u_i)^2}{u_i} \quad (\text{II.21})$$

Où :

n_i : nombre d'observation contenues dans la classe i

u_i : nombre d'observation théoriques calculées dans la classe i avec $u > 5$

χ^2 : variable aléatoire calculée.

On pose les deux hypothèses suivantes :

H_0 : L'échantillon provient de la loi choisie

H_1 : L'échantillon ne provient pas de la loi choisie.

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 % si $\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$.

Ou :

$\chi^2_{\text{théorique}}$ est tiré de la table de χ^2 en fonction de γ et $\alpha = 5\%$.

Le tableau suivant donne les paramètres de test χ^2

Tableau II.14. Paramètres de test de χ^2

La loi choisie	Degré de liberté γ	$\chi^2_{\text{calculé}}$	$\chi^2_{\text{théorique}}$
Log normale	5	9.11	9.24
Gumbel	5	5.91	6.064

Conclusion

D'après les résultats d'ajustement représenté par des courbes et des tableaux on conclut que la pluie maximale journalière suit la loi de GALTON (Log – normal).

Visuellement la série s'ajuste mieux à la loi de log normale et elle a moins de paramètres donc on a choisi la loi log normale.

II.7.1.2. Résultats d'ajustement à la loi choisie (log-normale)

Les paramètres de la loi log-Normale sont représentés dans le tableau suivant :

Nombre d'observations: $n = 35$

Quantiles : $q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement) $T = 1/(1-q)$ (période de retour)

Tableau. II.15. Caractéristiques de la série pluviométrique

Paramètres	Caractéristiques de la série
Minimum	39
Maximum	154
Moyenne	68.6
Ecart-type	22.9
Médiane	66.0
Coefficient de variation (Cv)	0.333
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.89

Le tableau au-dessous récapitule les quantiles pour différentes période de retour suit à l'ajustement de la série à la loi de log normal.

Tableau II.16. Les précipitations des différentes fréquences

Période de retour (ans)	Probabilité q	Précipitation mm	Ecart-type	Intervalle de confiance $q = 95\%$
1000.0	0.9990	161	19.3	123– 199
100.0	0.9900	129	12.4	105- 153
50.0	0.9800	119	10.5	98.8 – 140
10.0	0.9000	95.3	6.37	82.8 – 108

II.7.2. Pluies de courte durée I.D.F (courbes : Intensité _ Durée _ Fréquence)

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

$$P_{\max,t,p\%} = P_{\max,j,p\%} (t/24)^b \quad (\text{II.22})$$

Ou :

$P_{\max,t,p\%}$: Pluie d'une courte durée (t) pour une fréquence voulue (mm).

$P_{\max,j,p\%}$: Pluie maximale journalière pour la même fréquence (mm).

t : durée de la pluie (heures).

b : Exposant climatique (pour notre région est de 0.5).

Intensité des pluies est donnée par la formule suivante :

$$I_0 = P_{\max,t,p\%} / t \quad (\text{II.23})$$

Les résultats de calcul de la pluie $P_{\max,t,p\%}$ et l'intensité I_0 sont représentées dans (L'ANNEXE II)

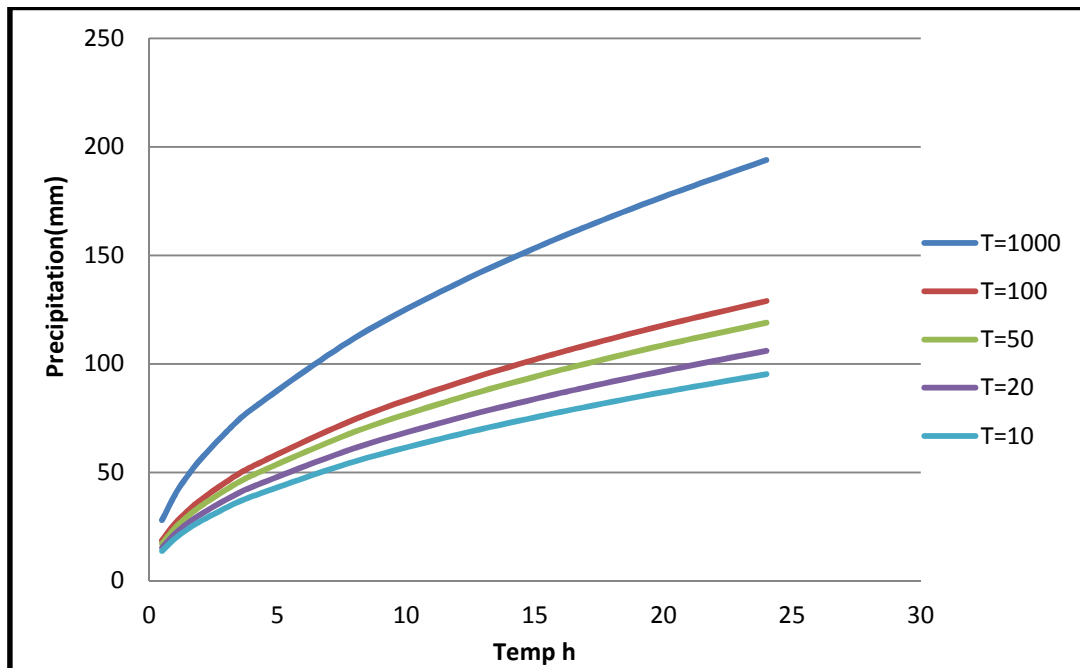


Figure II.15. Pluies de Courte durée

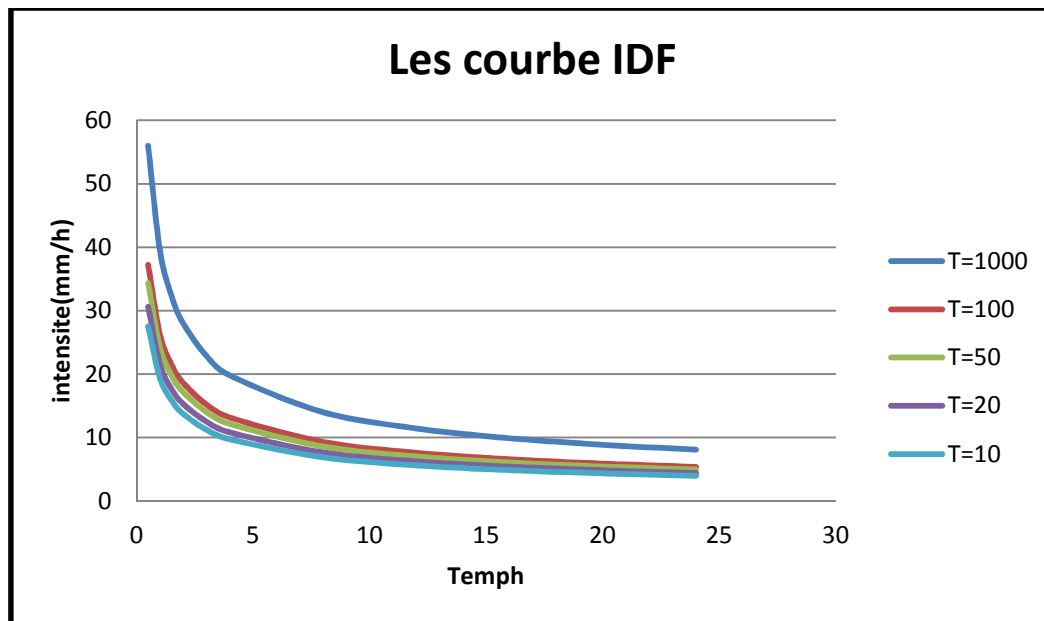


Figure II.16. Intensité –Durée –Fréquence

II.8. Évaluation des apports liquides

II.8.1. Estimation de l'Ecoulement Moyen Interannuel (E.M.I.)

Le manque de longues séries d'observations hydrologiques suffisamment longue ($n > 30$) au niveau des bassins limitrophes nous conduit à utiliser certaines méthodes et formules empiriques pour l'estimation de l'Ecoulement Moyen Interannuel.

a) Formule de l'ANRH

$$A_0 = 0.915 \cdot P^{2.684} \cdot S^{0.84} \quad (\text{II.24})$$

Ou:

S : Surface du bassin versant en [km²].

Le : Lamme d'eau écoulee en [mm].

b) Formule de Samie :

$$Le = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2.2 \sqrt{S}) \quad (\text{II.25})$$

Avec :

$$A_0 = Le \cdot S.$$

Ou :

P_{moy} : Pluie moyenne en [m].

S : Surface du bassin versant en [km²].

L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].

c) Formule de Maillet et Gauthier :

$$L_e = 0.6 P_{moy} (1 - 10^{-0.36 P_{moy}}) \quad (II.26)$$

Ou :

P : Pluie moyenne annuelle en(m).

L_e : lame d'eau écoulée en (m).

d) Formule de TURC :

$$L_e = P_{moy} \frac{P_{moy}}{\sqrt{0.9 + \frac{P_{moy}^2}{L^2}}} \quad (II.27)$$

Où:

$$L = 300 + 25T + 0.05T^3.$$

$T = 18^\circ\text{C}$: Température moyenne annuelle en °C.

L : Coefficient qui dépend de la température.

e) Formule de Coutagne :

$$D = P_{moy} - m P_{moy} \quad (II.28)$$

Ou :

$$m = 1 / (0.8 + 0.14T).$$

D : déficit d'écoulement.

P_{moy} : précipitation moyenne (mm).

T : Température moyenne en °

Avec : $L_e = P_{moy} - D$

Commentaire :

Les valeurs obtenues par les différentes formules sont présentées dans le tableau 9. On constate que les valeurs obtenues varient de 83.0 mm à 338mm, car certaines formules ne tiennent pas compte de la variabilité climatique des facteurs générateurs de l'écoulement. Alors que l'approche méthodique de Turc est vérifiée sur la base des données hydro-pluviométriques de la partie Nord de l'Algérie. C'est la raison pour laquelle on adopte la valeur 241 mm.

Tableau II.17. Récapitulatif des apports

Formule de	Samie	M. et G.	ANRH	Turc	Coutagne
Le (mm)	290	338	98.20	241	83.0
A₀(Mm³)	0.472	0.551	0.16	0.393	0.135

II.8.1.1. Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen

D'après le schéma de répartition mensuelle de la pluviométrie exprimé en pourcentage, sa transformation en schéma de répartition mensuelle des apports, s'effectue en faisant le produit du(%) pluviométrique de chaque mois par l'apport annuel retenu, le tableau ci-dessous résume les apports mensuels.

Tableau II.17. Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel

Mois	sept	oct	nov	dec	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juil	août
Pluies %	12,8	9,7	15,2	15,7	10,6	6,3	12,8	9,4	5	0,9	0,5	1,1
Apport M m3	0.05	0.038	0.059	0.062	0.041	0.025	0.050	0.037	0.019	0.004	0.002	0.004

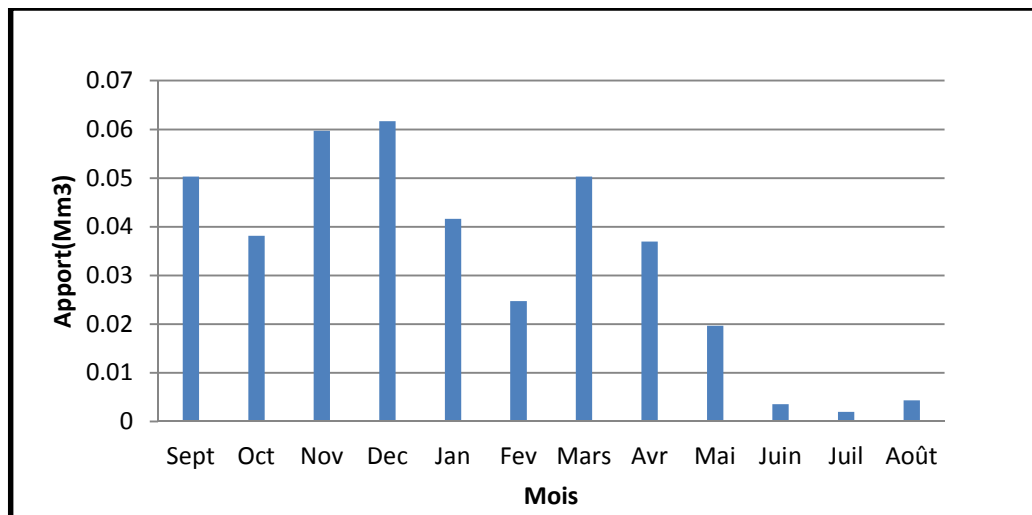


Figure II.17. Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel

II.8.1.2. Caractéristiques de l'écoulement

Tableau II.17. Caractéristiques de l'écoulement

Paramètre	Relations	Unité	Valeur
Module de l'écoulement	$Me = Amoy / T$	L /s	12.36
Module de l'écoulement relatif (spécifique)	$M0 = Me / S$	l/s/Km2	7.58
Lame d'eau écoulée	$Le = Amoy / SBV$	mm	241
Coefficient de l'écoulement	$Ce = Le / Pmoy$	/	0.24

Avec :

S_{BV} : Superficie du bassin ($S=1.63\text{Km}^2$).

$Amoy$: Apport moyen annuel = 0.393 Mm3

T : Temps d'une année en secondes $T = 31,536.106 \text{ s}$

II.8.2. Estimation fréquentielle des apports

Pour le dimensionnement de notre retenue, une étude des apports fréquentiels paraît nécessaire. Pour cela, il faut tout d'abord calculer le coefficient de variation.

- **Apports fréquentiels :**

Pour le calcul des apports fréquentiels, on utilise la loi Galton ou la loi log-normal

$$A\% = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}} \quad (\text{II.29})$$

Où :

$A\%$: Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss tiré de la table de Foster pour $C_s = 2.C_v$.

A_0 : Apport moyen annuel (Hm^3).

C_v : Coefficient de variation.

Pour la détermination du coefficient de variation C_v des apports annuels du notre retenue, on a utilisé des formules empiriques, à savoir

Tableau II.18. Coefficient de variation C_v

Formules	Relations	Valeurs obtenir
Formule Algérienne de N.N PADOUN	$C_v = 0.93 K / M_0^{0.23}$	0.38
Formule de KRISTEKLY MENKEL	$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_0^{0.27})$	0.46
Formule de SOKOLOVSKY	$C_v = 0,78 - 0,29 \log M_0 - 0,063 \log (S+1)$	0.49
D'OURKGUIPROVODKHOZ	$C_v = 0,7 / M_0^{0.125}$	0.54

Ou :

K : coefficient de réduction $K = [0.25-1.00]$ on prend $K=0.65$.

M_0 : module spécifique du bassin versant en (l/s/km^2).

La valeur du coefficient de variation tirée de l'étude pluviométrique générale de L'ANRH, pour le centre de gravité hydrologique du bassin versant et de 0.394 donc on opte pour la formule Algérienne de N.N PADOUN pour des rivières a écoulement temporaires, car elle nous donne une valeur de coefficient de variation plus proche a celle qui donner par cette étude donc : $C_v = \mathbf{0.38}$.

On aura :

$$A_{\%} = 0.37 e^{\mu 0.37} \quad (\text{II.30})$$

Les apports liquides de différentes fréquences sont portés dans le tableau :

Tableau II.19. Les apports de différentes fréquences

Période de retour	5/4	10	20	50
Fréquence P (%)	80	10	5	2
variable de Gauss	-0.85	1.23	0.84	-0.225
Apport (Mm3)	0.27	0.58	0.50	0.340

- Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% :

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

On a : $A_{80\%} = 0.27 \text{ Mm3}$ (Remplissage garanti de 8 années sur 10)

Tableau II.20. Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel de fréquence 80%

Mois	sept	oct	nov	dec	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juil	aoû
Pluies%	12,8	9,7	15,2	15,7	10,6	6,3	12,8	9,4	5	0,9	0,5	1,1
$A_{80\%}$ (Mm3)	0.0345	0.026	0.041	0.042	0.029	0.017	0.035	0.025	0.014	0.002	0.0014	0.003

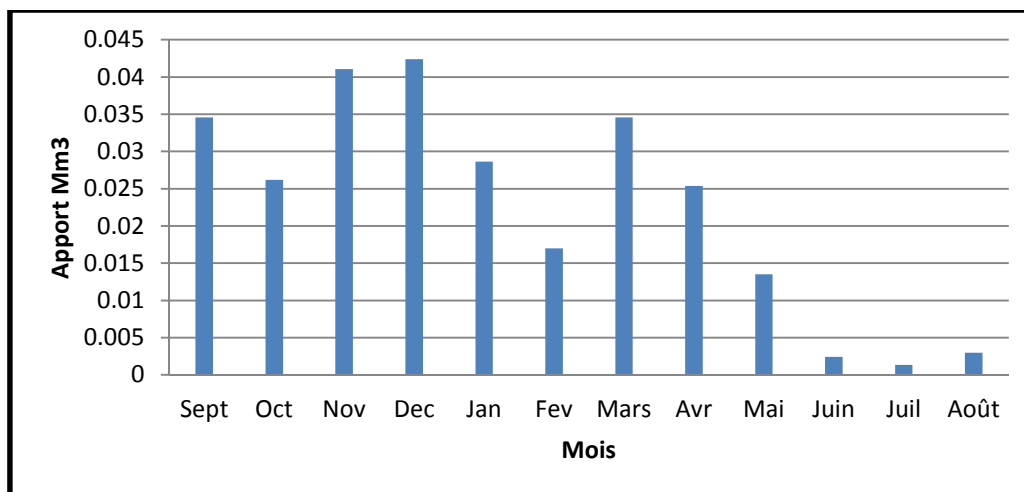


Figure II.18. Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen de fréquence 80%

II.9. Estimation de l'écoulement solide

Le transport solide est l'une des questions hydrologiques les moins étudiées. L'absence de données sur le transport solide nous ramène à accepter toute formule empirique qui donne un ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide.

L'étude de l'envasement de la retenue aura pour but principal la fixation de son volume mort et, par conséquence, la fixation de son Niveau Minimal d'Exploitation.

Le volume de sédiments qui s'accumulera dans la retenue pendant sa vie utile sera évaluée moyennant les deux formules empiriques de Tixeront et Fournier.

Tableau II.18. Calcul du volume mort

Méthode	formule	Volume mort	Taux d'abrasion	Volume mort
Fournier	$E_s = \frac{1}{36} \left(\frac{P_{m2}}{Pa} \right)^{2.65} \left(\frac{H^2}{s} \right)^{0.46}$	$V_m = \frac{E_s \cdot T \cdot S}{\square_s}$	6049t/Km ² /an	123248.4 m ³
Tixeront	$T_s = \square \cdot L_0^{0.15}$	$V_m = (1.05 \div 1.10) Q_s T / \square_s$	796.8t/Km ² /an	17858.28 m ³

Avec :

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

P_m : pluie mensuelle du moins le plus pluvieux ($P_m = 157 \text{ mm}$).

P_a : pluie moyenne annuelle ($P_a = 1000 \text{ mm}$).

$H = 45\%$ ($H_{\max} - H_{\min}$) ($H = 189.7 \text{ m}$).

T_s : le transport solide en ($t/Km^2/an$).

L_0 : la lame d'eau écoulée en (mm).

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, $\alpha = 350$ (sol faible a moyenne perméable)

Tableau II.19. Valeur de α en fonction de la perméabilité

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

Pour la retenue collinaire de l'Emir Abd Elkader, nous choisissons la valeur calculée par la formule de Tixeront. Le volume mort est donc $V_m = 17858.28 \text{ m}^3$.

II.10. Etude des crues

A priori, les méthodes de calcul des crues de projet ne diffèrent ni selon la taille des ouvrages, ni même selon celle des bassins versants, du moins en dessous de quelques centaines de Km^2 . Mais en pratique, il y a deux spécificités importantes pour les petits et moyens barrages :

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter.

Les paramètres définissant une crue sont :

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

- Le temps de base

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul :

II.10.1. Détermination de la crue par formules empiriques

II.10.1.1. Estimation de débit de crue par les formules empiriques

- **Formule de MALLET-GAUTHIER :**

On a:

$$Q_{maxp\%} = 2K \log(1 + A \cdot P_{moy}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + \log T - \log S} \quad (II.31)$$

Où :

$Q_{maxp\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s).

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

S : Superficie du bassin versant km².

L : Longueur du talweg principal km.

A : Paramètre du bassin varie entre 20 et 30 [$A = 25$].

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : K (1-3).

On prend $K = 1$.

T : Période de retour (an).

- **Formule de SOKOLOVSKY :**

On a :

$$Q_{maxp\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{ct} - H_0) \cdot \alpha_{p\%} \cdot F \cdot S}{T_m} \quad (II.32)$$

$T_m = T_c$ (pour les petits bassins versants), avec T_c est le temps de concentration du bassin versant (heures).

H_0 : pertes initiales en mm. $H_0 = 7$ mm.

$\alpha_{p\%}$: coefficient de ruissellement de la crue probable pour une période donnée.

$$\alpha p\% = \frac{\sqrt{P\%} - \sqrt{H0}}{\sqrt{P\%} + \sqrt{H0}} \quad (\text{II.33})$$

F : le coefficient de la forme de la crue et être calculé par la formule :

$$F = \frac{12}{4 + 3\gamma} \quad (\text{II.34})$$

Tableau II.20. Valeur de γ en fonction de bassin versant

Caractéristique du B.V	γ
Surface du B.V compris entre 1 et 50 km ²	$\gamma = 2$
Pour un bassin boisé avec un sol peut perméable	$2 \leq \gamma \leq 2.5$
Pour un bassin boisé perméable	$3 \leq \gamma \leq 4$

On prend : $\gamma = 2$ D'où : $F = 1.2$

S : Superficie du bassin (Km²).

T_m : temps de monté T_m = T_c = 1h.

- **Formule de TURRAZA:**

On a:

$$Q_{\max p\%} = \frac{C \cdot I_t \cdot S}{3.6} \quad (\text{II.35})$$

Où :

S : Superficie du bassin versant (Km²).

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

I : Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration en mm /h.

- **Formule de POSSENTI :**

On a:

$$Q_{\max p\%} = \frac{\mu \cdot P_{\max j} \cdot S}{L_p} \quad (\text{II.36})$$

Ou :

$P_{max,j}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée [mm].

μ : Coefficient compris entre 700 et 800.

L_p : longueur du cours d'eau principale (km).

S : surface du bassin versant [km].

Le tableau suivant nous donne tous les résultats de calcul de toutes les méthodes de calcul.

Tableau II.21. Débit maximum de crue pour différents périodes de retour

Période de retour	10	20	50	100	1000
Mallet-Gauthier	1.83	2.29	2.91	3.43	7.41
Sokolovsky	13.32	16.67	21.10	24.45	35.58
TURRAZA	6.84	8.31	10.10	11.80	20.28
POSSENTI	48.54	53.99	60.61	65.7.09	98.81
Moyenne	17.64	20.32	23.68	26.35	40.52

On opte pour les résultats de la formule de SOKOLOVSKI pour les simples raisons suivantes : La formule donne des résultats très proche de la moyenne, mais aussi elle est d'usage très répandue chez les hydrologues du Nord d'Afrique, car elle tient compte de tous les paramètres caractéristiques du bassin versant, le temps de montée de la crue, ainsi que de la pluie fréquentielle génératrice de celle-ci.

II.10.2. Détermination des hydrogrammes de crues probables par les méthodes de Sokolovski

Sokolovsky considère que l'hydrogramme de crue présente 2 branches de courbe, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue. Chacune d'elle a sa propre équation.

- $Q_m = Q_{max, P\%} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x$
- $Q_d = Q_{max, P\%} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^y$

Ou :

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

t_m : temps de la montée de la crue en heures ; t_d : temps de la décrue en heures.

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

x, y: Puissance des courbes.

X= 2 pour la montée de la crue ; **y= 3** pour la décrue. Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend : **$t_m = t_c$** (pour les petits bassins versants), avec t_c est le temps de concentration du bassin versant (heures).

$t_d = \delta t_m$; (Sokolovski)

Ou :

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

Tableau II.22. Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ

Condition	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	3,0 – 4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4,0 – 7,0

Pour notre cas on prend : $\delta=2.5$

AN: $t_m = t_c = 1h$; $t_d = \delta t_m = 2.5 \times 1 = 2.5h$; $t_b = 3.5h$

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour sont donnés dans le tableau annexe III. Les hydrogrammes de crue sont illustrés dans la figure suivante :

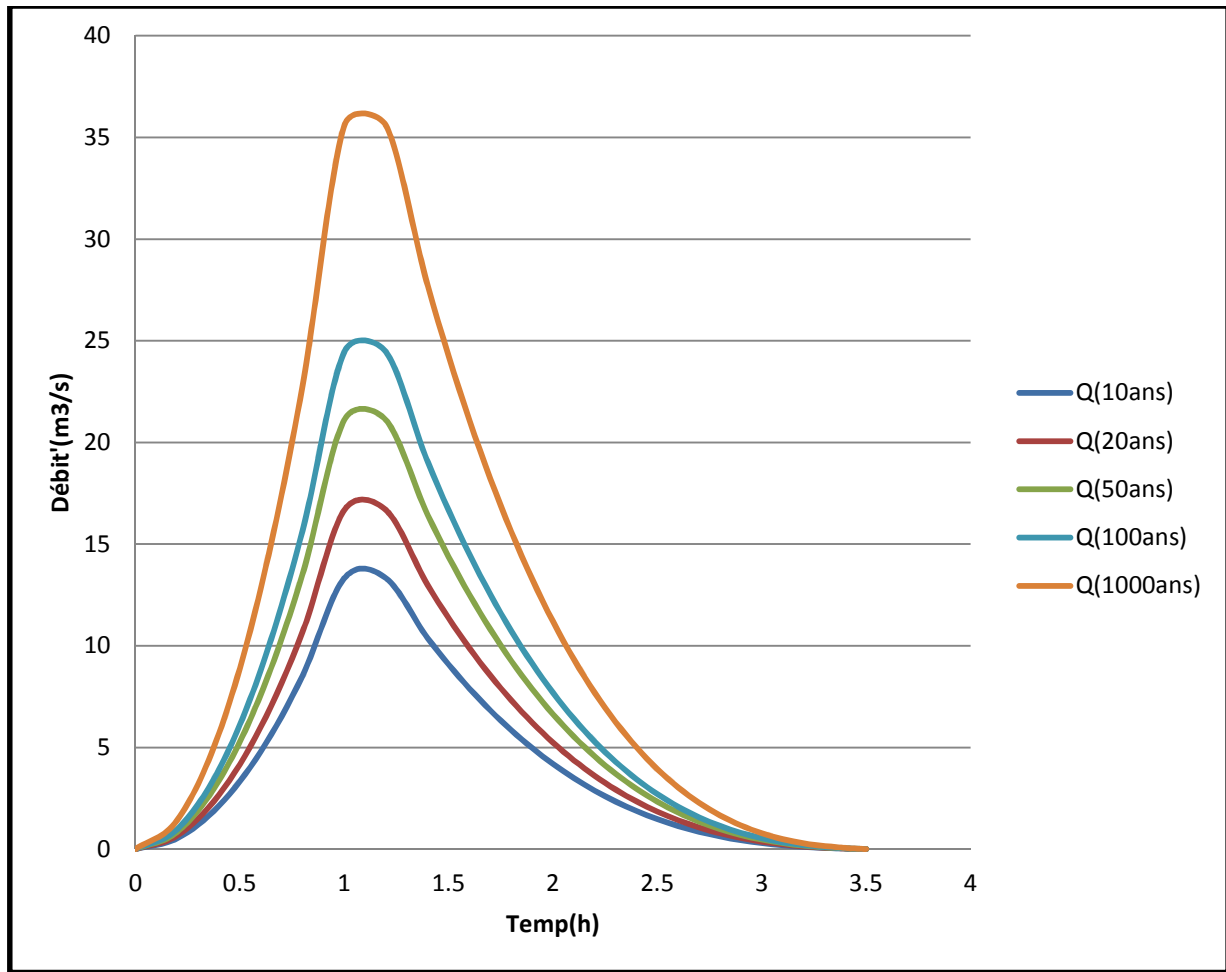


Figure II.19. Hydrogrammes de crue (Sokolovsky)

II.11. Estimation de la crue de projet

La crue de projet d'un barrage est la crue dont l'importance et la probabilité sont choisis de manière à assurer la sécurité du barrage vis-à-vis d'une rupture par submersion. Par conséquent le choix de cette crue constitue une des décisions importantes qui doivent être prises lors de l'étude de projet. Ce choix résulte non seulement de l'influence des facteurs hydrologiques sur le projet lui-même mais également du risque potentiel de la rupture du barrage sur la vie des personnes et sur les pertes économiques résultant de cette rupture. D'où la crue de projet dépend des paramètres suivants :

- La fiabilité des données et la durée de la série;
- Le risque à l'aval;
- L'analyse économique;
- Nature du barrage;
- Type d'évacuateur.

II.11.1. Conditions du site d'imploration de la retenue Emir Abd Elkader

On peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé). Par conséquent on accepte un risque moyen ($I_g = 2$) et on opte pour la crue centennale.

Pour notre choix nous reportons aux recommandations du comité national australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

Tableau II.23. Les catégories des dommages

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

Selon les conditions de notre site, on est dans la catégorie des dommages faibles donc on choisira une crue de 100 et 10000 ans. Mais aussi on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficie-perméabilité...etc.).

D'où une autre méthode sera prise en compte tout en calculant l'indice global " I_g " qui est :

$$I_g = I_a + I_d + I_r$$

Lié à tous ces paramètres tel que :

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

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

I_r : représente les risques.

Si le risque est faible ($I_g=1$), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

Si le risque est moyen ou modéré ($I_g=2$), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

Si le risque est élevé, la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Tableau II.24. Choix de la crue de projet

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modère)	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	$Q_{\max} (1\%)_{n+\text{revanche}}$	$Q_{\max} (1\%)$ +revanche majorée avec vérification pour $Q_{\max} (0,1\%)$ et $Q_{\max} (0,2\%)$	$Q_{\max} (0.1\%)$

Pour notre cas, nous pouvons considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé, par conséquent on accepte un risque moyen ($I_g = 2$) et on opte pour la crue centennale.

$$\text{D'où : } \quad Q_{1\%} = 24.45 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

$$\text{D'où : } \quad Q_{\text{crue travaux}} = 16.67 \text{ m}^3/\text{s}$$

II.12. Étude de la régularisation de la retenue

La régularisation saisonnière de l'écoulement de l'oued est le type le plus adéquat quand il s'agit des retenues collinaires. C'est la répartition de l'écoulement dans le temps d'une façon régulière pour compenser les déficits de la demande en eau, surtout pour l'irrigation. On appelle la régularisation saisonnière, quand l'écoulement annuel d'une fréquence donnée peut couvrir la

demande en eau durant une année, ainsi que les pertes d'eau du barrage. Ce type de régularisation permet de déterminer une restitution en eau optimale, qui est destinée à satisfaire des besoins limités. Les calculs de la régularisation sont fondés sur le bilan hydrique du barrage pour des intervalles de temps mensuels et sous forme de différents scénarios permettant de choisir le volume du barrage le plus grand de point de vu capacité.

Les données topographiques, géologiques, climatiques, hydrologiques ainsi que les restitutions garanties sont les données de base pour les calculs.

Le choix de la garantie est établi en fonction de l'importance de l'utilisateur. La valeur adoptée pour l'irrigation est 80%. Les quantités d'eau mensuelles allouées à l'irrigation doivent combler le déficit causé par l'évapotranspiration pour telle ou telle culture. Pour les petites retenues collinaires on considère que leur remplissage s'effectue durant la saison pluvieuse pour servir à l'irrigation durant la saison végétative, quand les précipitations deviennent insuffisantes par rapport à la demande. Le barrage est considéré vide à la fin de l'année hydrologique et il ne contient que le volume mort.

II.12.1. Construction des courbes caractéristiques

Les courbes caractéristiques du site sont construites sur la base des données du levé topographique détaillé : le volume de la retenue en fonction de la hauteur de la digue $V(H)$, la surface du plan d'eau en fonction de la hauteur (H). Des courbes de niveaux sont tracées tous les mètres. Les distances sont déterminées par curvimétrie et les surfaces du plan d'eau sont déterminées par planimétrie numérique. Les volumes d'eau V_i correspondants à des niveaux sont calculés par la relation :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times \Delta h_i \quad (\text{II.37})$$

Les données topographiques traitées ont permis la construction des courbes caractéristiques la variation des volumes et des surfaces du plan d'eau en fonction des niveaux d'eau (fig20 et fig21).

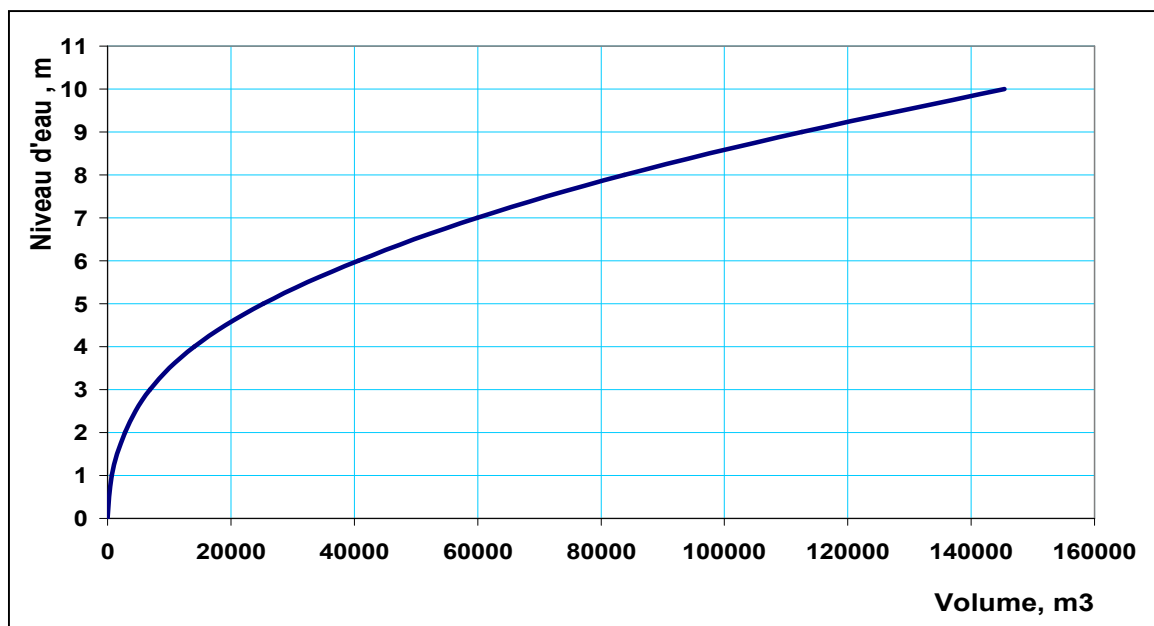


Figure II.20. Courbes Capacité -Hauteur.

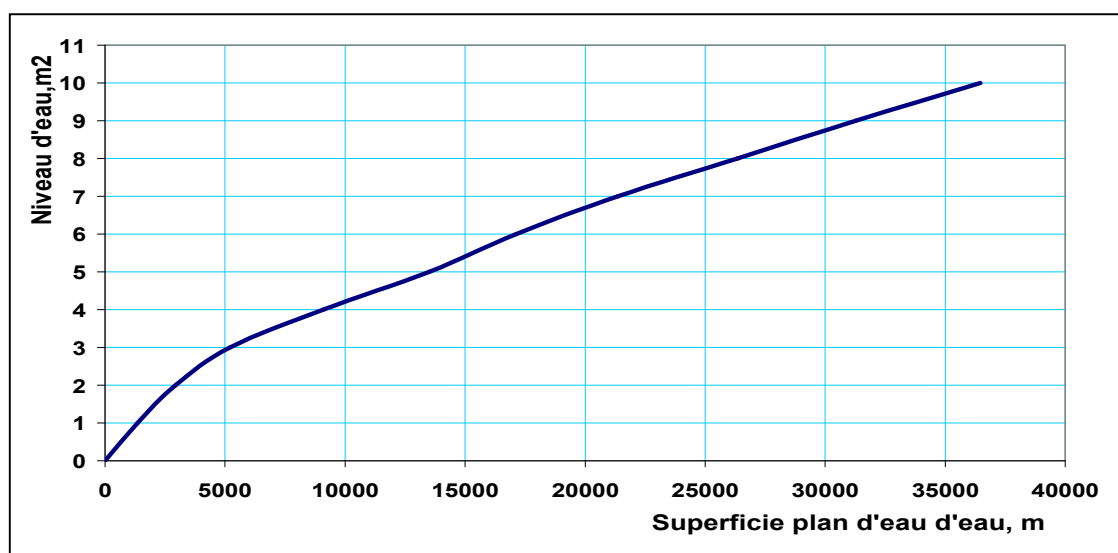


Figure II.21. Courbes Surface - Hauteur.

II.12.2. Répartition mensuelle de l'apport A80 %

Tableau II.25. Répartition mensuelle de l'apport annuel 80%

Mois	sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mars	avril	mai	Juin	juil.	aout
A80%(Mm ³)	0.03	0.0262	0.0410	0.0424	0.0286	0.0170	0.0346	0.0254	0.0135	0.0024	0.0015	0.0027
A80(%)	12.8	9.70	15.18	15.70	10.59	6.29	12.81	9.40	5	0.88	0.5	1.1

II.12.3. Répartition des besoins

Tableau II.26. Répartition saisonnières des besoins d'irrigation

Mois	sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mars	avril	mai	Juin	juil.	aout
U80%(Mm³)	0,023	0.014	0	0	0	0	0	0,007	0.025	0,0043	0.675	0,083

II.12.4. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

II.12.4.1. Calcul de volume utile

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

- L'apport annuel A80%;
- La consommation U80%;
- Le volume mort de la retenue.

Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau", d'où le procédé de calcul est le suivant :

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

Résultat de calcul :

- La période de bonne hydraulité est du mois de septembre jusqu'au mois d'avril.
- Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau II.27.

$$V_s = 0.205 \text{ Mm}^3 \quad \text{et} \quad V_d = 0.11 \text{ Mm}^3$$

- La retenue fonctionne à un seul temps, on remarque aussi que l'excédent d'eau est plus grand que le déficit donc :

$$V_d = V_u = 0.11 \text{ Mm}^3.$$

- Le volume de la retenue normale sera :

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

$$V_m = 0.0178 \text{ Mm}^3$$



$$NVM = 41.5 \text{ m.NGA}$$

$$V_{NNR} = 0.1278 \text{ Mm}^3$$



$$NNR = 48 \text{ m.NG}$$

Tableau II.27. Détermination du volume utile de la retenue (régularisation sans perte)

Mois	A80% [Mm3]	U80% [Mm3]	A-U [Mm3]	V [Mm3]
Septembre	0.0346	0.023	0.0116	0.205
Octobre	0.0262	0.014	0.0122	
Novembre	0.041	0	0.041	
décembre	0.0424	0	0.0424	
janvier	0.0286	0	0.0286	
février	0.017	0	0.017	
mars	0.0346	0	0.0346	
avril	0.0254	0.007	0.0184	
mai	0.0135	0.025	-0.0015	0.110
juin	0.0024	0.0043	-0.0009	
Juillet	0.00135	0.0675	-0.04015	
Aout	0.00297	0.083	-0.07003	

II.12.4.2. Calcul des deux consignes d'exploitation

- 1ère Consigne d'exploitation:**

Elle consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normale de la retenue (NNR) lors des crues et à restituer après, L'excédent 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'en doit pas dépasser.

- **2ème Consigne d'exploitation**

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de fond, Remplir le barrage enfin restituer au consommateur.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau annexe III.

II.12.5. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

II.12.5.1. Calcul des pertes et des deux consignes d'exploitation

Les pertes dans la retenue sont dues a :

- L'évaporation.
- L'infiltration.

1) Pertes par évaporation :

On a:

$$V_{ep} = S_{moy} * E_s \quad (II.38)$$

Où :

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

E_s : Evaporation mensuelle (mm).

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

$$V_{moy} = \frac{V_{rfi} + V_{rfi+1}}{2} \quad (II.39)$$

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

2) Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta V_{moy}}{100} \quad (II.40)$$

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

Avec :

δ : coefficient dépendant des conditions hydrologiques de la cuvette.

$\delta = (0.5, 1.5)$ on prend $\delta = 0.75$

Tableau II.28. Calcul des pertes

Mois	V_{moy} (Mm ³)	S_{moy} (Km ²)	Es (m)	$V_{ep} \cdot 10^{-3}$ (Mm ³)	$V_{inf} \cdot 10^{-4}$ (Mm ³)	$\Pi = V_{ep} + V_{inf}$ (10 ⁻³)
Sep	0,0236	0,0125	0,132	1.65	1.77	1.83
Oct	0,0355	0,0158	0,044	0,690	2.66	0,95
Nov	0,0621	0,0210	0,041	0,865	4.65	1.33
Dec	0,103	0,0299	0,027	0,890	7.78	1.67
Jan	0,139	0,0300	0,028	0,846	10.4	1.90
Fev	0,150	0,0360	0,041	1.480	11.25	2.60
Mar	0,155	0,0380	0,073	2.750	11.68	3.90
Avr	0,082	0,0265	0,110	2.920	6.15	3.53
Mai	0,138	0,0350	0,155	5.40	10.3	6.40
Juin	0, 128	0,0345	0,191	6.590	9.60	7.60
Juil	0, 107	0,040	0,212	1.600	8.06	2.40
Aout	0,053	0,0201	0,196	0,404	3.94	0,79

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière avec pertes sont donnés dans le tableau II.29.

$$V_s' = 0.189 \text{ Mm}^3 \quad \text{et} \quad V_d' = 0.112 \text{ Mm}^3.$$

$$V_u' = V_d' = 0.112 \text{ Mm}^3.$$

$$V_{NNR} = 0.1298 \text{ Mm}^3 \quad \Rightarrow \quad NNR = 48 \text{ m.NGA.}$$

Tableau II.29. Détermination du volume utile de la retenue (régularisation avec perte)

Mois	A80% [Mm3]	U80% [Mm3]	Pertes(Mm ³) (10 ⁻³)	A-U - p[Mm3]	V [Mm3]
Septembre	0.0346	0.023	1.83	0.00977	0.189
Octobre	0.0262	0.014	0,95	0.01125	
Novembre	0.041	0	1.33	0.03967	
décembre	0.0424	0	1.67	0.04073	
janvier	0.0286	0	1.90	0.0267	
février	0.017	0	2.60	0.0144	
mars	0.0346	0	3.90	0.0307	
avril	0.0254	0.007	3.53	0.01487	
mai	0.0135	0.025	6.40	-0.00791	0.112
juin	0.0024	0.0043	7.60	-0.00850	
Juillet	0.00135	0.0675	2.40	-0.04225	
Aout	0.00297	0.083	0,79	-0.07082	

- **Estimation de l'erreur :**

En finalité il faut vérifier le non dépassement de l'erreur relative donnée par la formule suivante:

$$\varepsilon = \frac{V'u - Vu}{Vu} \cdot 100 \quad (\text{II.41})$$

Avec : $\varepsilon < 5\%$

Où :

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes ;

V'_u : volume utile en tenant compte des pertes.

$\varepsilon = 1.8$ La condition : $1 < \varepsilon < 2\%$ est vérifiée.

Tableau II.30. Récapitulatif des résultats de la régularisation.

Dénomination	Quantité
Cote au niveau mort (▼NVM)	41.5m NGA
Cote au niveau normal de retenue (▼NNR)	48m.NGA
Volume mort (Mm3)	0.0178
Volume utile(Mm3)	0.112
Volume au niveau normal de la retenue(Mm3)	0. 1298

II.13. Calcul du volume force : Laminage des crues

Le calcul du volume forcé de la retenue permet de connaître la cote du niveau du volume forcé (NVF) donc la hauteur d'eau déversant maximale par l'évacuateur de surface. Ce volume est déterminé par différentes méthodes. L'une des plus importantes méthodes est celle du calcul du laminage des crues qui permet non seulement de connaître le débit déversant maximum, mais aussi la charge maximale sur le déversoir et sa variation dans le temps tout au long du passage de la crue.

Ce laminage de crues permet d'étaler dans le temps l'hydrogramme de crue grâce au rôle très important joué par l'évacuateur de crue de surface.

Pour cela, on part de l'équation du bilan d'eau dans la retenue :

$$Qdt = q dt + Sdh \quad \text{Ou :} \quad Q \cdot \Delta t = \Delta V$$

Donc : $(Q - q) dt = Sdh$

Le débit cumule à l'instant t est : $Q - q = S \frac{dh}{dt}$

Ou :

Q : Le débit entrant de la crue.

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

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

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

II.13.1. Laminage des crues par la méthode de KOTCHERINE

Eventuellement nous allons utiliser la méthode de KOTCHERINE car l'information Qu'elle utilise est facilement accessible.

La méthode de Kotcherine est un procédé grapho - analytique qui se base sur les principes suivants :

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

Ces hypothèses simplifient énormément nos calculs de laminage sans réduire la précision.

Le procédé de calcul est le suivant :

- **Calcul de débit d'évacuation**

Supposant que l'hydrogramme est de forme triangulaire le débit laminé est donné par la formule suivante :

$$q_{\text{lam}} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{VF}{V_c}\right) \quad (\text{II.42})$$

Ou :

q%: débit maximum de crue considérée en m³/s.

VF: volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

Vc: volume de la crue correspondant au Q% en m³.

T : temps de base.

$$V_C = \frac{1}{2} Q_{\%} T \quad (\text{II.43})$$

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

Comme la crue de projet est évacuée à partir d'un déversoir rectangulaire de dimension b et Ho, le débit laminé est donné en fonction de la charge déversé H0 par la formule suivante :

$$q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \quad (\text{II.44})$$

Ou :

m: coefficient de débit dépend de la forme de déversoir m=0.49 ;

b: largeur du déversoir (en m) ;

H0: charge globale d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau.

Le débit est calculé en variant la largeur b de 1 à 12m et la charge de 0.2 à 1.75m.

• **Le calcul de la charge déversant :**

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_{\text{moy}}^2}{2g} \quad (\text{II.45})$$

Où :

Ho : est la charge globale sur le déversoir ;

Vmoy : la vitesse d'approche d'eau déterminée dans le lit de l'oued d'après la formules suivante :

$$V_{\text{moy}} = Q / S \quad (\text{II.46})$$

Avec :

$$S = b \cdot (H + P)$$

P : la hauteur de pelle

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau II.31. Données de départ

Données initiales	
g	9.81
α	1
Q1% (m3/s)	24.45
Vc1% (m3)	96480
m	0.49
P (m)	1

Tableau II.32. Résultats des calculs avec les formules précédentes

b (m)	H (m)	Debit m3/s	surface (m²)	Vitesse m/s	Vforcé (m3)
2	0.5	1.53	3	0.51	1750
4	0.75	5.64	7	0.81	3100
6	1	13.02	12	1.09	8700
8	1.25	24.27	18	1.35	13700
10	1.5	39.87	25	1.59	16700
12	1.75	60.30	33	1.83	19700

Tableau II.33. Détermination de H_0 et Q en fonction de b

H	V_{moy}	H₀	b=2	b=4m	b=6m	b=8m	b=10m	b=12m
0.5	0.51	0.51	1.53	3.07	4.60	6.14	7.67	9.21
0.75	0.81	0.78	2.82	5.64	8.46	11.28	14.09	16.91
1	1.09	1.06	4.34	8.68	13.02	17.36	21.70	26.04
1.25	1.35	1.34	6.07	12.13	18.20	24.26	30.33	36.39
1.5	1.59	1.63	7.97	15.95	23.92	31.89	39.87	47.84
1.75	1.83	1.92	10.05	20.09	30.14	40.19	50.24	60.28

Tableau II.34. Débit déversant en fonction de H et b et Vc

H	V_F	q_{lam}(m³/s)	b=2	b=4m	b=6m	b=8m	b=10m	b=12m
0.5	1750	21.80	1.53	3.07	4.60	6.14	7.67	9.21
0.75	3100	21.32	2.82	5.64	8.46	11.28	14.09	16.91
1	8700	21.01	4.34	8.68	13.02	17.36	21.70	26.04
1.25	13700	20.69	6.07	12.13	18.20	24.26	30.33	36.39
1.5	16700	20.37	7.97	15.95	23.92	31.89	39.87	47.84
1.75	19700	20.28	10.05	20.09	30.14	40.19	50.24	60.28

D'après les tableaux précédents on trace des courbes croissantes représentées dans la Figure(II.22) la courbe $H=f(q, Q)$ nous permet de définir la largeur du déversoir optimal ainsi que le débit correspondant. A travers le tableau (II.23), on trace les courbes de variation des volumes déversés pour chaque la largeur du déversoir puisque la courbe $V=f(q, Q)$ qui nous permet de faire le choix de la largeur du déversoir économique.

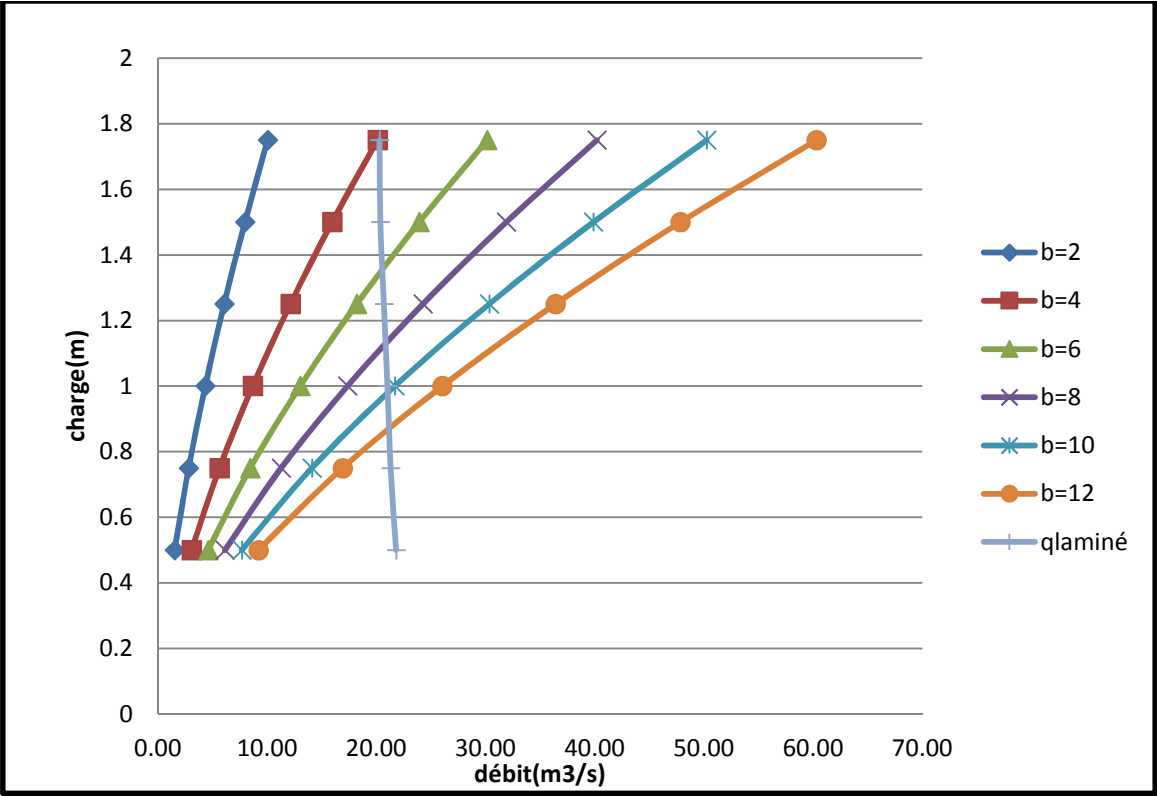


Figure II.22 Courbes de $H = f(Q, q)$.

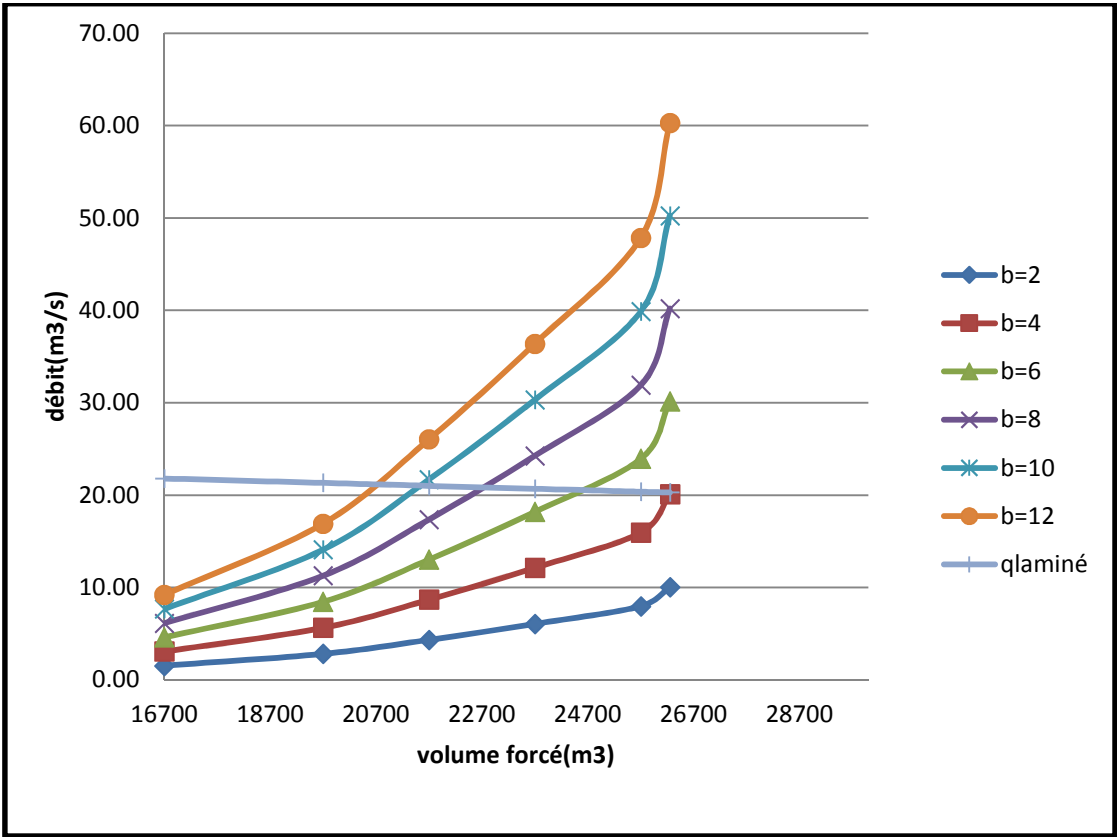


Figure II.23 COURBES $(Q, q) = f(V)$

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique, on doit faire une étude d'optimisation ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes de travaux pour chaque largeur du déversoir, et du remblai et du béton. Les résultats tirés à partir de ces courbes sont résumés dans le tableau II.35 et la figure II.24.

Tableau II.35 Récapitulatif des résultats de la méthode de KOTCHERINE

b (m)	H (m)	NPHE (m)	q (m³/s)	Vforcé(Mm³)
4	1.78	49.78	19.60	0,033
6	1.38	49.38	19.80	0,030
8	1.1	49.1	20	0,028
10	1	49	20	0,0262
12	0.83	48.83	20	0,0261

II.14. Etude d'optimisation

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

Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversant correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

II.14.1. Calcul du coût approximatif de la digue

On calcul en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût, Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \Sigma V_i \quad (\text{II.47})$$

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

Où :

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i .

$$\left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right]$$

B_i : Largeur de base.

$$[B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b]$$

m_1, m_2 : Les fruits des talus ;

b : Largeur en crête (m);

H_i : Hauteur de la tranche au point i .

II.14.2. Calcul de la revanche :

La revanche consiste en une hauteur de sécurité pour protéger l'ouvrage contre les diverses crues. On le calcul en tenant compte du danger que représente le déferlement des vagues soulevées par les vents soufflant en tempête qui est en fonction du fetch et de la vitesse du vent.

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

- **Formule de MALLET et PAQUANT**

$$R = H + \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad (\text{II.48})$$

Avec : $H = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{F}$ et $V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} H$

Où :

R : La revanche.

F : fetch en Km, $f = 0,50 \text{ km}$

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

$\frac{V^2}{2g}$: Energie cinétique des vagues .

- **Formule de STEVENSON GAILLARD**

Pour F (fetch) > 18 km

$$R = 0,75H + \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad (\text{II.49})$$

Avec : $H = 0.34 \sqrt{F}$ et $V = 1,5 + 2H$.

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

Tableau II.36. Récapitulation des résultats de calcul de la revanche (m)

Formule	Fetch F, km	H	V	R _v
Stevenson Gaillard	0,50	0,772 m	2,080 m/s	0,80 m
Mallet et Paquant	0,50	0,736 m	1,990 m/s	0,94 m
Simplifiée	0,50			1,21 m

Nous adoptons une valeur moyenne, soit **R_v = 1.00m**

II.14.3. Calcul de la largeur de la crête de la digue

Pour le calcul de la largeur en crête, on utilise des formules empiriques; les plus utilisées parmi elles sont :

- **Formule de T.T. Knappen:**

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \quad (\text{II.50})$$

- **Formule de E. F. Preece :**

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \quad (\text{II.50})$$

- **Formule selon Rolley, R (simplifiée) :**

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \quad (\text{II.51})$$

- **Formule pratique :**

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \quad (II.52)$$

Avec :

H_b : la hauteur du barrage $H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t$.

Tableau II.37. Les résultats de calcul

b(m)	H(m)	NPHE(m)	H_b(m)	b_{cr} (Knappen)	b_{cr} (Preec)	b_{cr} (Simplifiée)	b_{cr} (Pratique)	b_{cr} (moyenne)
4	1.78	49.78	12.4	5.81	4.87	5.33	5.87	5.47
6	1.38	49.38	12	5.72	4.81	5.24	5.77	5.39
8	1.1	49.1	11.72	5.65	4.77	5.18	5.71	5.32
10	1	49	11.62	5.62	4.75	5.15	5.68	5.30
12	0.83	48.83	11.45	5.58	4.72	5.11	5.64	5.26

On opte pour une largeur optimale égale à 8 m.

II.14.4. Calcul du coût de la digue

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversant, en utilisant les formules citées précédemment.

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5 mètre, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 900 DA (source ANBT d'ALGER).

Tableau II.38. Coût de la digue

b(m)	Hb(m)	volume de la digue (m3)	Coût de la digue (DA)
4	12.1	18598.32	16738488
6	11.6	18240.66	16416594
8	11.5	17883.08	16094700
10	11.3	17525.34	15772806
12	11.2	17346.51	15611859

II.14.5. Calcul du coût approximatif du déversoir de l'évacuateur de crues

On va tenir compte des coûts du seuil déversant, vu que le chenal et le bassin de dissipation gardent leur profile pour les différentes largeurs du déversoir. Le déversoir envisagé est du type « Creager », et il sera construit en béton armé.

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

$$Y = 0,47 \frac{X^{1,85}}{H^{0,85}} \quad (\text{II.52})$$

Où :

H: Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc: $V_{\text{dev}} = S.b$

S : section transversale du profil ;

b : largeur déversant.

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 38000(DA). (Source ANBT d'ALGER).

Tableau II.39. Coût du déversoir de l'évacuateur de crue

Largeur déversant (m)	La hauteur déversant (m)	volume du béton (m3)	Coût de déversoir(DA)
4	1.78	62.10	2359800
6	1.38	37.33	1418540
8	1.1	23.72	900600
10	1	19.60	744800
12	0.83	13.50	513000

Tableau II.40. Résultat de calcul d'optimisation

Coûts (DA)				
b (m)	La hauteur déversant (m)	Digue	Déversoir	Global
4	1.78	16738488	2359800	19098288
6	1.38	16416594	1418540	17835134
8	1.1	16094700	900600	16995300
10	1	15772806	744800	16517606
12	0.83	15611859	513000	16124859

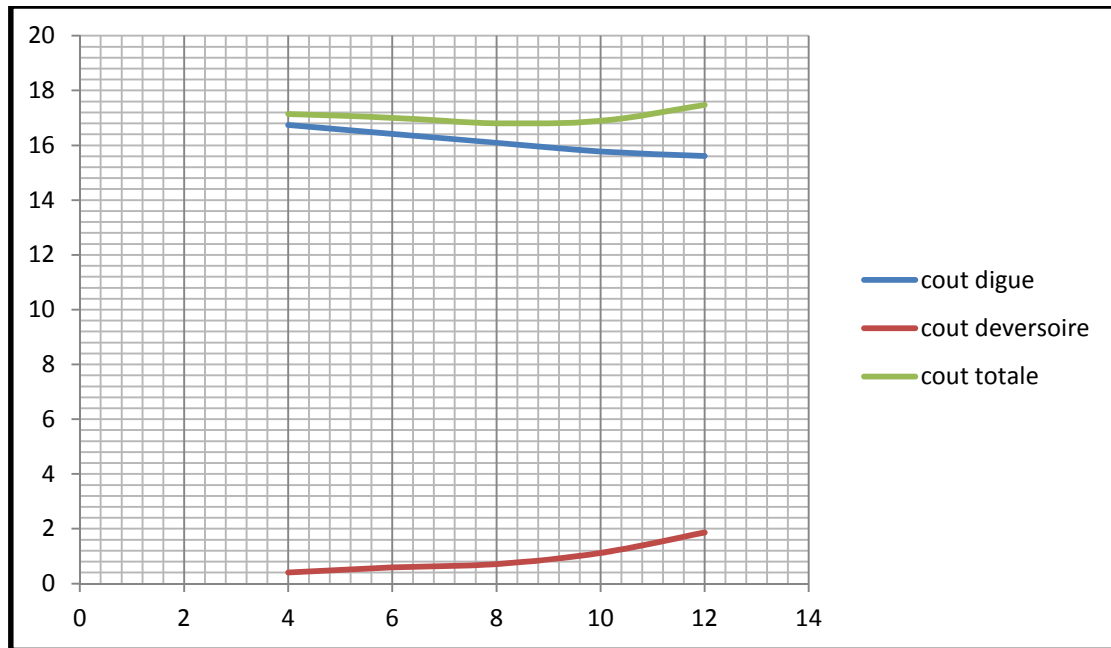


Figure II.24. Courbe d'optimisation

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure II.24 la largeur déversant optimale donnant le coût minimum est **8m** qui correspondent **$h_{dév} = 1.1m$** et

$Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$ avec une hauteur de barrage **$H_b = 11.5 \text{ m}$** à une cote de crête optimale de la digue **50m NGA.**

II. 15. Laminage pour un déversoir de 8m

□ La méthode de Hildenblat

Comme la largeur de déversoir a été déterminée après le calcul d'optimisation à partir de méthode de KOTCHERIN. La courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus déversoir sera tracée comme suite :

$$q = f(V + 0.5 q \Delta t)$$

Tableau II.41. Volumes et débits déversant

H (m)	cote m	q m³/s	1/2 q Δt Mm³	V (H) Mm³	v + 1/2 q Δt Mm³
0	48	0	0	0.1298	0.130
0.1	48.1	0.55	0.002	0.13	0.132
0.2	48.2	1.55	0.006	0.135	0.141
0.3	48.3	2.85	0.010	0.138	0.148
0.4	48.4	4.39	0.016	0.14	0.156
0.5	48.5	6.14	0.022	0.143	0.165
0.6	48.6	8.07	0.029	0.147	0.176
0.7	48.7	10.17	0.037	0.149	0.186
0.8	48.8	12.42	0.045	0.153	0.198
0.9	48.9	14.82	0.053	0.1587	0.212
1	49	17.36	0.062	0.16	0.222
1.1	49.1	20.03	0.072	0.162	0.234
1.2	49.2	22.82	0.082	0.165	0.247
1.3	49.3	25.73	0.093	0.167	0.260
1.4	49.4	28.76	0.104	0.168	0.272
1.5	49.5	31.89	0.115	0.171	0.286
1.6	49.6	35.13	0.126	0.173	0.299
1.7	49.7	38.48	0.139	0.174	0.313
1.8	49.8	41.92	0.151	0.176	0.327
1.9	49.9	45.47	0.164	0.1787	0.342
2	50	49.10	0.177	0.18	0.357

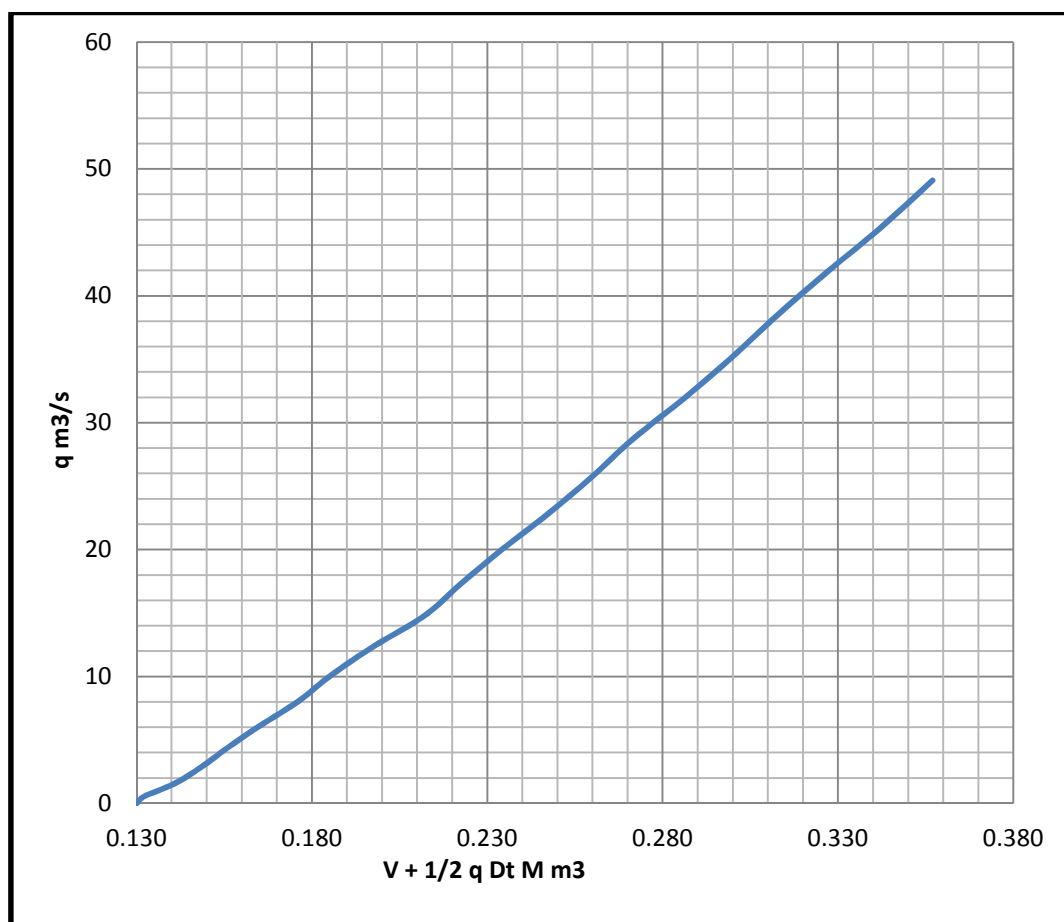


Figure II.25. Courbe des débits déversant

Le laminage sera fait à l'aide des trois courbes $Q = f(t)$; $V = f(H)$; $q = f(V + \frac{1}{2} q \Delta t)$.

Tableau II.42. Résultats de calcul de Laminage des crues dans la retenue

t	Q m3/s	Qmoy m3/s	Q moy – q m3/s	(Qmoy – q)Δt Mm3	V + 1/2qΔt Mm3	Q m3/s
0	0	0.5	0.5	0.00036	0.1298	0
0.2	1	2.5	1.2	0.000864	0.13016	24.94
0.4	4	6	4.4	0.003168	0.131024	21.221
0.6	8	11.5	9.7	0.006984	0.134192	18.701
0.8	15	19.5	17.5	0.0126	0.141176	17.508
1	24	24.225	20.225	0.014562	0.153776	17.8380428
1.2	24.45	22.225	16.225	0.011682	0.168338	18.8957229
1.4	20	17	8	0.00576	0.18002	19.9470512
1.6	14	12	2	0.00144	0.18578	19.0418195
1.8	10	8.75	-1.55	-0.001116	0.18722	17.8756942
2	7.5	6.25	-4.75	-0.00342	0.186104	16.3644793
2.2	5	4	-6.8	-0.004896	0.182684	14.6895215
2.4	3	2.5	-5.7	-0.004104	0.177788	12.9193367
2.6	2	1.95	-6.05	-0.004356	0.173684	11.1938946
2.8	1.9	1.6	-5.1	-0.003672	0.169328	9.60514563
3	1.3	0.7	-5.5	-0.00396	0.165656	8.15529351
3.2	0.1	0.075	-5.925	-0.004266	0.161696	6.85445691
3.4	0.05	0.025	-4.275	-0.003078	0.15743	5.73177884
3.5	0	0	-4.1	-0.002952	0.154352	4.78673627
3.6	0	0	-4	-0.00288	0.1514	3.99405274
3.8	0	0	-3.4	-0.002448	0.14852	3.33263761
4	0	0	-2.5	-0.0018	0.146072	2.78075282
4.2	0	0	-2.2	-0.001584	0.144272	2.32026015
4.4	0	0	-2.1	-0.001512	0.142688	1.93602507
4.6	0	0	-2	-0.00144	0.141176	1.61541932
4.8	0	0	-1.9	-0.001368	0.139736	1.34790588
5	0	0	-1.8	-0.001296	0.138368	1.12469267
5.2	0	0	-1.7	-0.001224	0.137072	0.93844356

Suite tableau II.42.						
5.4	0	0	-1.5	-0.00108	0.135848	0.78303731
5.6	0	0	-1.4	-0.001008	0.134768	0.65336633
5.8	0	0	-1.2	-0.000864	0.13376	0.54516887
6	0	0	-1.1	-0.000792	0.132896	0.4548889
6.2	0	0	-1	-0.00072	0.132104	0.3795593
6.4	0	0	-0.8	-0.000576	0.131384	0.31670428
6.6	0	0	-0.5	-0.00036	0.130808	0.26425805
6.8	0	0	-0.1	-0.000072	0.130448	0.22049692
7	0	0	-0.06	-0.0000432	0.130376	0.18398263
7.2	0	0	-0.02	-0.0000144	0.1303328	0.1535151
7.4	0	0	0	0	0.1303184	0

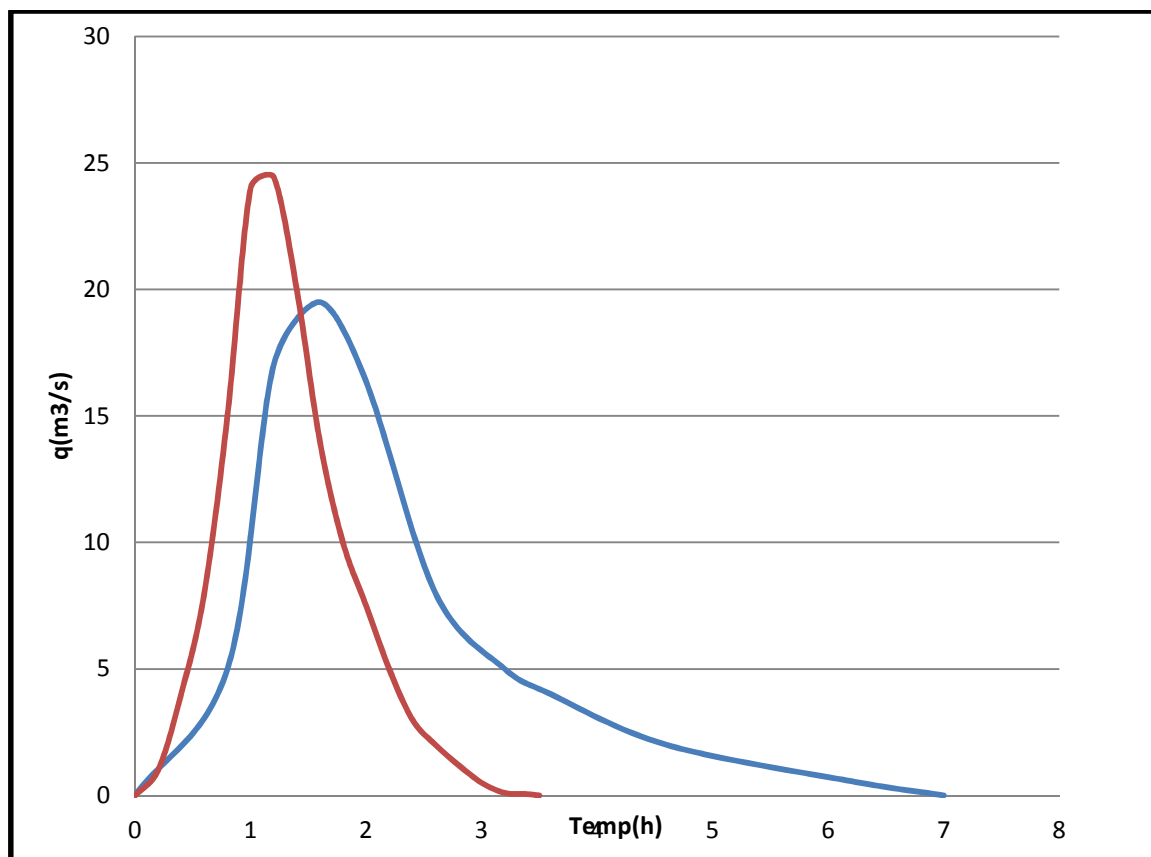


Figure II.30. Hydrogramme entrant et sortant par la méthode de Hildenblat

Conclusion

On récapitule les résultats de l'étude de la régularisation et du laminage des crues dans le tableau ci-dessous.

Tableau II.43. Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm ³	0.0178
Volume utile	Mm ³	0,112
Volume au NNR	Mm ³	0.1298
Cote du fond	m NGA	38.5
Cote NVM	m NGA	41.5
Cote NNR	m NGA	48
Cote en crête	m NGA	50
Largeur en crête	m	5
Largeur déversante	m	8
La hauteur deversante	m	1. 1

Chapitre III

Chapitre III

Etude des variantes

Introduction

Les barrages en terre peuvent être constitués de matériaux de construction de caractéristiques variées, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs leurs caractéristiques sont comprises dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme terre couvre tous une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même on utilise des roches altérées facilement compactables, tels que les latérites, des schistes et grès tendres...etc.

Le choix du type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales, en particulier de la nature de sol de fondation et de la forme de la vallée, des problèmes de transport d'approvisionnement, de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques.

L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale de cette étude, en effet c'est en fonction de la nature des sols de la fondation et des matériaux de construction disponibles au voisinage du site du barrage que l'on peut proposer des variantes ,ou en écarter.

III.1. Classification des barrages en matériaux locaux

Tous les barrages en terre se subdivisent comme suit :

- **Selon le mode de construction**
 - a) Barrage en remblai non compactés en cas de présence ou d'absence d'eau.
 - b) Barrages en terre compactés.
 - c) Barrage réalisé par la méthode d'explosion orientée .
 - d) Barrage de remblayage hydraulique.
- **Selon la construction du corps du barrage**
 - a) Barrage en terre homogène.
 - b) Barrage en terre hétérogène, c'est-à-dire à zones.
 - c) Barrage en terre avec masque par sol imperméable.
 - d) Barrage en terre avec masque formé de matériaux artificiels.
 - e) Barrage en terre à noyau.

f) Barrage en terre à diaphragme.

- **Selon la construction des dispositifs de lutte contre les infiltrations et la jonction du barrage avec les fondations :**

- a) Barrages avec para fouille
- b) Barrage avec para fouille et rideau de palplanche.
- c) Barrage avec coupure par injection
- d) Barrage avec tapis étanche.

III.2. Typologie des barrages en terre (selon la nature des matériaux)

III.2.1. Barrages en terre homogènes

Les barrages homogènes sont le plus souvent réalisés en argile peu plastique dont les caractéristiques tant hydrauliques que mécaniques permettent en toute sécurité d'adopter des fruits de talus 2,0 à 2,5 en amont et en aval, moyennant le respect des spécifications de compactage. Le coefficient de perméabilité recherché pour le massif varie de 10^{-7} à 10^{-8} m/s. Ce type de variante de barrage engendre des quantités considérables de matériaux.

III.2.2. Barrages à zones

Toujours préconisés lorsque le barrage homogène n'est pas envisageable, on adopte comme solution la variante digue zonées. Ces barrages sont formés essentiellement par un noyau en terre imperméable compris entre des zones perméables qui assurent la stabilité de l'ensemble. Dans certains scénarios de projection, le nombre et la disposition des zones peuvent varier selon des schémas très divers. Il est à noter que dans la plupart des barrages de ce type ne comportent pas plus de quatre zones de caractéristiques différentes (zones imperméable – zone semi-perméable – zone perméable et parfois zone en enrochement). La perméabilité croît du noyau vers les talus, les pentes sont plus grandes que pour les digues homogènes, d'où on réalise des économies de matériaux. Lorsque les enrochements sont directement accolés au noyau imperméable, il est indispensable de prévoir des filtres soient interposées entre terre et enrochements.

Ce type de solution présente toutefois l'inconvénient d'une mise en œuvre par zone qui sera d'autant plus compliquée et onéreuse que le site est étroit et qu'il peut contrarier l'évolution des engins. Un autre inconvénient est la nécessité de séparer par des filtres de transition les différentes zones. Par contre, surtout pour les ouvrages relativement importants, les matériaux grossiers peuvent permettre un raidissement des talus.

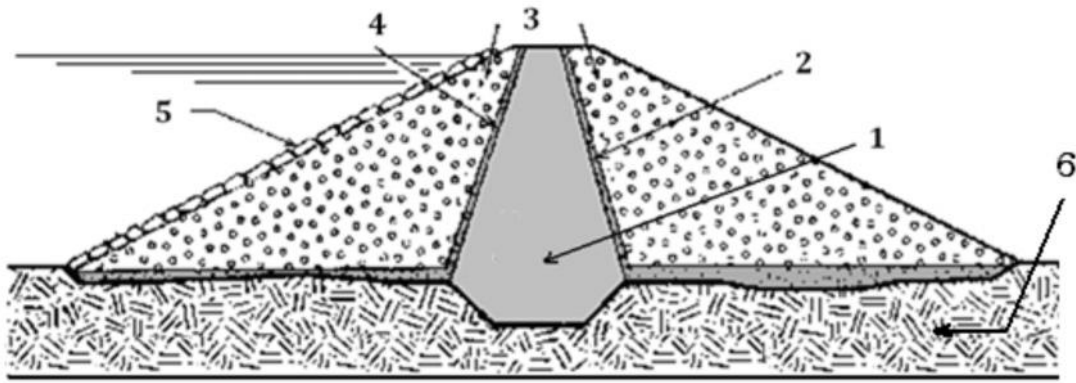


Figure III.1. Coupe transversale d'une digue à zone (à zones)

Légende :

1-noyau centrale (argileux); 2-filtre drainant ; 3-recharge du barrage (enrochement) ; 4-zone de transition (filtre) de talus amont ; 5-protection talus amont (revêtement) ; 6-assis perméable ;

III.2.3. Barrages à enrochements

Le massif d'enrochement de grande section trapézoïdale. C'est un ouvrage poids qui résiste {la poussée de l'eau par le poids du massif. De facteur rustique, il supporte assez bien les tassements et ne soumet sa fondation qu' {des pressions modérées. Il existe essentiellement deux types de variantes :

- a) Une digue avec un amont à masque en béton bitumineux (Barrage du Ghrib), en béton armé ou en géomembrane, variantes employées pour des petits barrages
- b) Le second scénario un barrage à noyau interne, une sorte de diaphragme est en béton, béton bitumineux, ou bien en matériaux dérivés de polymères, variantes utilisées pour les petits barrages.

III.3. Avantages des barrages en terre

1. Utilisation des matériaux locaux pour la construction du barrage.
2. Possibilité de construction ce type de barrages sur n'importe quelles régions géographiques.
3. Possibilité d'utiliser n'importe quel type de sol.
4. Tous les procédés de construction sont mécanisées.
5. Construction de ces barrages pour n'importe quelle hauteur.

III.4. Inconvénients des barrages en terre

1. Impossibilité de conduire le débit de crues à travers le corps de la digue

2. Présence de l'écoulement souterrain dans le corps du barrage, qui crée les conditions de déformation du barrage.
3. Grande pertes d'eau en cas d'utilisation des sols perméables et utilisation des dispositifs contre la filtration.

III.5. Définition de profil général du barrage

A partir de l'étude d'optimisation on peut présenter les caractéristiques générales de la digue dans le tableau III.1 suivant :

Tableau III.1. Les résultats d'optimisation

Digue			
Hb (m)	Longueur crête (m)	Largeur en crête (m)	Revanche (m)
11.5	118.57	5	1
déversoir			
la charge déversant (m)	largeur de dév (m)	débit lame (m³/s)	
1.1	8	24.45	
Cote de fond	NNR	NPHE	Cote de crête
38.5	48	49.1	50

• Classification de l'ouvrage

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation, en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage. et pour connaître la classe de notre barrage nous avons le tableau suivant :

Tableau III.3 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

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

D'après le tableau notre barrage appartient à la **classe IV**.

III.6. Fixation du choix définitif du type de barrage

On dispose de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai). La solution d'un barrage en terre homogène ou pseudo-zoné semble être la solution la plus économique, avant d'arriver au choix finale de la variante, on a pris en considération :

- La facilité de la réalisation
- Les zones d'emprunt
- L'existence de carrière de matériaux de construction
- Les conditions climatiques (températures, précipitations,...).
- La sismologie du site
- Le volume des matériaux de construction
- Le dispositif d'étanchéité
- La technologie de réalisation, coûts....

On propose de réaliser Une étude de comparative technico économique des différents types de barrage proposés.

III.7. Etude comparative

Une étude de comparaison approximation des différents volumes de chacun des types de barrage choisis parait nécessaire pour faire le choix du type de retenue en fonction du coût et la disponibilité des matériaux de construction.

III.8 Pentés des talus

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales.

D'après le tableau des fruits des talus en fonction de la hauteur et le type de barrage on choisit les pentes

Tableau III.2 Valeurs indicatives des pentes des talus

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H<5	- Homogène	2.5	2
	- A zones	2	2
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2	2
	- Homogène à fort % d'argile	2.5	2.5
	- A zones	2	2.5
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue	2.5	2.5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2.5
	- A zones	3	3
H <20	- Homogène granulométrie étendue	3	2.5
	- A zones	3	3

D'après le tableau(III.2) qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage .on choisi pour les calculs les pentes:

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

Ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité.

III.9. Dispositif de protection contre les effets de l'eau

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a donc en général de prévoir une protection des talus.

- **Le talus aval**

Le talus aval peut être protégé efficacement par une couche de T.V.O, d'une épaisseur 30 cm.

- **Le talus amont**

Il sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation V par la formule suivante :

$$e = C \cdot V^2 \quad (\text{Formule Tennessee valley Authority [TVA]}) \quad (\text{III.1})$$

Où:

e : Epaisseur de l'enrochement en [m].

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s].

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique γ_p du matériau d'enrochement. La valeur de C est donnée par le tableau suivant III.3.

Tableau III.3 Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.

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

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement : $e=0,25\text{m}$, mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à $0,30\text{m}$.

Les enrochements de protection doivent avoir les qualités suivantes :

- Forte résistance au cisaillement
- Insolubilité dans l'eau
- Non gélivité
- forte intensité

• **Deuxième méthode :**

Les ingénieurs d'US ARMY utilisent un tableau déterminé à partir d'abaques qui permettent d'obtenir l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement et les dimensions minimales des blocs de roche en fonction de la hauteur de la vague.

Tableau III.4 Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	$D_{\min}$ (m)
0 ÷ 0,3	0,3	0,2
0,3 ÷ 0,6	0,4	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,45	0,3
1,2 ÷ 1,8	0,55	0,4
1,8 ÷ 2,4	0,7	0,45
2,4 ÷ 3	0,8	0,55

Pour notre cas : $h_v = 0.73$ m

Donc d'après ce tableau :

$$D_{50 \min} = 0,30 \text{ m} \quad \text{et} \quad e_{\min} = 0,45$$

Conclusion

En analysant les résultats obtenus, on opte ensuite pour le dimensionnement de la digue homogène pour une épaisseur de couche $e = 45$ cm et un diamètre moyen de 30 cm. Donc, une protection du talus amont d'une épaisseur de 45 cm d'enrochement.

III.11 Etanchéité du barrage

A) Le Noyau

Pour les deux premières variantes où le remblai n'est pas suffisamment imperméable, nous avons équipé le barrage d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage. Vers le sommet, le noyau doit être monté au dessus du niveau des plus hautes eaux jusqu'à la crête du barrage. Il doit être protégé à sa partie supérieure par une couche de sable ou de préférence, en traitant le sommet du barrage en chemin avec une chaussée enrobée en bitumineux. Latéralement, nous disposons de part et d'autre du noyau un drain filtre.

1) Dimensionnement du noyau :

- **La hauteur**

La hauteur de noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1 \quad (\text{III.2})$$

Avec :

Hb : La hauteur du barrage.

A.N : **Hn = 10.5**

- **La largeur en crête du noyau :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$L_n = 1/6 \cdot H_b \quad (III.3)$$

A.N : $L_n = 1.90$

Donc on adopte: **$L_n = 1.90m$**

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

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

Il faut vérifier la condition suivante :

Où :

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

b_{moy} : largeur moyenne du noyau.

ΔH : la différence de charge d'eau.

Le tableau suivant permet de choisir les valeurs de gradient hydraulique admissible.

Tableau III.4 : le gradient admissible en fonction de la Classe de l'ouvrage et de type De fondation

Type de sol	Classe de l'ouvrage.			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.50	1.60	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Donc pour notre cas $I_{adm} = 1.95$

A.N : **$b_{moy} = 4.90 m$.**

- **Largeur en base du noya**

$$L_b = 2 \cdot b_{moy} - L_{c,n}$$

Où :

L_b : La largeur de la base;

bmoy: largeur moyenne du noyau ;

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

A.N: $L_b=7.9m$.

On la formule suivante pour détermine les fruits de talus :

$$L_b=2*m*H_N+L_{c, n} \quad (III.4)$$

Où :

L_b : La largeur de la base;

m: fruit de talus.

H_n : Hauteur du noyau

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

A.N: $m = 0.28$.

On prend $m=0.3$.

B) Les drains

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec la fondation d'un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est disposée le long du barrage.

Le rôle de cette galerie consiste à cumuler les eaux drainées et les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

1) Dimensionnement Du Drain Tapis :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre, nous disposons habituellement, dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations d'un drain tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

La longueur du drain tapis :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \quad (III.5)$$

Avec :

L_b : Longueur transversale du barrage [m].

AN : $L_d= 24.5m$

2) Dimensionnement du drain prisme :

Permettre de :

- Recevoir et évacuer les eaux infiltrées à travers le corps du barrage et sa fondation.
- Rabattre la ligne phréatique le plus basse possible.
- Réduire les pressions interstitielles dans certaines parties du corps du barrage.

Fruits des talus :

$m1 = (1 \div 2)$ on prend $m1=1$

$m2 = (1.5 \div 2.5)$ on prend $m2 =2$

- **Hauteur:**

$H_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b$

Avec :

H_b : Hauteur du barrage ($H_b= 11.5$ m)

AN : $H_{dr}= 1.7$ m

- **Largeur au sommet :**

On va prendre : **$b_{dr} = 2.5$ m**

- **Largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par :

$B=b_{dr} + (m1 +m2) h_{dr}$.

AN : $B= 7.5$ m.

III .12 Etude Technico-économique

Pour déterminer le coût du barrage, on trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, on détermine la hauteur de la digue à l'aide de la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi}$$

Où :

N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

N_{pi} : Côte du pied du barrage dans la section i.

L'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i" est déterminée ainsi :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} * H_{bi} \quad (III.6)$$

Ou :

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

B_{pi} : Largeur du pied du barrage au droit de la section « i »

m_1, m_2 : Fruit du talus amont et aval.

Le volume total du barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \quad (III.7)$$

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * d \quad (III.8)$$

Avec :

d : Distance horizontale séparant deux sections successives S_i et S_{i+1} .

En effectuant le même calcul, nous aurons le volume de chaque matériau de construction pour les trois variantes.

III.12.1 Barrage homogène en argile

a) Recharge (argile)

Tableau III.5. Volume de recharge (Argile)

coupe	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
0	0	33.78	56	1891.68
1	67.56		56	4982.32
2	110.38	88.97		
3	40.80	75.59	56	4233.04
4	26.64		56	1888.32
5	0	13.32	56	744.8
Volume total				9256.2

b) Filtre et drains

Tableau III.6. Volume du sable

coupe	Si (m²)	Smoy (m²)	Li (m)	Vi (m³)
0	0	2.875	56	161
1	5.75		7.945	56
2	10.14	7.12		56
3	4.09		3.36	56
4	2.63	56		73.92
5	0			1.32
Volume total				1266.72

Tableau III.7. Volume du gravier

coupe	Si (m²)	Smoy (m²)	Li (m)	Vi (m³)
0	0	2.20	56	123.2
1	4.397		8.897	56
2	4.5			
3	3.29	3.895	56	218.2
4	2.76		3.025	56
5	0	1.38		56
Volume total				969.92

c) Protection en Rip - Rap

Tableau III.8. Volume de Rip- Rap

coupe	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
0	0	7.1	56	397.6
1	14.23			
2	33.59	23.91	56	1338.96
3	8.74			
4	5.40	7.07	56	395.92
5	0			
		2.7	56	151.2
Volume total				3469.2

III.12.2 Barrage Zoné**a) Le noyau****Tableau III.9.** Volume du Noyau

coupe	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
0	0	21.37	56	1196.72
1	42.75			
2	80.42	61.58	56	3448.48
3	28.68			
4	16.41	22.54	56	1262.24
5	0			
		8.20	56	459.48
Volume total				9421.72

b) Recharge**Tableau III.10.** Volume de la recharge

coupe	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
0	0	7.84	56	439.04
1	15.68			
2	28.32	22	56	1232
3	10.92			
4	6.97	17.89	56	1098.72
5	0			
		3.48	56	194.88
Volume total				3966.44

c) Protection (Rip Rap)**Tableau III.12.** Volume du RipRap

coupe	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
0	0	3.71	56	207.76
1	7.43			
2	12.64	10.03	56	561.68
3	5.73			
4	3.96	9.185	56	514.36
5	0			
		4.845	56	271.32
		1.98	56	110.88
Volume total				1666

a) Filtre et drains**Tableau III.13.** Volume du sable

coupe	Si (m²)	Smoy (m²)	Li (m)	Vi (m³)	
0	0	3.425	56	191.8	
1	6.85		9.05	56	506.8
2	11.24	8.22		56	460.32
3	5.19		4.46	56	249.76
4	3.73	1.865		56	104.16
5	0				
Volume total				1512.84	

Tableau III.14 Volume du gravier

coupe	Si (m²)	Smoy (m²)	Li (m)	Vi (m³)
0	0	2.795	56	156.5
1	5.59		7. 11	56
2	8.62	6.46		56
3	4.30		3.78	56
4	3.26	56		91.28
5	0			56
Volume total				1219.38

III .12.3 Barrage en enrochement avec masque en béton

Si l'on ne dispose pas de matériaux fins susceptibles d'assurer l'étanchéité du barrage, ou bien si l'exploitation d'une zone d'emprunt très hétérogène constituée de matériaux fins à grossiers est trop complexe, on peut recourir une étanchéité artificielle (type 3). Deux techniques sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages : la géomembrane et la paroi moulée.

L'épaisseur de béton est calculée par la formule suivante :

$$e = 0.3 + 0.001 * H \quad (III.9)$$

H : la hauteur de barrage

A.N : $e = 0.32$

a) Recharge (enrochement)**Tableau III.15.** Volume des recharges

coupe	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
0	0	38.93	56	2180.08
1	77.85	197.85	56	11079.6
2	120.98			
3	38.72	79.85	56	4303.6
4	21.94	30.33	56	1698.48
5	0			
		10.97	56	614.32
Volume total				16003.08

b) Masque en béton**Tableau III.16.** Volume de béton

coupe	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
0	0	6.145	56	344.12
1	12.29	33.97	56	1902.32
2	21.68			
3	8.82	30.5	5	1708
4	5.60	14.42	56	807.52
5	0			
		2.8	56	156.8
Volume total				4918.76

III.13. L'estimation du cout des variantes

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

Tableau III.17. Coûts des variantes étudiées

variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût(DA)	Totale(DA)
Homogène	Recharge (argile)	42814.5	1500	13884300	25812660
	Protection	3469.2	1500	5200800	
	Sable	1266.72	4000	5036880	
	gravier	969.92	4000	3579680	
Zoné	Recharge	3966.44	1500	5949660	26914916
	Noyau	9421.72	800	7537376	
	Protection	1666	1500	2499000	
	sable	1512.84	4000	6051360	
	gravier	1219.38	4000	4877520	
Avec masque	Recharge (enrochement)	16003.08	1500	24004620	132218220
	Béton	4918.76	22000	108213600	

III.14. Comparaison financière des trois variantes

A travers le tableau III.17, il apparaît clairement que nous ne pouvons nous orienter que vers la 1ère variante car elle est la plus économique possible et la plus facile à mettre en place techniquement.

Conclusion :

En tenant compte de cette étude comparative, nous avons opté pour un barrage en terre homogène.

Ce derniers, rempli les conditions suivantes :

- Une imperméabilité suffisante
- Insolubilité dans l'eau
- Une faible teneur en matière organique (<5%)
- Pas de se fissuration sous l'effet des tassements
- Une grande résistance au cisaillement
- Un coût économique.

Chapitre IV

Chapitre IV

Conception détaillée de la digue

Introduction

Situé à l'étude des variantes réalisée dans le chapitre précédant, on a opté pour la première variante à savoir une retenue collinaire en terre homogène.

Dans ce chapitre, on a abordé tous les points essentiels de l'étude détaillée de la digue telle que l'étude d'infiltration et l'étude de stabilité afin de confirmer le choix de la variante.

IV.1. Conception de la digue

La digue de la retenue collinaire sur Oued ELHAMMOUL est une digue dite homogène et sera construite uniquement avec des argiles limoneuses.

La composition constructive sera comme suit :

- Fondation ancrée à 2,5 mètres pour éviter le niveau alluvionnaire
- Filtre horizontal (tapis drainant) avec un prisme aval
- Recharges argileuses mélangées avec des alluvions
- Revêtements sur les talus amont et aval de la digue

Le niveau de la crête a été arrêté à la cote 50 m.NGA.On défini les termes suivants :

a. Crête: Facilite la circulation sur le barrage une fois terminée, elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale qu'atteint le barrage.

b. Clé d'ancrage: elle permet de couper ou de diminuer le flux d'eau à travers la fondation et d'allonger le chemin de filtration.

c. Revêtements: Ils protègent les talus contre l'action des vagues (en amont) et de la pluie (en aval).

d. Filtres et drainages: Il s'agit de dispositifs qui contrôlent et évacuent les eaux infiltrées à l'intérieur des barrages.

e. Recharge: Le massif en amont ou en aval qui donne, en général, la stabilité au barrage.

IV.1.1. Dimensionnement de la digue (homogène en argile)

- **La hauteur du barrage : 11.5 m ;**
- **Largeur en crête : 5 m ;**
- **La pente des talus :**

Le parement amont : 1V/3H ;

Le parement aval : 1V/2.5H ;

IV.1.2. Protection de la Crête

La crête du barrage en tant qu'élément de la digue est nécessaire pour donner au profil en travers une forme trapézoïdale stable elle est réalisée avec une pente de 2 pour mille dans les deux cotés. Elle peut servir pour les passages de service.

La couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de gravé et sable compactée) et couche de 20cm béton. Pour le barrage homogène, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisante les matériaux de la couche de crête.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toute stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage).

IV.1.3. Protection des talus

- **le talus aval :**

Le talus aval peut être protégé efficacement par une couche de T.V.O, d'une épaisseur 30 cm.

- **le talus amont :**

Il sera protégé par un parement en rip-rap donc d'une épaisseur de 45 cm d'enrochement. Avec un diamètre moyen de 30 cm. Donc avec un filtre de 45 cm (lit d'enrochement de 30 cm et sable avec épaisseurs de 15 cm). (Les calculs sont faits dans le chapitre III.10)

IV.1.4. Drainages

L'objectif fondamental de ses constructions est de contrôler l'évacuation du flux de filtration et réduire le volume des matériaux saturés du barrage, en augmentant ainsi la stabilité de l'ouvrage.

Les conditions des drainages sont comme suit :

- Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté.
- Ne pas permettre l'effet de Renard; c'est pourquoi, on doit avoir une ou plusieurs couches filtrantes

- On doit contrôler son fonctionnement.

IV.1.4.1. Prisme de drainage

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans leurs parties centrales, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation. Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued. Sa hauteur minimale est en fonction du niveau d'eau en aval et sa stabilité dépend des critères du concepteur. On peut calculer sa hauteur par l'expression $0,18 H$.

Où :

H est la hauteur du barrage.

A) Dimensionnement du prisme aval

- **Fruits des talus :**

$m1 = (1 \div 2)$ on prend $m1=1$

$m2 = (1.5 \div 2.5)$ on prend $m2=2$

- **Hauteur:**

$Hdr = (0,15 \div 0,2) Hb$

Avec :

Hb : Hauteur du barrage ($Hb= 11.5$ m)

AN : Hdr= 1.7m

- **Largeur au sommet :**

On va prendre : **bdr = 2.5m**

- **Largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par :

$B=bdr + (m1 +m2) hdr$

AN : B= 7.5m

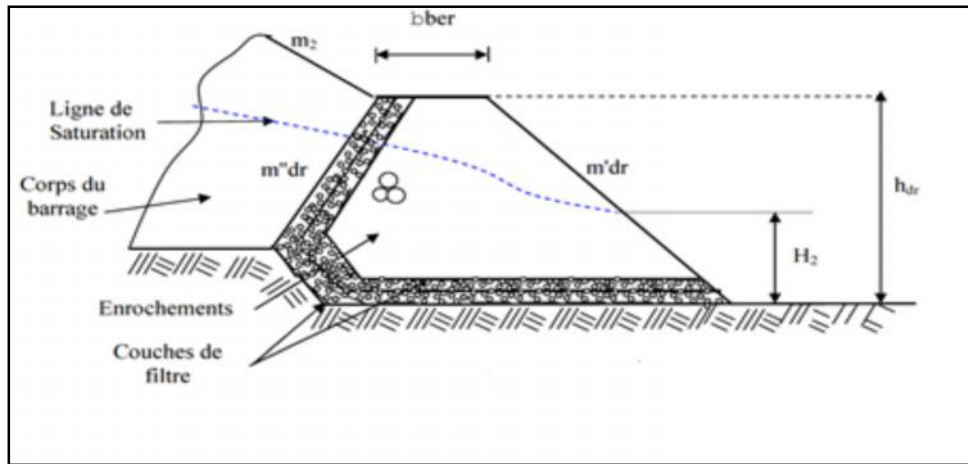


Figure IV.1. Coupe d'un prisme de drainage

IV.1.4.2. Tapis de drainage

C'est le type de drainage le plus efficace pour la digue, car d'une part, on utilise moins de matériaux saturés, et d'autre part, il contrôle les filtrations de la retenue, la sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur. Pour son dimensionnement il est recommandé d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0,80$ m, par rapport aux matériaux à employer et du remblai. On peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre. Un tapis filtrant horizontal est proposé, il sera disposé sur le tiers aval du sol.

A) Dimensionnement du drain tapis

La longueur du drain tapis :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \quad (IV.1)$$

Avec :

L_b : Longueur transversale du barrage [m].

AN : $L_d = 24.85$ m

- L'épaisseur du tapis est=1.76m.

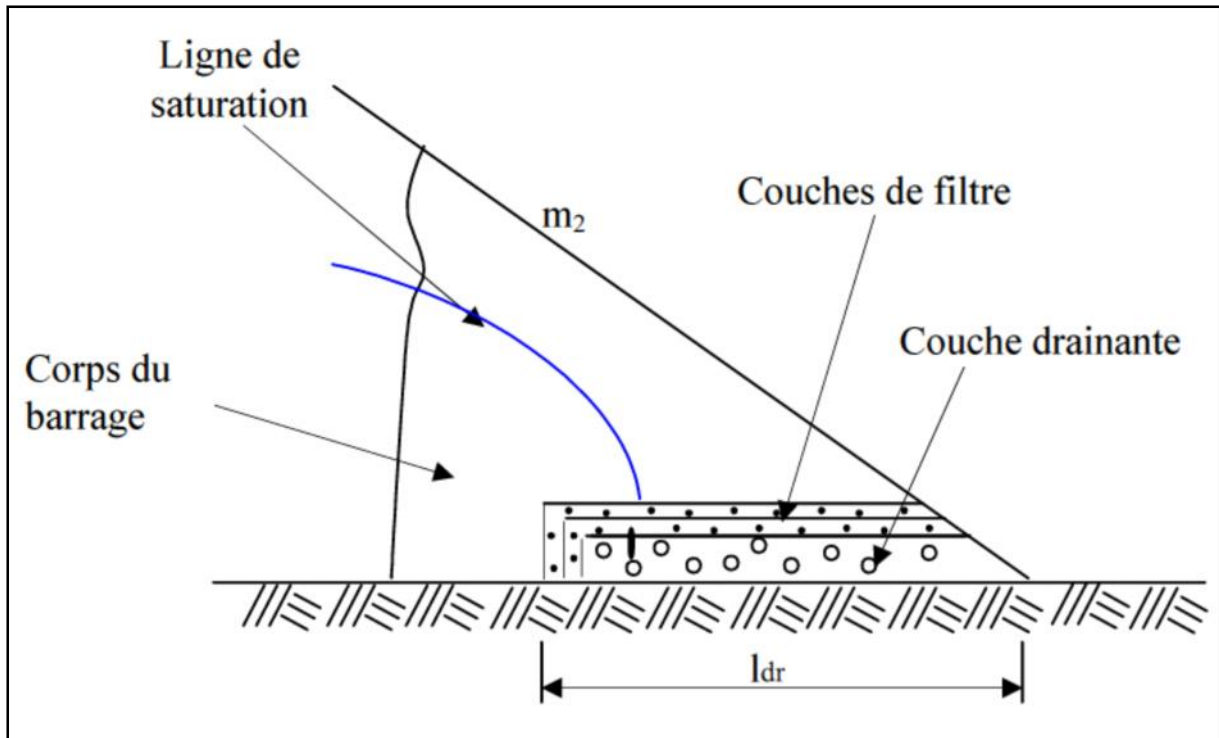


Figure IV.2. Coupe d'un tapis de drainage

On a opté une couche de sable d'épaisseur de 15cm une couche de gravier de 30cm et une couche d'enrochement égale à 50cm.

IV.1.6. La clé d'étanchéité

D'après les résultats de laboratoire, on peut dire que le fond de la vallée d'Oued ELHAMMOUL est constitué généralement d'une couche alluvionnaire, d'où la présence d'un grand risque de pertes d'eau par infiltration au dessous du corps de la digue.

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer l'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions perméable. La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui de la digue. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 3m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0,30m. La largeur en base est de 2.5m, indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m=1,0$.

IV.2. Calcul des infiltrations à travers le corps de la digue

Les fuites d'eaux existent toujours même si le corps de la digue et la fondation sont constitués d'un matériau imperméable.

Les infiltrations qui se produisent à travers le corps du barrage et ses fondations sont à considérer sous les aspects suivants:

- ce sont d'une part des pertes d'eau réduisant le volume emmagasiné,
- d'autre part, elles peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage sous l'influence des renards et des pressions de filtration.

IV.2.1 Objectif de calcul d'infiltration

L'objectif de cette partie est de déterminer :

- La zone submergée du corps de la digue.
- Les pressions interstitielles.
- Le tracé de la ligne de saturation.
- Le débit de fuite à travers le corps.

IV.2.2. Détermination de la ligne de saturation

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle elle est appelée aussi « ligne phréatique ».

Il est nécessaire de déterminer le tracé de la ligne de saturation pour estimer le dédit de fuite à travers le corps du barrage et apprécier les risques d'émergence de l'eau qui est particulièrement dangereuse, le long du talus aval. Ce tracé est effectué à partir du cas théorique simple, étudié par KOZENY, d'un écoulement plan à travers un massif perméable reposant sur une fondation plane imperméable. Ainsi, elle partira d'un point situé à l'intersection du plan d'eau du parement amont.

IV.2.2. 1. Hypothèses de calcul de la ligne de saturation

Il s'agit tout d'abord de déterminer la ligne de saturation dont le calcul suppose les hypothèses suivantes :

- Que le sol est homogène et isotrope, c'est-à-dire que la perméabilité horizontale est identique à celle verticale.
- Que la ligne de saturation suit la loi de la parabole de Kozeny.
- Que le calcul se fera pour la section critique de la digue.

Kozeny à montre que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy = 0 \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

d : Largeur en base du noyau diminuée de 0,7b.

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont. (**Déterminé graphiquement**)

$h = H_e$; $d = B - L_{ta} - 0,7.b$

B : La largeur en base

$b = m_1.h$; donc : $b = 28.5 \text{ m}$

$d = 21 \text{ m}$ est déterminée graphiquement

AN : $y_0 = 1.66 \text{ m}$

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante:

$y^2 = 3.32X + 2.75$ La parabole coupe le plan d'eau en un point A. Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny on raccorde celle ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole. En aval on fait aboutir la ligne de saturation en un point (D) sensiblement situé à une distance de a.

$$a = \frac{y_0}{2} \quad (\text{IV.3})$$

AN : $a = 0.83$

Tableau IV.1. Coordonnées de la parabole de Kozeny.

x	-0.83	0	5	10	15	20	25	26.25
y	0	1.66	4.39	5.99	7.24	8.31	9.26	9.48

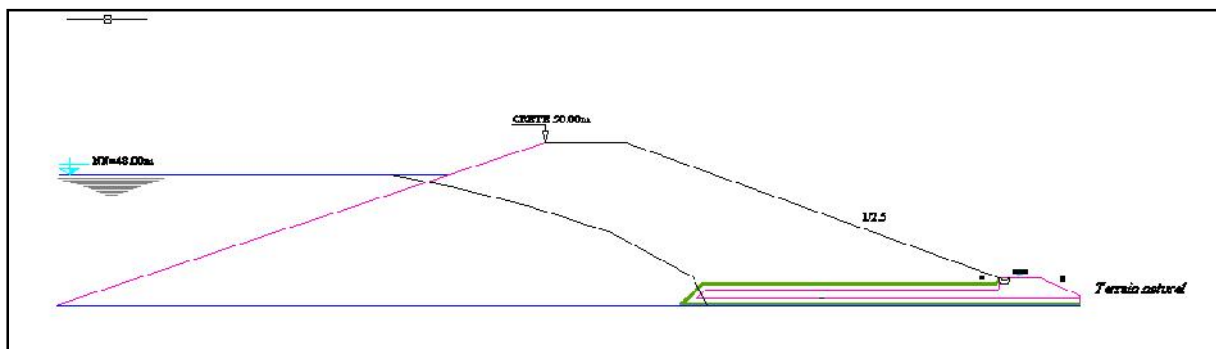


Figure IV.1. Schéma de ligne de saturation à travers le corps de la digue

IV.2.3 Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite)

Le débit de fuite à travers le barrage est déterminé par la formule suivante :

$$q_n = K.I.A \quad (IV.4)$$

q_n : débit d'infiltration (m³/s/ml).

I : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité.

A : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I = \frac{dx}{dy}$ et : $A = y.I$

Donc : $q_n = K y \frac{dx}{dy}$, **Avec :** $y \frac{dx}{dy} = y_0$

D'où :

$$q_n = K y_0 \text{ m}^3/\text{s/ml}.$$

Sachant que : $K = 6.57 \times 10^{-9} \text{ m/s}$

On a : $q_n = 1.1 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s/ml}$

Le débit total à travers de la digue sera :

$$Q = q_n \cdot L \quad \text{pour } L = 102 \text{ m}$$

AN : $Q = 1,12 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$

Le débit de perte en une année sera :

Q_{an} = 35.32 m³/an.

Cette valeur de débit de fuite est sensiblement négligeable par rapport au volume d'eau stocké.

IV.2.4 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage

- **Corps du barrage**

La résistance d'infiltration du sol est donnée par :

$$I = \frac{DH}{l} \leq I_{adm}$$

Ou :

ΔH : perte de charge à travers le barrage ; $\Delta H = 8.5\text{m}$ et $l=46,75\text{m}$

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau V.7.

Tableau IV.2. Le gradient admissible en fonction de la Classe de l'ouvrage et de type De fondation

Type de sol	Classe de l'ouvrage.			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.50	1.60	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Donc pour notre cas $I_{adm} = 1.95$

$I = 0,18 \leq I_{adm} = 1,95$.

Donc La résistance à l'infiltration à travers le barrage est assurée.

- **Fondation**

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante vérifiée :

$$I_f < \frac{I_c}{K_s} \quad (IV.5)$$

Avec :

I_c : gradient d'infiltration critique donne par le tableau

K_s : coefficient de sécurité déterminée d'après le tableau

Tableau IV.3. Le gradient d'infiltration critique

sol de fondation	Argile	Limon	Sable grossie	Sable moyen	Sable fin
I_{cr}	1.20	0.65	0.45	0.38	0.29

Tableau IV.4. Le coefficient de sécurité en fonction de la classe de l'ouvrage

La classe de l'ouvrage	I	II	III	IV
K_s	1.25	1.20	1.15	1.10

Avec :

$$I_f = \frac{DH}{L + 0.88T_c} \quad (IV.6)$$

T_c : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation

H : charge d'eau (8.5).

L : longueur la base du barrage (65).

AN : $I_f = 0.11$

$$\frac{I_{cr}}{K_s} = 1.1 \geq I_f$$

D'où La résistance d'infiltration de la fondation est vérifiée.

IV.3 Calcul des filtres

• Règles des filtres

L'exigence primordiale aux sols des filtres est qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du phénomène de Renard.

Condition 1 :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0.05\eta) \cdot \frac{n}{1-n} \quad (\text{IV.7})$$

D'où :

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = D_{60}/D_{10}$.

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0.1 \log \eta$.

$n_0 = 0.4$ pour les sols caillouteux.

$n_0 = 0.45$ pour les sols argileux.

Condition 2 :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \quad (\text{IV.8})$$

D_{15} : Diamètre de filtre.

d_{85} : Diamètre du sol à protéger.

• Détermination de la courbe granulométrique des filtres

En tenant compte des règles suivantes :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \quad (\text{IV.9})$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \quad (\text{IV.10})$$

Avec :

D_{50} : diamètre de filtre

D_{15} : diamètre du sol à protéger.

• **Granulométrie de sol a protégé**

$$d_{15} = 0.0008 \text{ mm}$$

$$d_{50} = 0.009 \text{ mm}$$

$$d_{85} = 0.06 \text{ mm}$$

- ❖ La première couche de filtre est entre le Corps du barrage et la première couche de drain à des limites suivantes :

$$- 0.009 \text{ mm} < D_{15} < 0.032 \text{ mm}$$

$$- 0.108 \text{ mm} < D_{50} < 0.522 \text{ mm}$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0.021 \text{ mm}$$

$$D_{50} = 0.325 \text{ mm}$$

- ❖ La deuxième couche des filtres on la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche :

$$d_{15} = 0,0004 \text{ mm.}$$

$$d_{50} = 0,005 \text{ mm.}$$

$$d_{85} = 0,03 \text{ mm.}$$

$$- 0.0048 \text{ mm} < D_{15} < 0.016 \text{ mm}$$

$$- 0.06 \text{ mm} < D_{50} < 0.29 \text{ mm}$$

D'où la courbe granulométrique moyenne a les dimensions suivantes :

$$D_{50} = 0.18 \text{ mm}$$

$$D_{15} = 0.010 \text{ mm}$$

Filtre N° 01 :

• **Vérification de l'absence de RENERAD dans le sol des filtres :**

Pour qu'il n'y a pas le phénomène du Renard il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} (1 + 0.05 \eta) \frac{n}{1-n} \quad (\text{IV.8})$$

D'après la courbe granulométriques de F_1 :

$$d_5 = 0.0011 \text{ mm} ; \quad d_{10} = 0.0010 \text{ mm}$$

$$d_{17} = 0.0018 \text{ mm} ; \quad d_{60} = 0.013 \text{ mm}$$

$$\text{AN : } \eta = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 8.125 \text{ coefficient d'hétérogénéité ;}$$

$$n = 0.4 - 0.1 \log \eta = 0.30;$$

$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0.61 > 0.23$$

La condition de est vérifiée donc il n y a pas de phénomène de RENARD dans ce cas.

• **Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition) :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.021}{0.06} < 4$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

Filtre N° 02 :

• **Vérification de l'absence de RENERAD dans le sol des filtres :**

Pour qu'il n y a pas le phénomène du Renard il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} (1+0.05 \eta) \frac{n}{1-n}$$

Avec :

$$D_5 / D_{17} = 0.54 > 0.47 \text{ pour } n = 0.36 \text{ et } \eta = 13.76$$

La condition est vérifiée donc le phénomène de RENARD inexistant.

• **Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition) :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = 0.36 < 4$$

La condition est vérifiée.

L'épaisseur minimale des couche du filtres inversés est donnée par :

$$t_{\min} \geq (5-7) D_{85}$$

Dans ce cas on prévoit un revêtement allégé d'un diamètre compris dans une fourchette (20-40) mm, pour une épaisseur de quelques centimètres. Il est à noter que l'épaisseur des couches du filtre dépend du mode d'exécution des travaux :

Pour les filtres édifiés à la main : $t_{\min} \geq 10cm$

Pour les filtres édifiés à la machine : $t_{\min} \geq 20cm$

Pour les filtres édifiés par remblayage à eau : $t_{\min} \geq 75cm$

Conclusion

On prévoit:

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur 15 cm.
- La deuxième couche en gravier d'épaisseur 30 cm.
- L'enrochement (rip-rap) d'épaisseur = 50 cm.

IV.4. Calcul de stabilité

IV.4.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)

Il est évident qu'un remblai mal dimensionné, et instable peut, d'une part porter préjudice à la sécurité des populations, exploitations agricoles et aménagements situés à son aval et, d'autre part, appellera probablement des travaux d'entretien.

Pour l'appréciation de la stabilité du remblai compacté de la retenue collinaire d'Oued ELHAMMOUL, et la vérification des valeurs des fruits des parements adoptés, nous avons utilisé la méthode des tranches (Méthode de FELLENIUS). Cette vérification a fait l'objet d'un calcul détaillé effectué manuellement. Ce calcul manuel a été réalisé avec la contribution d'un programme Excel.

Quatre cas peuvent être vérifiés :

- **Parement amont** : cas fin de construction et vidange rapide.
- **Parement aval** : cas fin de construction et fonctionnement normal.

Pour réaliser cette étude nous avons tenu compte des données suivantes :

- De la géométrie de la digue
- Des caractéristiques des matériaux utilisés
- Des différents niveaux d'eau dans la cuvette en fonction de l'exploitation du barrage (niveau de retenue normale et vidange rapide).
- Du niveau piézoélectrique dans les différentes couches.
- De l'accélération de la pesanteur en cas de séisme prévu pour une période de retour de 500 ans.

IV.4.2. Principe de la méthode de FELLENIUS

Cette méthode nous amène à respecter les étapes suivantes :

- Construire la coupe transversale du barrage à l'échelle.
- Détermination du talus moyen.
- Tracer deux lignes au milieu du talus, l'une verticale et l'autre faisant un angle 85° avec le talus moyen.
- Détermination de la zone du centre du cercle de glissement, pour cela Fandeev recommande de disposer le centre du cercle du glissement dont les limites définies par deux cercles de rayons, $R_{\min}$ et $R_{\max}$ donnés par le tableau suivant :

Tableau IV.5. Détermination des rayons max et min.

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/Hb$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/Hb$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5.5

Pour notre cas on obtiendra les valeurs suivantes :

Tableau IV.6. Les rayons des cercles de glissement.

Talus	Pente du talus	K1	K2	R1 (m)	R2 (m)
Amont	2.5	0.875	2.025	10.06	23.28
Aval	3	1	2.3	11.5	26.45

La ligne de glissement éventuelle est un arc de cercle à trois paramètres inconnus : rayon, abscisse et ordonnée du centre. La partie instable du talus (au-dessus du cercle de glissement) est divisée en certain nombre de tranches verticales de largeur égale.

Le coefficient de sécurité est égale à : $K_s = \frac{M_{resis}}{M_{mot}}$

M_{resist} : les moments résistants.

M_{mot} : les moments moteurs.

La valeur minimale du facteur de sécurité est caractérisée par un centre de cercle critique qui définit en fin de compte la valeur à prendre en considération, cette valeur du facteur de sécurité définie doit être supérieure du moins égale à la valeur admissible.

Tableau IV.7. Coefficient de stabilité admissible des talus

Combinaison des charges	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de classe			
Et des actions	I	II	III	V
Fondamentales	1,30-1,20	1,20-1,15	1,15-1,15	1,10-1,05
Singulières	1,10-1,05	1,10-1,05	1,05	1,05

Cas les plus défavorables

A) Vidange rapide (talus amont) :

La vidange rapide par laquelle a été vérifiée la stabilité du talus amont, est le cas le plus défavorable. Pour ce dernier, l'abaissement rapide du plan d'eau entraîne un écoulement en régime transitoire dans la digue. L'état critique se situant juste après vidange, les pressions hydrostatiques internes ne s'étant pas dissipées, dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

- Sans séisme
$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \phi + \sum C dL}{\sum T_n}$$
- Avec séisme
$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \phi + \sum C dL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n}$$

Où:

C: Cohésion.

dL: Longueur déployée de la surface de rupture.

a : Coefficient d'intensité sismique de la zone a = 0,2.

d_n: Bras de levier (en m).

R : Rayon du cercle de glissement.

N: Contrainte normale.

$$N_n = G_n \cdot \cos \alpha_n$$

α_i: angle vertical de la tranche.

$$G_n = b_n (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3)$$

Avec :

b_n : Largeur de la tranche.

γ₁ : Densité humide utilisée au dessus de la ligne phréatique.

γ₂ : Densité saturée utilisée au dessous de la ligne de saturation.

γ₃ : Densité du massif de la fondation.

- **Remarque**

γ_{sat} : Densité saturée utilisée au dessous de la ligne de saturation.

γ_h : Densité humide utilisée entre la ligne de saturation et le niveaux NNR.

γ_d : Densité sèche utilisée entre le niveaux NNR et PHE.

γ' : Densité déjaugée utilisée pour le cas de vidange rapide.

T: Contrainte tangentielle.

$$T_n = G_n \cdot \sin \alpha_n$$

ϕ : Angle de frottement interne.

P: Pression interstitielle.

$$P = \gamma_w \cdot h_n \cdot l_n$$

Où :

γ_w : Poids volumique de l'eau $\gamma_w=1(t/m^3)$.

h_n : Hauteur de la tranche n.

$$l_n = \frac{b_n}{\cos \alpha_n}$$

l_n : Longueur de l'arc délimitant la base de la tranche n, tel que :

B) Fin de construction (talus amont et aval) :

L'étape la plus critique se situe juste a la fin de la construction, alors que les pressions interstitielles sont à leur maximum, le drainage n'a pas encore eu lieu, le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

- Sans séisme
$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \tan \phi + \sum CdL}{\sum T_n}$$
- Avec séisme
$$K_{as} = \frac{\sum N_n \tan \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n}$$

C) Retenue normale (talus aval) :

De même que pour la fin de construction, le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

Ce cas a la réputation d'être le plus défavorable pour le talus aval, du fait du caractère catastrophique d'une rupture en charge.

- Sans séisme
$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P) \tan \phi + \sum CdL}{\sum T_n}$$
- Avec séisme
$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - P) \tan \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n}$$

Tableau IV.8. Les caractéristiques géotechniques

	Angle de frottement(°)	Cohésion C (bar)	Poids volumique (m ³)	
			Sèche	Saturé
Noyau	21	3.2	1.5	2
La fondation	25	1	1.8	2,05

Les coefficients admissibles de stabilité :

$K_{adm} = (1,1 - 1.05)$ (sans séisme).

$K_{adm} = 1,05$ (avec séisme).

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9. Différentes coefficients de sécurité

CAS DE SOLLICITATION		COEFFICIENT DE SECURITE	
		Avec séisme	Sans séisme
Fin de construction	Talus aval		
	R= 14.29m.	1,30	1.93
	R= 16.54m.	1.98	2.87
	R= 27.05m.	1.37	2.45
Fonctionnement normale	Talus aval		
	R= 14.29m.	2.62	3.65
	R= 16.54m.	2.44	3.35
	R= 27.05m.	2.97	1,83
Vidange rapide	Talus amont		
	R= 21.76m.	1,74	2.33
	R= 22. 18m.	2.87	3.79
	R= 26.88m.	1,89	2.47

Conclusion

D'après les résultats obtenus, on observe que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme. Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

Chapitre V

Conception détaillée des ouvrages annexes

Introduction

Les barrages réservoirs sont généralement équipés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres, en utilisant pour ce but, la charge hydraulique effective disponible (dans les limites d'un court tronçon du lit naturel ou artificiel).

Les dimensions en plan et en élévation, la conception ainsi que la composition des ouvrages annexes d'un barrage sont dictées par le débit de projet, la charge effective, le relief et la géologie du site, ainsi que les conditions de réalisation et d'exploitation.

Remarque :

Etant donné le caractère onéreux d'une dérivation provisoire proprement dite, qui est souvent matérialisée par une galerie passant sous la digue que l'ampleur du projet ne saurait justifier et dont l'utilisation présente une certaine incertitude, vu le caractère aléatoire des précipitations, et la période de construction qui devrait s'étaler théoriquement de mai à Septembre, nous avons jugé qu'il serait économiquement raisonnable, de construire en premier lieu la conduite de vidange de fond pour évacuer les débits de chantier, et elle doit être terminée avant le début de la réalisation du corps du barrage.

V.1. Ouvrage de vidange

Destinée à assurer la vidange totale ou partielle du réservoir en quelques jours, en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages ou pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts solides) et des parties amont du barrage (prise, vidange, parement amont du barrage). L'entonnement de l'ouvrage doit être disposé, autant que faire se peut, plus bas pour assurer le rabattement du volume de retenue. Cet ouvrage est également utilisé pour assurer les débits

utiles de consommation et la dérivation des eaux durant la période de construction des retenues collinaires et des petits barrages.

Les ouvrages de prise d'eau et de vidange sont souvent regroupés et combinés à d'autres installations.

V.1.1. Différents types d'ouvrages de vidange

Il existe plusieurs types d'ouvrages de vidange tels que

a) Conduite de vidange en charge

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue; la conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

b) Conduites à écoulement libre

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (plus de 2 m) de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

c) Ouvrages de vidange à batardeau

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes.

V.1.2. Choix de la variante

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en terre), donc on ne peut retenir que la conduite de vidange. La conduite avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du cout, (canalisation en béton de type galerie) et les accessoires supplémentaires (Reniflard) nécessitant beaucoup d'entretien. La conduite en charge est plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque.

La variante de l'ouvrage à retenir est celle d'une conduite en charge.

V.1.3. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange

Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite :

- Il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (colmatage), et d'autre part prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements ;
- Prévoir une bonne assise pour la conduite ;
- Prévoir le nombre et la position des vannes nécessaires en fonction des types des conduites, de leurs diamètres, de la charge amont du barrage et du volume stocké.

Quelques dispositifs minima de vidange qu'on doit tenir en compte sont donnés dans le Tableau V.1 ;

Tableau V.1. Type de vidange de fond en fonction de $H^2 \cdot \sqrt{V}$.

$H^2 \cdot \sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position des vannes
≤ 30	P V C ou Acier	(160 – 200) 300 en Acier	Une vanne en aval
30 à 100	Acier	300 - 400	
100 à 300	Acier ou béton en âme tôle	400 – 600	Une vanne de garde amont et une vanne avale
300 à 700		600 – 800	
700 à 1500		800 - 1200	
≥ 1500	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne réglable en avale.

Ou :

H : Hauteur du barrage (m),

V : Volume d'eau stocké (Hm³).

L'ouvrage de vidange sera constitué d'une conduite et une vanne en aval.

V.2.3.1 Calcul du débit de vidange

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période. Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \quad (V.1)$$

Ou :

V_u : volume utile en [m³].

T : temps de vidange en seconde estimé à 5 jours

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

A.N : $Q_{vf}=0.27\text{m}^3/\text{s}$

V.2.3.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gH} \quad (\text{V.2})$$

D'ou:

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2gH}} \quad (\text{V.3})$$

Avec :

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m³/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m].

μ : Coefficient de débit : $\mu \in [0,8 - 0,85]$.

A.N : $S = 0.024\text{Km}^2$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \quad (\text{V.4})$$

AN : $D_{vf} = 0.180 \text{ m}$

On prend un diamètre normalisé : $D_{vf} = 200 \text{ mm}$

a) Correction du coefficient de débit μ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi I}} \quad (\text{V.5})$$

Avec :

$\sum \xi I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

b) Coefficients des pertes de charge linéaires :

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda l}{D} \quad (\text{V.6})$$

Avec : $\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$

λ : Coefficient de perte de charge

n : Coefficient de rugosité [$n = 0,014$].

D : Diamètre de la conduite [$D = 200$ mm].

L : longueur de la conduite de vidange en [m] ($l = 66$ m).

AN : $\lambda = 0,0041$ $\xi_{lin} = 1.35$

c) Coefficient de pertes des charges singulières :

On a : Entrée = 0,4, sortie = 1, vannes = 0,2

Donc : $\sum \xi_s = 1.6$ m

AN : $\mu = 0.40$ $S = 0.067 \text{ m}^2$

D'ou : $D_{vf} = 0,35$ m

On prend un diamètre normalisé : $D_{vf} = 400$ mm

- Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de

$$V_s = \frac{Q_{vf}}{S_{con}} \quad (V.7)$$

AN : $V_s = 5.09 \text{ m/s}$

V.3. La prise d'eau

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau normale de la retenue et le niveau de plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

La conception de la Prise d'eau pour l'irrigation tiendra en compte l'oxygénation de l'eau à extraire (prélèvement à plusieurs étages) et le type de système d'adduction (gravitaire, refoulement).

V.2.1. le choix de la variante

Les variantes qui peuvent être projeté sur le site sont la Prise d'eau en charge et la Toure de prise, dont les avantages et les inconvénients sont représenté ci-dessous.

V.2.1.1. Prise d'eau en charge

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton .Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de commande au pied aval de la digue.

En outre les inconvénients majeurs sont le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

V.2.1.2. Tour de prise

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise- vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

V.2.2 La variante choisie

Comme le diamètre de la conduite est faible on retient la variante d'une conduite en charge installée sur la rive gauche au-dessus de la galerie de la vidange du fond.

V.2.3 Dimensionnement de la prise d'eau

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le Tableau II.26, le volume maximum demandé est celui du mois d'Aout.

$V_{\max} = 0,083 \text{ Mm}^3$.

Donc :
$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} \quad (\text{V.8})$$

T : Temps de prise (T = 31 jours en 12 heure).

AN : $Q_{\max} = 0.050 \text{ m}^3/\text{s}$

On a encore :

$$Q_{\max} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gH}$$

Ou :

μ : coefficient de débit : $\mu = 0.3$.

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse.

A.N : $S = 0.023 \text{ m}^2$

$D_{pe} = 0.18 \text{ m}$.

On prend : $D_{pe} = 200 \text{ mm}$.

• Correction du coefficient de débit μ :

On utilise la formule suivante :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi I}}$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda l}{D}$$

AN : $\sum \xi = 1.56$ $\mu = 0.62$

A.N : $S = 0.013 \text{ m}^2$.

Donc : $D = 0.167 \text{ m}$.

On prend diamètre normalise : $D_{pe} = 200 \text{ mm}$.

- **Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau**

$$V_{\max} = \frac{Q_{\max}}{S} \quad (\text{V.9})$$

AN : $V_{\max} = 2.17 \text{ m/s}$

Conclusion

La conduite de prise de diamètre de **200 mm**. Le prélèvement des eaux s'effectue à un seul niveau de prise à une côte élevée par rapport à celle du volume mort. Les organes de commandes seront regroupés avec ceux de la vidange au pied aval de la digue.

V.3. Ouvrage d'évacuation de crues

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles au moment où la retenue est pleine, sans risques de déversement sur la digue ou d'érosion dommageable pour la digue.

V.3.1. Critères de choix de l'évacuateur de crue

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

- la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
- les difficultés de réalisation.
- les exigences topographiques du site.
- les exigences géologiques du site.
- la facilité d'entretien.
- la facilité de modification.
- le coût de l'ouvrage.

V.3.2. Différents types des évacuateurs de crues

- Evacuateur de crues en puits (tulipe).
- Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral.
- Evacuateur de crues latéral à entonnement frontal.
- Evacuateur de crues en siphon.

V.3.2.1. L'évacuateur de crues latéral à entonnement latéral

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique. Ce type 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.

V.3.2.2. L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages suivants :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet ;
- Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- Le coût peut élever.
- La difficulté de modification.

V.3.3. Choix de la variante

Différentes solutions été envisagées, mais; nous avons retenu l'évacuateur de surface qui présente plus d'avantages surtout sur le plan économique.

V.3.3.1 Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues

L'emplacement de l'évacuateur de crues dépend essentiellement de la géologie et de la topographie du site, tout en tenant compte bien sûr des facteurs économiques et de la sécurité de l'aménagement.

- De point de vue géologique, les deux rives favorisent l'implantation de l'évacuateur de crues (aucun problème d'instabilité des rives, bonne géologie) ;

- La topographie du terrain permet l'implantation de l'évacuateur de crues avec toute sa longueur déversant.

Rive gauche :

On remarque que l'implantation de l'évacuateur de crues sur cette rive est difficile. Car la pente est importante Ceci peut entraîner des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression, instabilité de l'écoulement) qui par conséquent influent sur la stabilité de l'ouvrage.

Rive droite :

L'évacuateur de crues implanté sur cette rive sera rectiligne sur toute sa partie déversantes et ses ouvrages intermédiaires (coursier, chenal), et aura une longueur moins importante (aspect économique).

Après ce qu'on vient de voir, la rive droite est la plus avantageuse pour l'implantation de l'évacuateur de crues. Donc celui-ci à entonnement frontal sera projeté sur cette rive.

L'évacuateur de crue de surface à entonnement frontal constitué en général des éléments suivants :

- ✓ Canal d'approche.
- ✓ Déversoir.
- ✓ Chenal d'écoulement.
- ✓ Convergent.
- ✓ Coursier.
- ✓ Bassin de dissipation

V.3.4. Dimensionnement de chacun des éléments de l'évacuateur de crue

a) Le canal d'amenée

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible.

• Vitesse d'approche :

La vitesse est donnée par la relation suivante:

$$V_a = \frac{Q}{Sc} \quad (V.10)$$

Avec:

V_a : Vitesse d'approche.

Q : Débit de projet évacué (m³/s).

h : Charge d'eau (m). $h = H + P$

S : Section du canal (m²). $S = b.h + m.h^2$

P : Hauteur de pelle (m).

H : Lane déversant (m).

A.N : $V_a = 1 \text{ m/s}$

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est $(4.4 \div 10) \text{ m/s}$

$V_{ap} \leq V_{adm}$ Donc pas de risque de l'érosion.

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 15 m

b) Déversoir

Le déversoir a pour but de collecter les eaux de la retenue, il joue un rôle d'une section de contrôle, il est dimensionner en fonction des contraintes de stabilité et de débit de pointe de l'hydrogramme.

On adopte à un déversoir à profil Creager qui a l'avantage d'éviter toute suppression qui provoque la cavitation et l'érosion par la suite.

La figure 1 montre les différents paramètres du profil normal du déversoir.

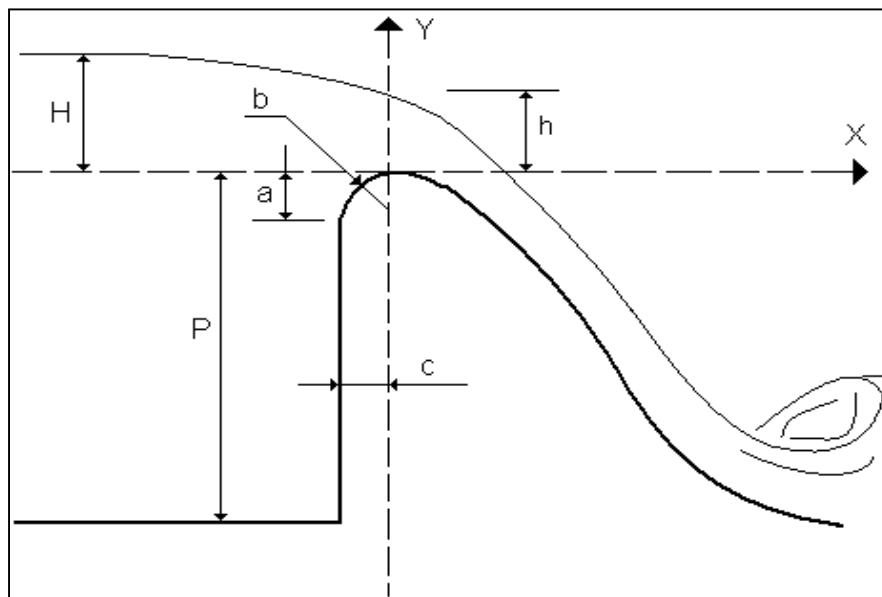


Figure. V.1. Les paramètres du profil d'un déversoir

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante:

$$X/Y = 0,5 (X/H)^{1,85} \quad (V.11)$$

$$X/Y = 0,47(X/H)^{1,80} \quad (V.12)$$

Avec :

H : Charge sur le déversoir (m).

On adopte l'équation :

Donc on trouve :

$$Y = 0,47 \frac{X^{1,85}}{H^{0,85}} \quad (V.13)$$

Les coordonnées de déversoir sont données dans le tableau.1 et le profil du déversoir est représenté par la Figure V.2

Tableau.2 Coordonnée de la nappe déversantes

X(m)	Y(m)
0	0.14
0.11	0.04
0.22	0.01
0.33	0.00
0.44	0.01
0.66	0.07
0.88	0.16
1.1	0.28
1.32	0.43
1.54	0.62
1.87	0.96
2.2	1.36
2.75	2.16

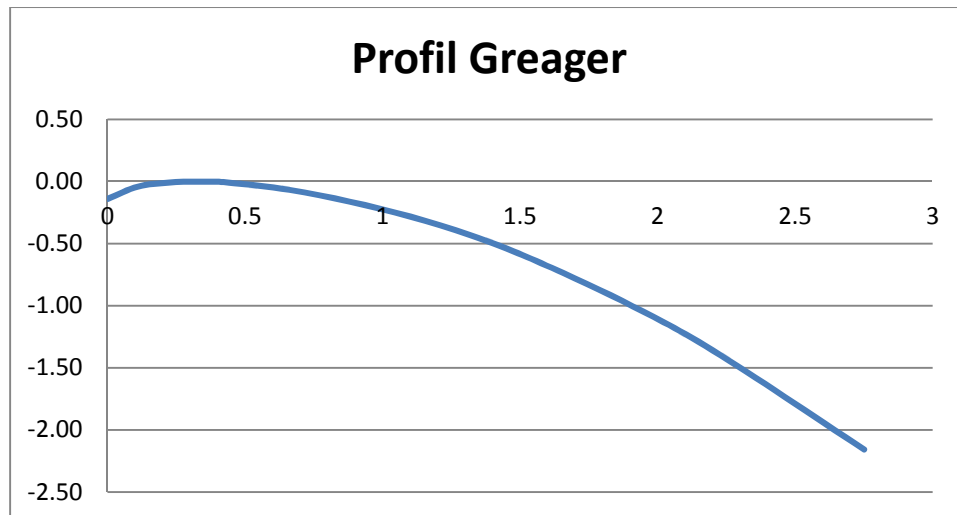


Figure V.2. Profil du déversoir

C) Chenal d'écoulement

Le chenal d'écoulement fait suite directement au déversoir, il permet de véhiculer l'eau déversée au coursier par l'intermédiaire d'un convergeant. La longueur du chenal est fonction de la topographie du terrain, elle est prise égale à 10m, et sa pente est de 0.1%.

- **Calcul la profondeur critique**

L'écoulement n'étant pas uniforme aussi on détermine la profondeur critique h_c celle qui se forme sur le seuil critique h_c

On calcul la profondeur critique par la formule :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (V.14)$$

Avec :

q: débit spécifique $q = \frac{Q}{b}$ (m²/s) ;

Q: débit à évacué m³/s

b : largeur du canal

g: l'accélération de pesanteur

A.N : $h_c = 0.86m$

- **Calcul la hauteur normal**

La profondeur normale h_n (profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement est uniforme) se déduit de la formule de Chézy.

$$Q = S.C.\sqrt{RI}$$

Avec :

Q : le débit à évacuer m³/s

S : section du chenal $S = b \cdot h_n$

I : pente du chenal $I = 0,1 \%$.

C : coefficient de Chézy ; $C = R^{1/6} / n$.

R : rayon hydraulique $R = \frac{S}{P} = \frac{b \cdot h_n}{2 \cdot h_n + b}$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} I^{1/2} (b \cdot h_n)^{5/3} (2h_n + b)^{-2/3} \quad (V.15)$$

AN : $h_n = 1.34m$

- **La pente critique**

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour ($h = h_{cr}$).

$$Q = K \cdot S \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

Avec:

R: rayon hydraulique critique (en m).

I: la pente critique en (m/m).

S: section critique (m²)

P_c : périmètre critique (m)

K: coefficient de coefficient de Manning –Strickler

On prend : $K = 75 \text{ m}^{1/3} / \text{s}$

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + 2 \cdot h_c)^{2/3}}{K \cdot (b \cdot h_c)^{5/3}} \right]^2$$

A.N : $I_{cr} = 0.13\%$

Conclusion

$I_{cr} = 0.13 \% > 0,1 \%$ et $h_c = 0.86 \text{ m} < 1.34 \text{ m}$.

$I < I_c$ et $h_n > h_c$ les deux conditions sont vérifier donc le régime devient fluvial donc pas de formation de ressaut hydraulique.

d) Calcul du convergent

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier.

Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

Le convergent doit être dimensionné de telle sorte que la condition suivante est vérifiée :

$$\text{tg}(\alpha) < \frac{1}{3F} \quad (\text{V.16})$$

- **La longueur du convergent**

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$L = 2,5 \cdot (l_1 - l_2) \quad (\text{V.17})$$

Avec :

l_1 : Largeur au plafond du bief amont

l_2 : Largeur au plafond de la section de contrôle

A.N : $L=12 \text{ m}$

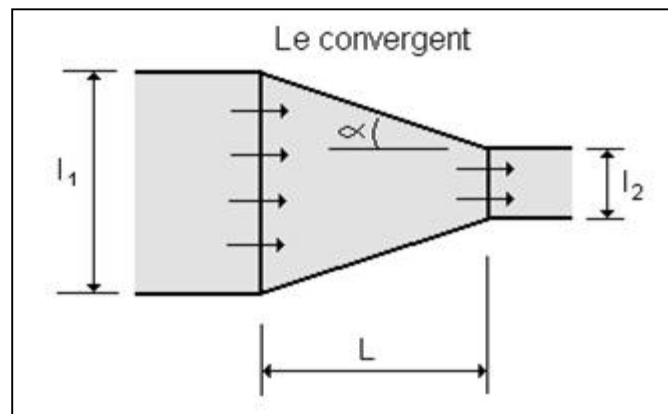


Figure V.3. Schéma d'un convergent de l'évacuateur

On revient à la condition (formule V.16) :

$$\text{tg}(\alpha) = 0,4$$

Le nombre de Froude est donné par la relation suivante :

$$F = \frac{v}{\sqrt{g \cdot h}} \quad (\text{V.18})$$

Avec :

v : vitesse d'écoulement en m/s.

g : l'accélération de la pesanteur.

h : Le tirant d'eau en m.

$$V = \frac{Q}{l_1 \cdot h} \quad (V.19)$$

AN : $V = 2.27 \text{ m/s} \quad Fr = 0.65$

$$\frac{1}{3 \cdot Fr} = \frac{1}{3 \cdot 0.65} = 0.51$$

D'où :

$\text{tg}(\alpha) = 0.4 < \frac{1}{3 \cdot Fr} = 0.51 \quad \square \quad \text{La condition est vérifiée.}$

- **La profondeur à la fin du convergent**

La section d'écoulement intermédiaire entre le convergent et le coursier est une section de contrôle. Le tirant d'eau dans cette section égale à la profondeur critique. C'est un changement du type d'écoulement du fluvial à l'écoulement torrentiel.

Par une application numérique dans la formule de la profondeur critique ;

On aura :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

AN : $h_c = 1.6 \text{ m}$

- **La vitesse à la sortie du convergent**

$$V = \frac{Q}{l_1 \cdot h}$$

AN : $V_{\text{conv}} = 4.2 \text{ m/s}$

e) Le coursier

Le passage du chenal au coursier se fait avec une rupture de pente afin d'assurer la localisation de la section de contrôle faisant passer d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel dans le coursier. Ce dernier est le plus souvent construit en béton et il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

- **Largueur du coursier**

Pour assurer de bonnes conditions d'écoulement et de construction, on donne au Coursier une section rectangulaire, de la même largeur, à la fin de convergeant.

$$B = Q^{0.4} \quad (V.20)$$

A.N : $B = 3 \text{ m}$

- **Longueur du coursier**

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 66 m.

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique " y_c " et la pente critique.

- **La profondeur critique**

Pour un canal rectangulaire :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b} \right)^2} \quad (V.21)$$

Où :

Q : débit de projet lamine

b : est la largeur du coursier égale à 3m.

A.N : **hcr=1.66m**

- **Pente critique**

La pente critique se détermine par la formule de Manning Strickler :

$$Q = K \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (V.21)$$

Où :

R_H : rayon hydraulique en [m].

I : pente en [m/m].

S : section mouillée.

K : coefficient de Manning –Strickler ($K = 75$)

Pour une section rectangulaire : $I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + (2 \cdot y_c))^{2/3}}{K \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2$

A.N : **$I_{cr} = 1.59 \% < I_{cou} \quad 10\%$** , donc la condition est vérifiée.

- **Calcul de la ligne d'eau dans le coursier**

Le calcul de la ligne d'eau est fait par un moyen informatique, avec le logiciel « CANAL21 ».

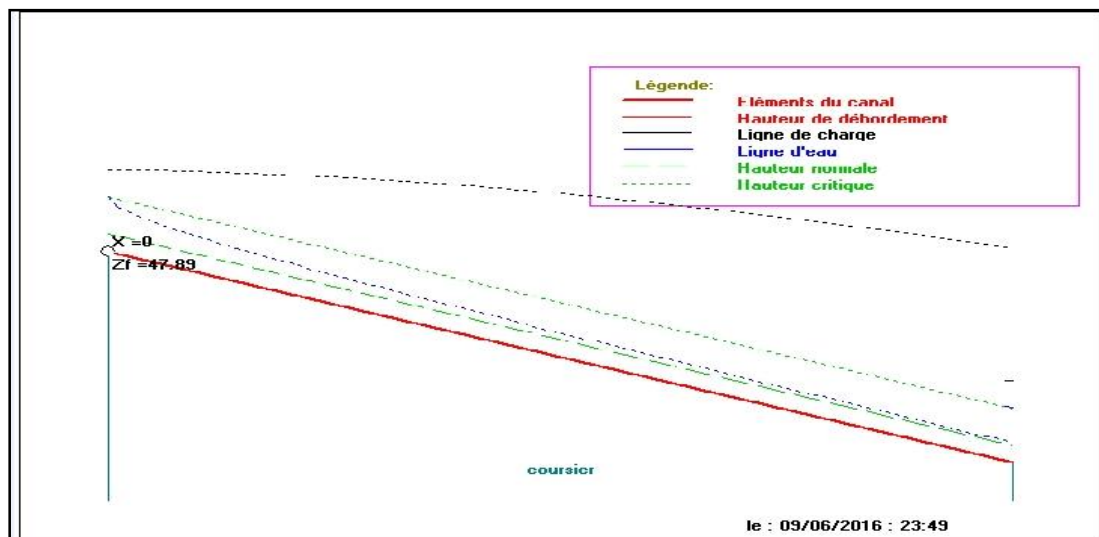
Tableau V.3. Calcul de ligne d'eau

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	y _n (m)	y _c (m)	L bief (m)
20	75	0.10	0.53	1.66	66

Les résultats de calculs sont illustrés dans le tableau

Tableau V.4. Ligne d'eau à pas d'espace de 20m.

Section	Pas	X (m)	Z _f (m)	Y (m)	V (m/s)	F
amont	0	0.00	47.890	1.650	4.040	1.004
1	20	13.20	46.610	0.921	7.240	2.409
1	40	26.40	45.329	0.777	8.582	3.109
1	60	39.60	44.049	0.701	9.514	3.629
1	80	52.80	42.768	0.653	10.203	4.030
aval	100	66	41.48	0.622	10.726	4.34

**Figure V.3.** Tracé de la ligne d'eau (avec canal 21)

D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est : **Y₂ = 0,147m.**

La vitesse au fin coursier est: **V=10.72m/s**

F=4.34

f) Dissipateur d'énergie

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Cet ouvrage permet de dissiper l'énergie des eaux de crue avant de les restituer à l'oued. La forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude d'après les tests réalisés par (USBR) "US bureau Of Réclamation» :

- $1,0 \leq Fr \leq 1,7$: Ressaut ondulé.
- $1,7 < Fr \leq 2,5$: Ressaut faible avec de petites oscillations en surface.
- $2,5 < Fr \leq 4,5$: Ressaut oscillant.
- $4,5 < Fr \leq 9$: Ressaut stable (Stationnaire).
- $Fr > 9$: Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Pour notre cas :

Fr = 4.34 donc $2.5 \leq Fr \leq 4.5$

Il y'aura formation d'un ressaut oscillant. Donc on doit projeter un bassin de dissipation **type I**.

- **Détermination des caractéristiques du bassin**

D'après les données, nous avons : **Fr = 4.34** et **y1 = 0.6 m** et d'après la formule d'impulsion :

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) \quad (V.22)$$

Avec :

y1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m).

y2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m)

AN : Y2 = 3 m.

- **Longueur du bassin**

D'après l'abaque des ANNEXES V $\frac{L}{y_2} = 5$

AN : L = 15m.

- **Dimensionnements des blocs de chute**

La hauteur de bloc de chute est calculée comme suit : $2Y_1 = 1.2 \text{ m}$

Largeur de bloc de chute : **0.5 m.**

Espacement : **1.25 m.**

Hauteur du seuil terminal : **0.75m.**

Le schéma du dissipateur d'énergie type I est présenté dans la figure V.4.

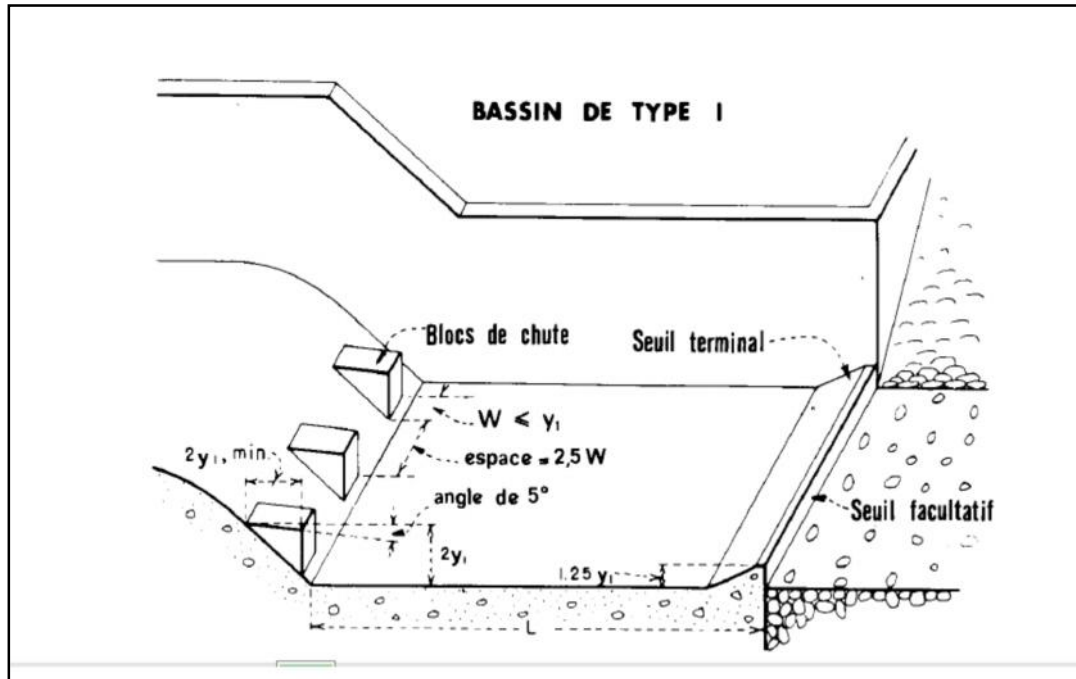


Figure V.4. Bassin de dissipation type I_USBR

g) Canal de restitution

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1, a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel, il sera réalisé en enrochement, la une pente du canal $I_c = 0,3 \%$. les paramètres hydrauliques nécessaires pour le dimensionnement du canal sont :

- La hauteur critique :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \cdot \sigma_{cr}^2 \right) \cdot K \quad (V.10)$$

Avec: $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}}$ et $\sigma = \frac{K \cdot m}{b}$. [m = 1].

Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}}$$

Avec :

$$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr}$$

donc : $S = 5.87 m^2$

$$P = b + h \cdot \sqrt{1 + m^2}$$

donc : $P = 4.9\text{m}$

$$R_{cr} = S_{cr} / p_{cr}$$

donc : $R_{cr} = 1.2\text{m}$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6}$$

donc : $C_{cr} = 51.5$

A.N : $h_{cr} = 1.35\text{ m}$ et $I_{cr} = 0.39\%$.

D'après la formule de Manning nous avons le débit :

$$Q = S C \sqrt{RI}$$

Après approximation successive on trouve que $H_n = 1.63\text{ m}$

Et comme $h > h_{cr}$ et $I < I_{cr}$ donc l'écoulement est fluvial avec une vitesse $V < V_{adm}$, donc il faut juste faire le reprofilage du terrain qui est plus au moins rocheux.

V.4.5. Conception de l'évacuateur de crues

V.4.5.1. Hauteur des murs bajoyers

- **Hauteur des murs à l'entrée du déversoir :**

On a :

$$hm = he + r$$

hm : Hauteur des murs bajoyers en [m].

he : Lamé d'eau sur le déversoir [m].

r : Revanche de sécurité (m) donnée par [$r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$].

A.N:

$$V = Q/S = 2.5\text{ m/s} \quad \text{donc :} \quad r = 0.8\text{ m.}$$

$$hm = 1.1 + 0.8 \approx 2\text{ m}$$

- **Hauteur des murs du chenal :**

$$h = he + r = 1.34 + 0.75 \approx 2.1\text{ m}$$

Avec :

$$r = 0,6 + 0,05 V_n (H_n^{1/3})$$

- **Hauteur des murs au début du coursier :**

La hauteur du mur au début du coursier égale à la hauteur du mur du chenal.

- **Hauteur des murs a la fin du coursier :**

$$hm = he + r = 0.62 + 1 \approx 1.62\text{ m}$$

Avec :

$$r = 0,6 + 0,05 V_f (H_f^{1/3})$$

- **Hauteur de bassin de dissipation :**

$$h_m = h_e + r = 3 + 0.5 = 3.5 \text{ m}$$

Avec :

$$r = (V_1 + Y_2) 0.1$$

AN : $r = 0.5$

V.4.5.2. l'épaisseur des murs bajoyers

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d'une épaisseur de 0.5 m le long de tous les éléments de l'évacuateur de crues. Ces murs assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

V.4.5.3. Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier

V.4.5.3.1. Vagues roulantes

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé.

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$b/h < (10 \div 12)$ et $Fr^2 < 40$

Avec :

b : largeur du coursier.

Fr : Nombre de Froude.

h : profondeur d'eau minimale dans le coursier.

A.N : $\frac{b}{h} = 4.88 < (10 \div 12)$ Et $Fr^2 = 18.8 < 40$

Les deux conditions sont vérifiées donc pas d'apparition de vagues roulantes.

Conclusion

Les dimensions des ouvrages annexes :

- **L'évacuateur de crue :**

Il est de type latéral a entonnement frontal avec $L = 8\text{m}$, implantée sur la rive droite;

- La hauteur au niveau de chenal d'écoulement : 1.34m ;
- La largeur au niveau de chenal d'écoulement : 8m ;
- La longueur de l'évacuateur : 109 m .

- **la vidange de fond :**

Elle est de type La conduite en charge combinée avec la prise du fond;

- La longueur de la conduite est de : 65 m ;
- Le diamètre est de : 400 mm .

- **La prise d'eau :**

Elle est de type conduite en acier avec un écoulement en charge combinée avec la vidange du fond;

- La longueur est de : 63 m ;
- Le diamètre est de : 200 mm .

Chapitre VI

Chapitre VI

Organisation de chantier et estimation quantitative et financière du projet

Introduction

Une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du cout de réalisation de l'ouvrage ainsi que son délai d'exécution. Notre étude consistera donc à organiser le chantier de construction de la retenue collinaire à EMIR ABD ELKADER willaya de JIJEL tout en assurant :

- La rapidité d'exécution des diverses opérations ;
- Une économie par synchronisation et réduction des travaux;
- Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

En finalité un devis quantitatif est estimatif du projet sera établi afin d'évaluer le cout de réalisation du barrage.

VI.1. Description de chantier de barrage

La variante retenue est celle d'un barrage homogène. Les matériaux constituant le corps de la digue sont présents à proximité du site, sauf ceux nécessaire pour les travaux de bétonnage des ouvrages annexes (ciment,..).

La variable retenue nécessite les différent engins de terrassement cités dans le tableau suivant. Et moins de mains d'œuvre.

TableauVI.1. Engins de terrassement

Engins	Rôle
Bulldozer	Pour l'exécution des déblais et des remblais
Pelle	Pour l'extraction des alluvions
Camion bennes	Pour le transport des terres
Niveleuse	Pour le réglage.
Compacteur	Pour le compactage
Camion-citerne	Pour l'humectage

VI.2. Ordre d'exécution des travaux

Les travaux de chantier sont exécutés dans l'ordre suivant :

- Prévention d'une route d'accès au chantier ;
- Installation du chantier ;
- Implantation des axes des différents ouvrages ;
- Construction de la prise d'eau et la vidange du fond ;
- les travaux dans la retenue proprement dit et en même temps les travaux dans l'évacuateur de crues.
- Coupure finale et mise en eau.

VI.2.1. Installations de chantier

Les différentes installations qu'il faut implanter sont :

- ☐ Installations destinées au personnel ;
- ☐ Installations destinées au stockage des matériaux ;
- ☐ Installations destinées à la réparation des engins ;
- ☐ Installation destinée pour la préfabrication.

VI.2.2. Travaux Préparatoires

Parmi les travaux préparatoires qu'il faut établir les suivants :

- ☐ Aménagement des pistes de circulation des engins et des aires de stockage de matériaux de construction ;
- ☐ Décapage de l'emprise de la digue ;
- ☐ Déboisement et défrichage de la cuvette, démolition éventuelle d'infrastructure noyée.

VI.2.3. Implantation de l'Ouvrage

L'implantation de l'ouvrage consiste à matérialiser par rapport aux points de basse les éléments suivants :

- ☐ Axe du Barrage ;
- ☐ Assiette du Barrage définie par les profils en travers ;
- ☐ Axes des ouvrages annexes : la prise d'eau et la vidange du, évacuateur de crue.

VI.2.4. Exécution de la dérivation provisoire

Nous avons vu que pour des ouvrages de moyenne importance, la concentration des opérations de chantier sur une seule saison estival permet parfois d'utiliser la conduite de prise d'eau et vidange de fond pour dériver les eaux du cours d'eau aménagé, combinant ainsi sur un seul ouvrage de plusieurs fonction , à savoir :

- Utilisation des eaux de la retenue (débit nominal d'équipement) ;
- Vidange accidentelle du petit barrage ;
- Protection du chantier ;

Le faible risque de crue importante pendant la période de construction permet généralement de définir des débits de même ordre de grandeur pour ces trois fonctions.

VI.3. Exécution des ouvrages

a. Les fouilles - tranchées d'ancrage :

Le fond de la fouille sera soigneusement nettoyé et asséché de toute venue d'eau. Les parties rocheuses seront décapées et nettoyées de tous débris de rocher altéré. Si après décapage le substratum apparaît trop lisse, sa rugosité sera accrue par scarification ou piquage. Dans le cas général, on arrosera le rocher en ayant soin de ne laisser se former aucune flaque d'eau avant la mise en place du remblai.

b. Le remblai en terre compactée :

L'exécution du remblai en terre compacté comprend les deux phases les plus importants du barrage en terre qui sont le prélèvement des matériaux et le compactage du remblai.

Les matériaux argileux marneux provenant des zones d'emprunt dans laquelle a eu lieu des prélèvements des échantillons de sols, seront réutilisés pour le remblaiement de la digue.

Le compactage du remblai peut être réalisé à l'aide de dameurs mécaniques, de l'équipement de transport, de rouleaux à pneus avec des dispositifs vibrants ou le plus souvent de rouleaux à pied de moutons parfois remplacés par des rouleaux à grilles.

Dans notre cas de réalisation on opte pour rouleau à pied de mouton. Théoriquement ces rouleaux peuvent être calculés d'après les considérations sur l'énergie de compactage. Le dispositif de nettoyage prévu pour détacher la terre qui s'accumule entre les pieds de rouleaux doit fonctionner dans les deux sens de marche.

c. Exécution des travaux de mise en place des filtres et drains

L'extraction des matériaux pour filtres et drains du lit d'oued se fera à l'aide d'une pelle hydraulique équipée en rétro, puis ils seront concassés pour avoir la granulométrie exigée par le projet d'étude.

La mise en place des filtres et drains est identique à celle des massifs de la digue, seul le compactage est assuré au moyen d'un rouleau lisse sans vibration et ceci afin d'éviter la ségrégation des matériaux fins et par conséquent influe sur la fonction du filtre.

d. protection des parements

Les matériaux pour l'enrochement de protection (rip-rap) sont simplement déversés et régalez à l'aide d'une pelle mécanique de manière à assurer un bon arrangement des blocs, cette opération se répète au fur et à mesure de la montée du remblai et c'est tous les 3m.

e. Compactage

On compacte le sol dans le corps du barrage couche par couche par un rouleau. Pour atteindre la densité du projet, il faut faire de couche de sol de 30cm d'épaisseur avec 6 à 8 passes au rouleau pour obtenir un remblai bien compacté. Un contrôle journalier doit être fait durant toute la période de réalisation du remblai. Pendant la saison d'été il faut augmenter la quantité d'eau pour l'humidification et pour faciliter le compactage.

f. Exécution des travaux de bétonnage

Le béton est transporté à partir d'une centrale à béton réalisé à proximité du site. Pour la réalisation de la vidange du fond et l'évacuateur de crue.

VI.4. Planification

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de la réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches, c'est-à-dire, une recherche de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques.

VI.4.1. Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

- **Collection des informations** : L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.
- **Décomposition du projet** : le projet sera décomposé en tâches, et nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels, et sa durée de réalisation en fonction de la cadence des travaux de chaque engin.
- **Relations entre les tâches** : Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

❑ Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire. Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode **C.P.M.**

VI.4.2. Symboles des différentes opérations

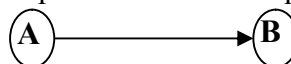
Comme la vraie planification des travaux de réalisation d'un barrage est plus au moins complexe. On a choisi les opérations fondamentales, ou leurs symboles sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. Symboles des opérations

Nom des opérations	OP	TR (mois)	Nom des opérations	OP	TR (mois)
Travaux routiers et Installation de chantier	A	1	mise en place un système de drainage et filtre	G	2
décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange	B	2	Protection des talus	H	1
Construction de la prise d'eau et conduite et vidange	C	2	Construction de l'évacuateur de crue	I	4
Préparation des zones d'emprunt	D	1	Equipement hydrauliques et finition	J	3
déboisement de la cuvette	E	1	Mise en eau	K	-
Construction de la digue (remblai compacté)	F	4			

VI.4.3. Construction du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes. On va réaliser un réseau à nœud ou l'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches. L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.



Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- ❑ Etablissement d'une liste des tâches ;
- ❑ détermination des tâches antérieures;
- ❑ Construction des graphes partiels ;
- ❑ Regroupement des graphes partiels ;
- ❑ Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage (Construction du réseau).

VI.4.4. La méthode de calcul C.P.M (Critical path method)

- Les paramètres de la méthode

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;
DCP : date de commencement au plus tôt ;
DCPP : date de commencement au plus tard ;
DFP : date de finition au plus tôt ;
DFPP : date de finition au plus tard ;
MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

- **Le chemin critique (CC) :**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\mathbf{CC \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{c.c} = D.T.P} \end{cases}}$$

Notre réseau est représenté sur la figure VI.1; le diagramme gant est donné en annexe.

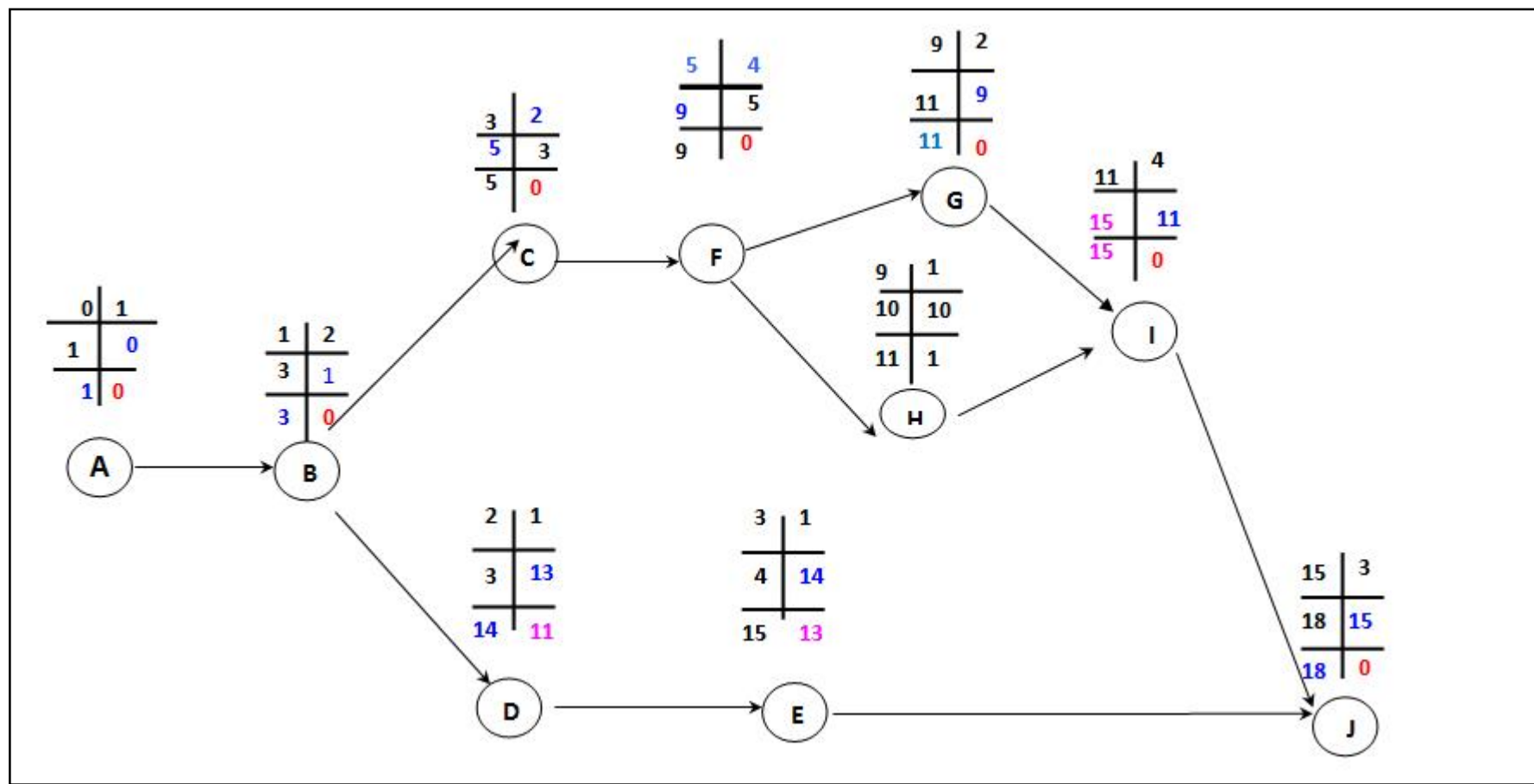


Figure VI.1 : Calcul par C.P.M du réseau a nœud

VI.5. Estimation quantitatif est financières du projet

Le devis estimatif du barrage et de ces ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues et vidange de fond + prise d'eau. Après avoir quantifié les différents volumes les résultats sont représentés dans le tableau suivant.

Tableau VI.3. Devis quantitatif des travaux

Digue			
Travaux	Prix(u) (DA)	Quantité (m3)	Total (DA)
Décapage de la couche de terre végétale	300	4000	1200000
Remblai	1500	42814.5	13884300
Enrochements (RIP-RAP)	1500	3469.2	5203800
Graviers	4000	969.22	3876880
Drain et filtre	4000	1266.72	5066880
Bitume	2 050	300	615000
couche de TVO sur une épaisseur de 30	800	630	504000
Total			30350860
Evacuateur de crue			
Décapage de la terre végétale	300	200	60000
Déblai	400	1000	380000
Confection du béton de propreté dosé à 150 kg/m³	7000	150	1050000
Confection du béton armé dosé à 350kg/m³	42000	350	14700000

Suite tableau VI.3.

Fourniture et pose d'enrochement en pierre dures de diamètre 300/500mm	1200	850	940000
Remblaiement autour de murs bajoyers y compris compactage	100	100	10000
Evacuation des terres excédentaires à la décharge publique	100	600	60000
Water stop	500	45(ml)	27000
Total			17227000
Galerie de dérivation, vidange du fond et prise d'eau			
Déblai	400	200	80000
Remblai	1500	100	150000
Béton armé 350 kg/m3	22000	50	440000
Béton de propreté 150 kg/m3	6000	20	30000
Conduite métallique Ø 400	60000	100(ml)	600000
Conduite métallique Ø200	40000	100(ml)	400000
Crépine pour DN 400		1(U)	40000
Vannes Ø400	60000	1 (U)	60000
Vannes Ø 200	40000	1(U)	40000
Total			3840000

VI.6 Coût de L'aménagement

Sur la bases des quantités précédemment dégagées et en connaissant les prix pratiqués actuellement sur le marché des travaux publics et hydraulique, une estimation du coût global du projet est opérée comme indiquée ci-dessous

Tableau VI.4 Récapitulatifs des résultats

N°	Désignation des ouvrages	Coût total(DA)
I	Digue	30350860.00
II	Evacuateur de crues	17777000.00
III	Conduite de prise d'eau et vidange de fond	3840000.00
IV	Travaux annexes	4 500 000.00

L'estimation totale de l'aménagement s'élève à la somme de : **56467860,00 DA.**

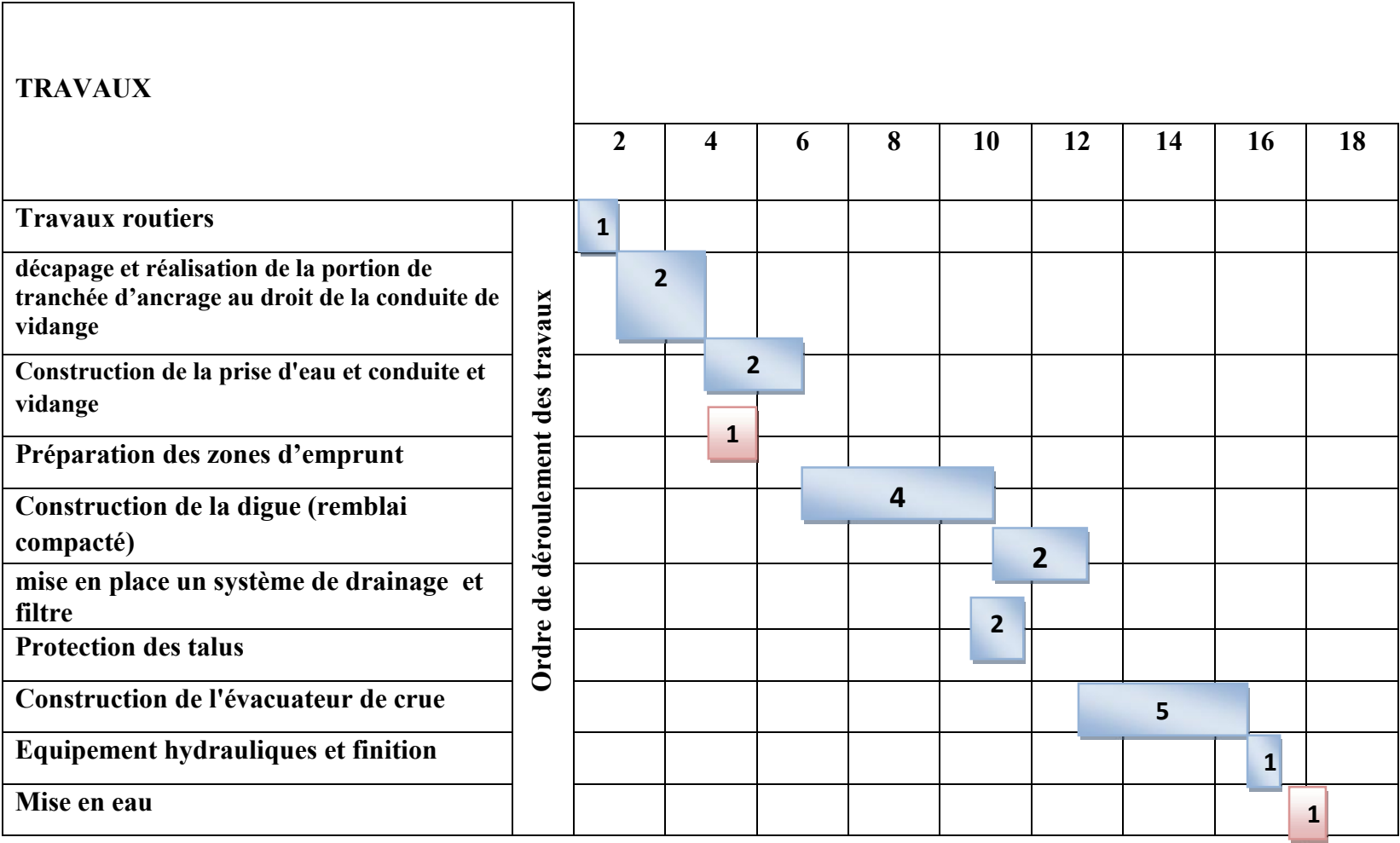
Conclusion

L'objet de ce chapitre été d'organiser le chantier du retenue collinaire de oued ELHAMMOUL en coordonnant la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir, dans les meilleures conditions possibles, les travaux à exécuter pour la construction de ce retenue. Malgré les problèmes auxquels nous nous sommes heurtés (tels que manque de documents détaillés), nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent à l'organisation de chantier, et de faire un devis estimatif de ce projet.

Le délai de construction de la retenue est de **8 mois.**

Finalement les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les tâches critiques, et qui perturbent l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Tout ceci est normalement pris en charge lors de l'étude d'organisation d'un chantier.

Tableau VI.5 programme des travaux pour la réalisation de la retenue d’Emir Abd Elkader



Conclusion générale

Conclusion générale

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de l'étude d'une retenue collinaire d'Emir Abd Elkader ont permis de tirer les conclusions suivantes :

La construction de la retenue est Faisable et n'implique aucune difficulté technique d'après le choix du site. De plus, le choix d'une retenue du type en terre homogène (d'argile) avec un drain horizontale et un prisme en aval permet l'utilisation exclusive de matériaux disponibles in situ.

L'emplacement et le type d'évacuateur de crue a été arrêté pour un évacuateur type frontal placé sur la rive droite de la digue, pour une largeur de 8 m après une étude d'optimisation (technico-économique).

Nous avons jugé qu'il serait économiquement raisonnable, de construire en premier lieu la conduite de vidange de fond pour évacuer les débits de chantier, et elle doit être terminée avant le début de la réalisation du corps du barrage. la vidange sera combinée avec la conduite de prise d'eau.

La digue de la retenue collinaire sur oued ELHAMMOUL sera jouer deux rôles importants le premier est la protection contre les inondations et assurer la pérennité de l'irrigation, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres, l'intensification et la diversification des cultures, l'amélioration de la production, et le développement des industries induites.

Cette étude a permis de définir les critères technico-économique les plus favorables possibles pour la réalisation de la retenue d'Emir Abd Elkader.

Bibliographie

Bibliographie

- [1] : B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie ENSH -Blida -Mars 2004.
- [2] : B. TOUAIBIA et B.BENLAOUKLI : introduction au dimensionnement des retenues collinaires .ENSH Blida .Avril 2004
- [3] : Technique des barrages en aménagement rural – Edition Eyrolles Paris 1997
- [4] : M.K.MIHOUBI : Cours d'ouvrages –ENSH-2014.
- [5] : B. BENLAOUKLI : Cours d' O. D.C - 3^{ème} année – 2013.
- [6] : MOHAMED HASSANE : Les ouvrages annexes de barrage. (Extrait du cours d'ouvrages hydrotechniques).ENSH .Blida 2006
- [7] :V.AMBRTSOUMIAN : Recommandations méthodologiques 1994 . ENSH – Blida .
- [8] : Procédures méthodologiques pour l'exécution d'études de retenues collinaires et petites Barrages. ANBT
- [9] : Procédures méthodologiques pour l'exécution d'études des retenues collinaires et petits barrages .ANBT
- [10] : V.VOLKOV : Guide de la thèse de fin d'études .ENSH-Blida .1986

Tableau annexe I: pluies max journalière

	sept	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	juin	juil	aout
1973	29.78	48.85	24.6	72.2	62.5	35.7	56	19.6	1.9	5.7	8	0
1974	43.9	38.3	46.2	27.5	20	54.5	40.2	13.1	23.1	2.3	0	12.3
1975	6	8	45	48.8	47.4	40	93.7	40.9	36.5	9	12.2	9
1976	14	40	29	22	35	20	15.5	38	3.4	15	0	3.5
1978	6	2.4	48	0	40	27	32	23	14.5	0	0	0.7
1978	3.5	46	54.7	6	27.5	50	16.5	65	7	6	1	4
1979	30	30	30	39	14	16	34	24.5	20	2.5	0	4
1980	2.2	35	64	36	12.5	21.5	31.7	28	11.5	19	2	33
1981	2.5	39	40	36.5	120.5	43.5	15.3	28.5	10.5	9	0	6
1982	18.2	75	43.5	50	4.5	24	23	9	9.8	0	3.5	5
1983	4	47	41	39	36.4	70.5	45.3	39.2	24.8	8.6	2.4	10.2
1984	29.8	48.9	63	69.5	51.2	53.2	45.3	7.5	24.8	8.6	2.4	10.2
1985	29.8	48.9	63	69.5	19	49.5	48	19.5	3.5	0	0	0
1986	29.8	48.9	63	45.6	54.5	47.6	25.4	15.5	39.4	0	0	1.1
1987	29.8	48.9	23	7.5	16	32.5	4.5	25.4	10.3	5	0	0
1988	28.1	2.9	25.6	49.3	26.5	46.4	30.9	32.5	6.5	5.2	6.5	0
1989	6.3	48.9	40.3	21.1	51.9	0	10.5	24.1	35.6	0	4.5	3.2
1990	1.2	26.8	65.1	69.2	28.5	30.2	35.2	12.1	17.3	0	0	0
1991	20.2	48.9	63	69.5	31.9	7.4	40	40.5	82.3	18.7	0	0
1992	4.3	41.5	20.6	59.5	27.7	26.7	37.2	48.6	30.4	2.9	0	0
1993	17	63.5	43.3	65.4	36.8	53.2	0		16.4	0	0	0
1994	33.7	36.2	5.5	59.2	38.5	13	29.2	18.2	2.2	5.9	0	16
1995	22.1	60.8	21	28.8	48.3	66.4	40.8	30	22	28	5.5	0.8
1996	7.8	40	28.5	50.3	15.3	8.6	15.3	40	4.3	10.4	0	4

Suite tableau pluies max journalière												
1997	44.2	72.6	42	34.5	15	46.6	30.8	48.1	36.9	1	0	24.5
1998	25.3	38.4	74.4	35.1	88.1	49	46	21.9	2.5	0	0	0
1999	10	8.7	44.1	60.5	23.8	23.2	5.5	17.4	101.1	4.5	1.5	10
2000	14.1	43	73.8	23.3	44.5	33.3	13	26.5	21.7	0	0	1.7
2001	16.8	2.7	77.7	71	33.6	28.8	13.7	25.6	9.5	1.4	18.5	35
2002	64.6	32	33.8	154.2	63	22.8	12.2	35.6	24	0	3.9	0
2003	56.8	20.7	25.5	69	24.6	31.8	23	31.6	25.3	68.5	1.1	2.2
2004	20.5	15	93.1	34.9	53.8	47	26.7	53.4	6.4	0	3.1	5.1
2005	22.6	11.5	23.6	44	56.2	43.7	16.2	19.6	14	1.2	0	12.6
2006	52.7	21	144.4	166.2	190.4	183	59.7	32.6	26.8	2.2	0	27.1
2007	42.6	38.3	42.4	227.2	10.6	76.1	257.5	76	10.2	24.9	5	6.3
2008	81.8	144.4	265.4	235.3	34	35.4	175.4	21.3	115	5.2	0	14
2009	130.7	30.4	120.3	140	127.6	96.2	84.1	133.9	19.9	0	0	20.3
2010	132	76.5	129.1	156	114.3	61.3	103.5	52.4	87.9	37.5	2.8	0
1011	48.2	216.7	199.1	108.3	88	155.4	83.1	83.9	29.7	34.5	9.9	0
2012	8.4	107.7	139.6	139	68.7	127.3	95.1	124.7	2.4	0	2.5	125.5

Tableau annexe II : résultats de calcul de la pluie $P_{\max,t,p\%}$ et l'intensité I_0

Fréquence										
	0.999		0.99		0.98		0.95		0.9	
Temps (h)	P_{ct} (mm)	I (mm/h)	P_{ct} (mm)	I (mm/h)	P_{ct} (mm)	I (mm/h)	P_{ct} (mm)	I (mm/h)	P_{ct} (mm)	I (mm/h)
0.5	28.00	56.00	18.62	37.24	17.18	34.35	15.30	30.60	13.76	27.51
1	39.60	39.60	26.33	26.33	24.29	24.29	21.64	21.64	19.45	19.45
1.5	48.50	32.33	32.25	21.50	29.75	19.83	26.50	17.67	23.83	15.88
2	56.00	28.00	37.24	18.62	34.35	17.18	30.60	15.30	27.51	13.76
3	68.59	22.86	45.61	15.20	42.07	14.02	37.48	12.49	33.69	11.23
4	79.20	19.80	52.66	13.17	48.58	12.15	43.27	10.82	38.91	9.73
8	112.01	14.00	74.48	9.31	68.70	8.59	61.20	7.65	55.02	6.88
12	137.18	11.43	91.22	7.60	84.15	7.01	74.95	6.25	67.39	5.62
15	153.37	10.22	101.98	6.80	94.08	6.27	83.80	5.59	75.34	5.02
17	163.28	9.60	108.57	6.39	100.15	5.89	89.21	5.25	80.21	4.72
20	177.10	8.85	117.76	5.89	108.63	5.43	96.76	4.84	87.00	4.35
24	194.00	8.08	129.00	5.38	119.00	4.96	106.00	4.42	95.30	3.97

Tableau annexe III : calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour

	Q₁₀	Q₂₀	Q₅₀	Q₁₀₀	Q₁₀₀₀
temps	13.32	16.67	21.1	24.45	35.58
0	0	0	0	0	0
0.2	0.533	0.667	0.844	0.978	1.423
0.4	2.131	2.667	3.376	3.912	5.693
0.6	4.795	6.001	7.596	8.802	12.809
0.8	8.525	10.669	13.504	15.648	22.771
1	13.320	16.670	21.100	24.450	35.580
1.2	13.320	16.670	21.100	24.450	35.580
1.4	10.372	12.981	16.430	19.039	27.706
1.6	7.895	9.880	12.506	14.492	21.088
1.8	5.847	7.318	9.262	10.733	15.619
2	4.188	5.242	6.635	7.688	11.187
2.2	2.877	3.601	4.558	5.281	7.685
2.4	1.873	2.344	2.967	3.438	5.003
2.6	1.135	1.420	1.797	2.083	3.031
2.8	0.621	0.778	0.984	1.141	1.660
3	0.292	0.366	0.463	0.537	0.781
3.2	0.107	0.133	0.169	0.196	0.285
3.4	0.023	0.029	0.036	0.042	0.061
3.5	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002
0	0	0	0	0	0

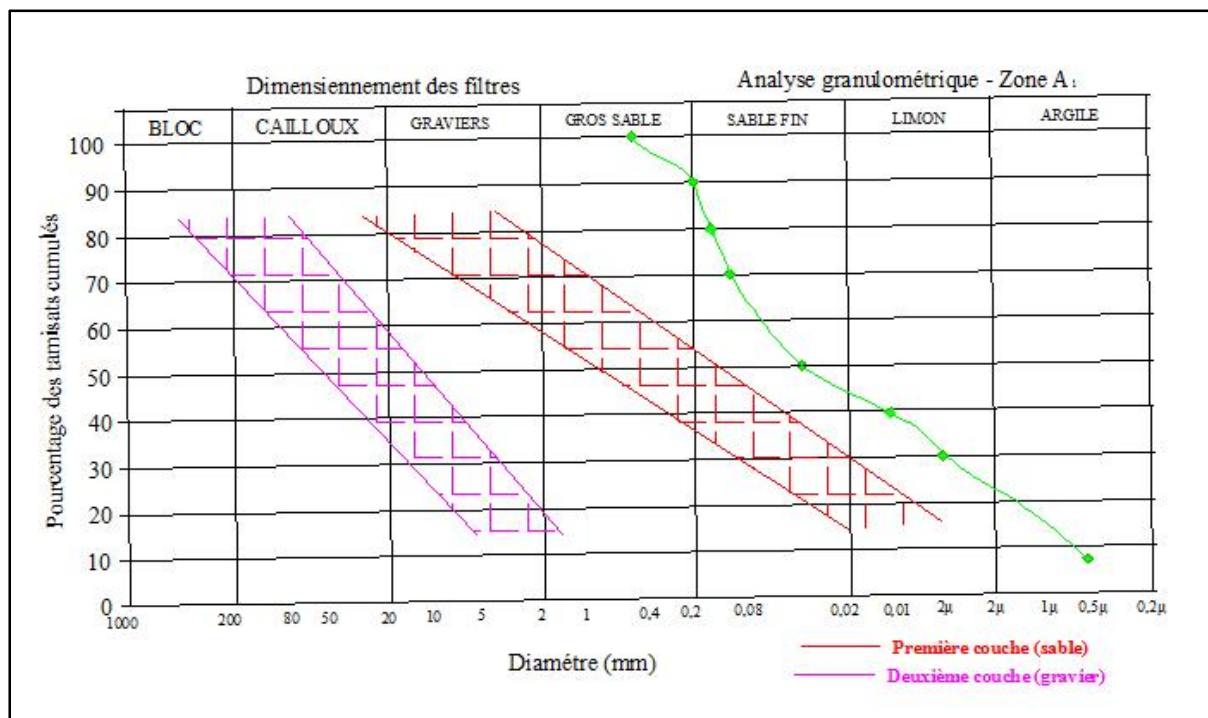


Figure annexe 1 : Fuseau granulométrique des filtres et drains

Tableau annexe IV: Résultat de calcul du cercle critique dans le cas de fin de construction R=14.29m**Stabilité pour le cas de fin de construction(R= 14.29m)**

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	dn	a*Gn*dn
-2	1.429	0.95	0	0	-0.2	0.980	2.036	-0.407	1.995	1.458	0.190	0.34	0.678	13.820	2.814
-1	1.429	1.51	0	0	-0.1	0.995	3.237	-0.324	3.220	1.436	0.187	0.34	1.095	13.580	4.395
0	1.429	1.93	0	0	0	1.000	4.137	0.000	4.137	1.429	0.186	0.34	1.407	13.430	5.556
1	1.429	2.19	0	0	0.1	0.995	4.694	0.469	4.671	1.436	0.187	0.34	1.588	13.360	6.272
2	1.429	2.31	0	0	0.2	0.980	4.951	0.990	4.851	1.458	0.190	0.34	1.649	13.380	6.625
3	1.429	2.25	0	0	0.3	0.954	4.823	1.447	4.601	1.498	0.195	0.34	1.564	13.490	6.506
4	1.429	2	0	0	0.4	0.917	4.287	1.715	3.929	1.559	0.203	0.34	1.336	13.670	5.860
5	1.429	1.52	0	0	0.5	0.866	3.258	1.629	2.822	1.650	0.215	0.34	0.959	13.960	4.548
6	1.429	0.73	0	0	0.6	0.800	1.565	0.939	1.252	1.786	0.232	0.34	0.426	14.330	2.242
somme								6.458			1.783		10.703		44.819
Kss	1.93														
Kas	1.30														

Tableau annexe V: Résultat de calcul du cercle critique dans le cas de fin de construction R=16.54m

Stabilité pour le cas de fin de construction(R= 16.54)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-1	1.654	1.38	0	0	-0.10	0.995	3.424	-0.342	3.407	1.662	0.216	0.340	1.158	15.900	5.444
-3	1.654	2.5	0	0	-0.30	0.954	6.203	-1.861	5.917	1.734	0.225	0.340	2.012	15.340	9.515
-2	1.654	3.44	0	0	-0.20	0.980	8.535	-1.707	8.362	1.688	0.219	0.340	2.843	14.850	12.674
-1	1.654	4.2	0	0	-0.10	0.995	10.420	-1.042	10.368	1.662	0.216	0.340	3.525	14.440	15.047
0	1.654	4.8	0	0	0.00	1.000	11.909	0.000	11.909	1.654	0.215	0.340	4.049	14.140	16.839
1	1.654	5.24	0	0	0.10	0.995	13.000	1.300	12.935	1.662	0.216	0.340	4.398	13.960	18.149
2	1.654	5.5	0	0	0.20	0.980	13.646	2.729	13.370	1.688	0.219	0.340	4.546	13.900	18.967
3	1.654	5.46	0	0	0.30	0.954	13.546	4.064	12.922	1.734	0.225	0.340	4.394	13.960	18.911
4	1.654	5.45	0	0	0.40	0.917	13.521	5.409	12.393	1.805	0.235	0.340	4.213	14.160	19.146
5	1.654	5.06	0	0	0.50	0.866	12.554	6.277	10.872	1.910	0.248	0.340	3.696	14.480	18.178
6	1.654	4.45	0	0	0.60	0.800	11.040	6.624	8.832	2.068	0.269	0.340	3.003	14.980	16.539
7	1.654	3.42	0	0	0.70	0.714	8.485	5.940	6.060	2.316	0.301	0.340	2.060	15.460	13.118
8	1.654	1.8	0	0	0.80	0.600	4.466	3.573	2.679	2.757	0.358	0.340	0.911	16.540	7.386
somme								8.550			1.988		31.138		134.691
Kss	2.87														
Kas	1.98														

Tableau annexe IV: Résultat de calcul du cercle critique dans le cas de fin de construction R=27.05m

Stabilité pour le cas de fin de construction(R=27.05)															
N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	dn	a*Gn*dn
-4	2.705	1.04	0	1.48	-0.4	0.917	10.185	-4.074	9.335	2.951	0.384	0.34	3.174	25.830	26.308
-3	2.705	2.02	0	2.18	-0.3	0.954	16.983	-5.095	16.200	2.836	0.369	0.34	5.508	25.050	42.541
-2	2.705	2.85	0	2.3	-0.2	0.980	20.834	-4.167	20.413	2.761	0.359	0.34	6.940	24.420	50.876
-1	2.705	3.83	0	2.46	-0.1	0.995	25.455	-2.546	25.328	2.719	0.353	0.34	8.611	24.130	61.423
0	2.705	4.82	0	2.03	0	1.000	27.739	0.000	27.739	2.705	0.352	0.34	9.431	23.910	66.324
1	2.705	5.94	0	1.63	0.1	0.995	30.671	3.067	30.517	2.719	0.353	0.34	10.376	23.600	72.384
2	2.705	6.92	0	1.48	0.2	0.980	34.043	6.809	33.355	2.761	0.359	0.34	11.341	23.470	79.899
3	2.705	7.35	0	0.63	0.3	0.954	32.362	9.709	30.871	2.836	0.369	0.34	10.496	23.500	76.050
4	2.705	6.76	0	0	0.4	0.917	27.429	10.971	25.139	2.951	0.384	0.34	8.547	23.820	65.335
5	2.705	5.71	0	0	0.5	0.866	23.168	11.584	20.064	3.123	0.406	0.34	6.822	24.290	56.276
somme								30.065			36.870		96.846		712.069
Kss	2.45														
Kas	1.37														

Tableau annexe VII: Résultat de calcul du cercle critique dans le cas de la retenue plane R = 14.29m

**Stabilité pour le cas de fonctionnement normale
(R=14.29m)**

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tan θ	Ui	Ui*dli	Ui*tan θ	dn	a*Gn*d n
-2	1.43	0.95	0	0	-0.1667	0.99	2.36	-0.39	2.33	1.45	4.93	0.27	0.63	0	0	0.000	13.820	3.26
-1	1.43	1.51	0	0	-0.0833	1.00	3.75	-0.31	3.74	1.43	4.88	0.27	1.01	0	0	0.000	13.580	5.10
0	1.43	1.93	0	0	0	1.00	4.80	0.00	4.80	1.43	4.86	0.27	1.30	0	0	0.000	13.430	6.44
1	1.43	2.19	0	0	0.0833	1.00	5.45	0.45	5.43	1.43	4.88	0.27	1.47	0	0	0.000	13.360	7.27
2	1.43	2.31	0	0	0.1667	0.99	5.74	0.96	5.66	1.45	4.93	0.27	1.53	0	0	0.000	13.380	7.69
3	1.43	2.25	0	0	0.25	0.97	5.59	1.40	5.42	1.48	5.02	0.27	1.46	0	0	0.000	13.490	7.55
4	1.43	2	0	0	0.3333	0.94	4.97	1.66	4.69	1.52	5.15	0.27	1.27	0	0	0.000	13.670	6.80
5	1.43	1.52	0	0	0.4167	0.91	3.78	1.57	3.44	1.57	5.34	0.27	0.93	0	0	0.000	13.960	5.28
6	1.43	0.73	0	0	0.5	0.87	1.82	0.91	1.57	1.65	5.61	0.27	0.42	0	0	0.000	14.330	2.60
6	1.43	5.133	0	0	0.5	0.87	12.76	6.38	11.05	1.65	5.61	0.27	2.98	0	0	0.000	24.994	31.90
7	1.43	3.895	0	0	0.5833	0.81	9.68	5.65	7.87	1.76	5.98	0.27	2.12	0	0	0.000	25.645	24.84
somm								21.893			63.70		16.210			0.000		123.02
Kss	3.65																	
Kas	2.62																	

Tableau annexe VIII: Résultat de calcul du cercle critique dans le cas de la retenue plaine R = 16.54m

**Stabilité pour le cas de fonctionnement normale
(R=16.54m)**

N°T r	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	U i	Ui*d li	Ui*tan θ	dn	a*Gn* dn
-1	1.7	1.38	0	0	-0.10	0.995	3.972	-0.397	3.952	1.662	5.652	0.27	1.067	0	0	0	15.900	6.315
-3	1.7	2.5	0	0	-0.30	1	7.195	-2.158	6.863	1.734	5.895	0.27	1.853	0	0	0	15.340	11.037
-2	1.7	3.44	0	0	-0.20	0.980	9.900	-1.980	9.700	1.688	5.740	0.27	2.619	0	0	0	14.850	14.702
-1	1.7	4.2	0	0	-0.10	0.995	12.087	-1.209	12.027	1.662	5.652	0.27	3.247	0	0	0	14.440	17.454
0	1.7	4.8	0	0	0.00	1.000	13.814	0.000	13.814	1.654	5.624	0.27	3.730	0	0	0	14.140	19.533
1	1.7	5.24	0	0	0.10	0.995	15.081	1.508	15.005	1.662	5.652	0.27	4.051	0	0	0	13.960	21.052
2	1.7	5.5	0	0	0.20	0.980	15.829	3.166	15.509	1.688	5.740	0.27	4.187	0	0	0	13.900	22.002
3	1.7	5.46	0	0	0.30	0.95	15.71	4.714	14.990	1.73	5.895	0.27	4.047	0	0	0	13.96	21.936
4	1.7	5.45	0	0	0.40	0.917	15.685	6.274	14.375	1.805	6.136	0.27	3.881	0	0	0	14.160	22.210
5	1.7	5.06	0	0	0.50	0.86	14.56	7.281	12.611	1.91	6.494	0.27	3.405	0	0	0	14.48	21.086
6	1.7	4.45	0	0	0.60	0.80	12.8	7.684	10.246	2.07	7.030	0.27	2.766	0	0	0	14.98	19.185
7	1.7	3.42	0	0	0.70	0.71	9.843	6.890	7.029	2.31	7.875	0.27	1.898	0	0	0	15.46	15.217
8	1.7	1.8	0	0	0.80	0.60	5.180	4.144	3.108	2.75	9.373	0.27	0.839	0	0	0	16.54	8.568
somme								35.917			82.75		37.592			0		220.298
	Kss	3.35																
	Kas	2.44																

Tableau annexe XI: Résultat de calcul du cercle critique dans le cas de la retenue plane R = 27.05m

Stabilité pour le cas de fonctionnement normale (R=27.05m)																		
N° Tr	bi	h1	h 2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn *Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tan θ	Ui	Ui*d li	Ui*dli*ta ng θ	dn	a*Gn* dn
-4	2.7	1.04	0	1.48	-0.4	0.917	11.501	-4.600	10.540	2.95 1	10.03 5	0.27 0	2.846	1	4	0.400	25.8 30	29.706
-3	2.7	2.02	0	2.18	-0.3	0.954	19.237	-5.771	18.351	2.83 6	9.641	0.27 0	4.955	2	6	0.589	25.0 50	48.190
-2	2.7	2.85	0	2.3	-0.2	0.980	23.680	-4.736	23.201	2.76 1	9.387	0.27 0	6.264	2	6	0.621	24.4 20	57.826
-1	2.7	3.83	0	2.46	-0.1	1	29.006	-3	28.861	2.71 9	9.243	0.27 0	7.792	2	7	0.664	24.1 30	69.992
0	2.7	4.82	0	2.03	0.0	1.000	31.747	0.000	31.747	2.70 5	9.197	0.27 0	8.572	2	5	0.548	23.9 10	75.906
1	2.7	5.94	0	1.63	0.1	0.995	35.233	3.523	35.056	2.71 9	9.243	0.27 0	9.465	2	4	0.440	23.6 00	83.150
2	2.7	6.92	0	1.48	0.2	0.980	39.176	7.835	38.384	2.76 1	9.387	0.27 0	10.364	1	4	0.400	23.4 70	91.946
3	2.7	7.35	0	0.63	0.3	0.954	37.406	11.222	35.683	2.83 6	9.641	0.27 0	9.634	1	2	0.170	23.5 00	87.904
4	2.7	6.76	0	0	0.4	0.917	31.817	12.727	29.161	2.95 1	10.03 5	0.27 0	7.873	0	0	0.000	23.8 20	75.789
5	2.7	5.71	0	0	0.5	0.866	26.875	13.438	23.275	3.12 3	10.62 0	0.27 0	6.284	0.00 0	0.00 0	0.000	24.2 90	65.280
Kss	1.83																	
Kas	2.97																	

Tableau annexe X: Résultat de calcul du cercle critique dans le cas de la vidange rapide R=21.76m

Stabilité pour le cas du Vidange Rapide(R=21.76)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	dn	a*Gn*dn
-5	2.2	0	0.84	1.610	-0.50	0.866	9.418	-4.709	8.156	2.513	8.543	0.27	2.202	20.670	19.467
-4	2.2	0	1.56	2.56	-0.40	0.917	15.947	-6.379	14.615	2.374	8.072	0.27	3.946	19.840	31.638
-3	2.2	0	2.29	3.24	-0.30	0.954	21.549	-6.465	20.557	2.281	7.756	0.27	5.550	19.090	41.137
-2	2.2	0	3.00	3.69	-0.20	0.980	26.239	-5.248	25.709	2.221	7.551	0.27	6.941	18.450	48.412
-1	2.2	0	3.74	3.89	-0.10	0.995	30.162	-3.016	30.011	2.187	7.436	0.27	8.103	17.940	54.110
0	2.2	0	4.10	3.93	0.00	1.000	31.864	0.000	31.864	2.176	7.398	0.27	8.603	17.230	54.902
1	2.2	0	4.46	3.90	0.10	0.995	32.561	3.256	32.398	2.187	7.436	0.27	8.748	17.580	57.243
2	2.2	0.000	5.19	3.69	0.20	0.980	34.107	6.821	33.418	2.221	7.551	0.27	9.023	17.380	59.278
3	2.2	0.000	5.91	3.24	0.30	0.954	34.783	10.435	33.181	2.281	7.756	0.27	8.959	17.360	60.384
4	2.2	0.000	6.64	2.56	0.40	0.917	34.497	13.799	31.617	2.374	8.072	0.27	8.537	17.530	60.474
5	2.2	0.000	7.36	1.60	0.50	0.866	33.127	16.564	28.689	2.513	8.543	0.27	7.746	17.870	59.198
6	2.2	0.750	7.34	0.35	0.60	0.800	34.624	20.774	27.699	2.720	9.248	0.27	7.479	18.380	63.638
7	2.2	2.010	5.51	0	0.70	0.714	31.470	22.029	22.474	3.047	10.360	0.27	6.068	19.060	59.982
8	2.2	3.280	2.83	0	0.80	0.600	24.673	19.739	14.804	3.627	12.331	0.27	3.997	19.870	49.026
9	2.2	3.530	0.00	0	0.90	0.436	13.365	12.029	5.826	4.992	16.973	0.27	1.573	20.880	27.907
somme								99.629			135.025		97.475		746.796
Kss	2.33														
Kas	1.74														

Tableau annexe IX: Résultat de calcul du cercle critique dans le cas de la vidange rapide R=22.18m

					Stabilité pour le cas du Vidange Rapide											
N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn	
-2	2.218	0	0.530	0	-0.20	0.980	2.339	-0.468	2.292	2.264	7.697	0.27	0.619	21.871	5.116	
-1	2.218	0	1.490	0	-0.10	0.995	6.577	-0.658	6.544	2.229	7.579	0.27	1.767	21.558	14.178	
0	2.218	0	1.890	0	0.00	1.000	8.342	0	8.342	2.218	7.541	0.27	2.252	21.134	17.630	
1	2.218	0	2.230	0	0.10	0.995	9.843	0.984	9.793	2.229	7.579	0.27	2.644	20.829	20.502	
2	2.218	0	2.750	0	0.20	0.980	12.138	2.428	11.893	2.264	7.697	0.27	3.211	20.653	25.069	
3	2.218	0	3.030	0	0.30	0.954	13.374	4.012	12.758	2.325	7.905	0.27	3.445	20.613	27.568	
4	2.218	0	3.070	0	0.40	0.917	13.550	5.420	12.419	2.420	8.228	0.27	3.353	20.712	28.066	
5	2.218	0	2.840	0	0.50	0.866	12.535	6.268	10.856	2.561	8.708	0.27	2.931	20.948	26.259	
6	2.218	0.000	2.400	0	0.60	0.800	10.593	6.356	8.475	2.773	9.427	0.27	2.288	21.314	22.578	
7	2.218	1.170	0	0	0.70	0.714	5.398	3.779	3.855	3.106	10.560	0.27	1.041	21.687	11.707	
somme								28.1209				82.921		23.5512		198.6720
Kss	3.79															
Kas	2.87															

Tableau annexe IX: Résultat de calcul du cercle critique dans le cas de la vidange rapide R=29.26m

Stabilité pour le cas du Vidange Rapide(29.26m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	dn	a*Gn*dn
-2	2.926	0	1.58	0	-0.2000	0.9798	9.1999	-1.840	9.014	2.986	10.154	0.27	2.434	28.620	26.330
-1	2.926	0	2.85	0	-0.1000	0.9950	16.5948	-1.659	16.512	2.941	9.999	0.27	4.458	27.830	46.183
1	2.926	0	3.83	0	0.1000	0.9950	22.3011	2.230	22.189	2.941	9.999	0.27	5.991	27.340	60.971
2	2.926	0	4.52	0	0.2000	0.9798	26.3188	5.264	25.787	2.986	10.154	0.27	6.963	27.170	71.508
3	2.926	0	4.89	0	0.3000	1	28.4732	8.54	27.162	3.067	10.429	0.27	7.334	27.320	77.789
4	2.926	0	4.95	0	0.4000	0.9165	28.8226	11.529	26.416	3.193	10.855	0.27	7.132	27.790	80.098
5	2.926	0	4.48	0	0.5000	0.8660	26.0859	13.043	22.591	3.379	11.487	0.27	6.100	27.360	71.371
6	2.926	1.76	2.1	0	0.6000	0.8000	21.1883	12.713	16.951	3.658	12.436	0.27	4.577	28.570	60.535
7	2.926	2.73	0	0	0.7000	0.7141	13.8991	9.729	9.926	4.097	13.931	0.27	2.680	28.750	39.960
somme								59.55068			99.4409		47.66787		534.745463
Kss	2.47														
Kas	1.89														