

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 :**

**ETUDE D'UNE RETENUE COLLINAIRE SUR OUED  
LAROUAH, COMMUNE DE SIDI NAAMANE**

**(W.MEDEA)**

**Présenté par:**

**CHOUAI MERIEM**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
<b>Mr B. BENLAOUKLI</b>	<b>MC. (A)</b>	<b>Président</b>
<b>Mme N.SAIL</b>	<b>MA. (A)</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>Mr A.ZEROUAL</b>	<b>MA. (A)</b>	<b>Examineur</b>
<b>Mr M. D. BENSALAH</b>	<b>MA. (A)</b>	<b>Examineur</b>
<b>Mr I.ZAIBAK</b>	<b>MA. (A)</b>	<b>Promoteur</b>

**Decembre 2016**

# *Remerciement*

Au terme de ce Modeste 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 à :

Mes parents,

Ma mère qui a œuvrer pour ma réussite, pour son assistance et sa présence dans ma vie, sans elle je ne serais pas la aujourd'hui

Mon père qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans cette vie.

A mes frères et soeurs Hanene, Amel, Krimo et Billel .

A mes chère amis Aziza , Sabrina ,Yasser, Abdou, Maya.

Je remerci surtout mon promoteur Mr. Issam Zaibak a sa grande disponibilité en dépit de ses responsabilités multiples et à Ses précieux conseils et ses encouragements qui on permis le bon déroulement et l'aboutissement de ce travail.

Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail.

Et A tout se qui ont contribue de pres ou de loin a ma reussite.

## ملخص

في إطار الاستراتيجية الوطنية لتعزيز قطاع المياه من خلال تعبئة الموارد المائية، أجرينا دراسة معمقة لإنجاز سد صغير على واد لارواح ببلدية سيدي نعمان بولاية المدية، والتي تهدف إلى تطوير المياه السطحية للأغراض الزراعية. بعد دراسة دقيقة لمختلف الجوانب (الطوبوغرافية، الجيولوجية، الهيدرولوجية و الجيوتقنية)، اخترنا البديل الأنسب لإقامة السد وهيكله التابعة له مع ضمان استقراره. و أنهينا بتنظيم الموقع لضمان حسن سير العمل خلال المشروع.

## Résumé :

Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de promotion du secteur de l'hydraulique par la mobilisation de la ressource en eau, Nous avons effectué une étude approfondie de la réalisation d'une retenue collinaire sur oued LAROUAH dans la commune de Sidi Naâmane dans la Wilaya de MEDEA, ayant pour objectif de valoriser les eaux de surface à des fins agricole.

Après une etude pointue sur les different plans (topographiques, géologiques,geotechnique et hydrologiques), nous avons opté pour la variante la plus appropriée pour la digue et ses ouvrages annexes en assurant leurs stabilités. Et nous avons cloture cela avec une organisation de chantier pour assurer le bon déroulement du projet.

## Abstract:

As part of the national strategy for the promotion of the water sector through the mobilization of water resources, we carried out an in-depth study of the construction of a dam on Oued LAROUAH in the city of Sidi Naâmane in MEDEA. The objective of the project is to enhance surface water for agricultural purposes.

After a detailed study on the different variables (topographical, geological, geotechnical and hydrological), we opted for the most appropriate variant for the dam and its ancillary structures ensuring their stability. We conclude with site organization to ensure the smooth running of the project.

# Sommaire

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

## **Chapitre I : Etude Topographique**

Introduction.....	2
I.1. But des Retenues collinaires.....	2
I.2 .Situation géographique du site.....	2
I.3. Caractéristiques Morphologique.....	3
I.4. Choix du site du barrage.....	4
Conclusion.....	5

## **Chapitre II : Etude Géologique et Géotechnique.**

Introduction.....	6
II.1. Etude Géologique .....	6
II.1.1. Géologie régionale.....	6
II.1.2 Stratigraphie régionale.....	7
II.1.3. Géologie de la cuvette .....	9
II.1.4. Géologie de l'axe du barrage.....	10
II.2. Travaux de reconnaissances effectuées.....	11
II.2.1 Axe de la digue.....	11
II.2.2 Zone d'emprunt.....	13
II.3. Tectonique.....	16
II.4. Sismicité.....	17
II.5. Perméabilité de la cuvette.....	18
Conclusion.....	18

## **Chapitre II : Etude Hydrologique.**

Introduction.....	19
III.1 Caractéristiques du bassin versant .....	19

III.1.1	Caractéristiques géométriques .....	19
III.1.2	Caractéristiques morphologiques.....	21
III.1.3	Le relief .....	24
III.1.4	Caractéristiques hydrographiques.....	31
III.1.5	Temps de concentration du bassin versant $T_c$ .....	33
III.1.6	Vitesse moyenne de ruissellement.....	36
III .2.	Caractéristiques climatiques du bassin versant.....	38
III .2.1.	Température .....	38
III .2.2.	L'évaporation .....	39
III .2.3.	Humidité.....	39
III .2.4.	Le vent .....	40
III.3.	Les Précipitations .....	41
III.3.1.	les pluies moyenne mensuelle.....	41
III.3.2.	Les pluies maximales journalières.....	
	A. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel.....	46
	B. Ajustement de la série pluviométrique à la loi Log normale (Loi Galton).....	49
III.3.3.	Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences .....	52
III.4.	Etudes des apports .....	55
III.4.1	Apports liquides .....	55
III.4.1.1	Apport moyen interannuel.....	55
III.4.1.2	Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	58
III.4.1.3	Caractéristiques de l'écoulement.....	59
III.4.1.4	Irrégularité des apports.....	62
	A. Estimation fréquentielle des apports.....	62
	B. Répartition mensuelle de l'apport fréquentiel $A_{80\%}$ .....	63
III.4.2	Apport solide .....	64
III.4.2.1	l'estimation du transport solide.....	64

III.4.2.2	Calcul du volume mort.....	67
III .5	Etude des crues.....	69
III.5.1	Formules empiriques pour la détermination de la crue.....	70
III.5.2	Hydrogramme de crue.....	73
III.5.3	Choix de la crue de projet.....	77
III.5.4	Choix de la crue de chantier.....	80
III.5.5	Calcul du volume de la crue .....	81
III.6	Régularisation .....	82
III.6.1	Courbes «Hauteurs – Capacités - Surfaces» .....	82
III.6.2	Répartition mensuelle de l’apport $A_{80\%}$ .....	84
III.6.3	Repartition des besoins.....	84
III.6.4	Calcul du volume utile.....	85
III.6.4.1	Détermination de la période de bonne hydraulicité.....	86
III.6.4.2	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	86
III.6.4.3	Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	88
III.7	Laminage des crues.....	94
III.7.1	Méthode de KOTCHERINE.....	95
III.7.1.1	Estimation du debit de crue laminé.....	96
III.7.2	Méthode de Hildenblat (méthode grapho-analytique).....	100
III.8.	Etude d’optimisation .....	102
III.8.1	Calcul du coût approximatif de la digue.....	102
III.8.1.1	Calcul de la revanche.....	105
III.8.1.2.	La largeur en crête.....	105
III.8.1.3.	Calcul du coût de la digue.....	106
III.8.2.	Calcul du coût de l’évacuateur de crues.....	107
III.8.2.1.	Coût du déversoir.....	107
III.8.2. 2	Calcul du coût du coursier.....	108

III.8.3 Coût total du barrage.....	109
Conclusion.....	111

### **Chapitre IV : Etude des variantes de la digue.**

Introduction.....	112
IV.1 Avantages et inconvénients des barrages en remblais .....	112
IV.1.1 Avantages.....	112
IV.1.2 Inconvénients.....	112
IV.2 Le choix de l'axe du barrage.....	113
IV.3 Les variantes à choisir.....	113
IV.4 Le choix du type de barrage.....	115
IV.5. Profil général de la retenue.....	116
IV.5.1 Hauteur de la retenue .....	116
IV.5.2 Largeur en crête .....	116
IV.5.3 La longueur de la crête .....	116
IV.5.4 Choix des pentes des talus.....	116
IV.6 Revêtement de la crête et des talus de la digue.....	117
IV.7 Etanchéité du barrage.....	121
IV.7.1 Le noyau.....	121
IV.7.2 Masque en béton bitumineux.....	123
IV.8 Calcul du volume des différents matériaux.....	124
IV.8 .1. Barrage homogène en argile avec drain vertical.....	124
IV.8 .1.1. Recharges .....	124
IV.8 .1.2. Protection Rip-rap.....	124
IV.8.2. Barrage zoné à noyau d'argile.....	124
IV.8.2.1.Le noyau.....	124
IV.8.2.2. Les recharges.....	125
IV.8.2.3. Protection Rip-rap.....	125

IV.8 .3. Barrage en enrochement à masque amont.....	126
IV.9 Estimation du coût des variantes étudiées.....	126
Conclusion.....	126

### **Chapitre V : Etude de la variante choisie.**

Introduction.....	127
V.1. Dispositifs de protection contre les effets de l'eau.....	127
V.1.1. Les drains.....	127
V.1.2. Les filtres.....	130
V.2. Etude des infiltrations.....	133
V.2.1. Objectif de calcul d'infiltration.....	133
V.2.2. Détermination de la ligne de saturation .....	133
V.2.2. 1 Hypothèses de calcul de la ligne de saturation.....	134
V.2.3. Débit d'infiltration.....	136
V.3. Etude de stabilité.....	138
V.3.1. Généralités sur la stabilité des barrages (Talus).....	138
V.3.2. Conséquences de l'instabilité des talus.....	139
V.3.3 Ordre de calcul.....	140
V.3.4. Calcul des forces appliquées à chaque tranche.....	141
V.3.5. Classement des forces.....	142
V.3.6. Calcul du coefficient de sécurité par FELLENIUS pour les différents types de fonctionnement.....	143
Conclusion .....	144

### **Chapitre VI : Ouvrages annexes.**

Introduction.....	145
VI.1. Les évacuateurs de crues.....	145
VI.1.1. Critères de choix de l'évacuateur de crue.....	145
VI.1.2. Différents types des évacuateurs de crues.....	145

VI.1.3. Choix de la variante.....	147
VI.1.4. Dimensionnement de l'évacuateur de crue.....	147
VI.1.5.Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier..	160
VI .2 Dimensionnement de la prise d'eau.....	160
VI.2.1 Correction du coefficient de débit $\mu$ .....	161
VI.2.2 calcul de la vitesse.....	161
VI .3 Dimensionnement de la vidange de fond.....	161
VI.3.1 Calcul du débit de vidange.....	161
VI.3.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre.....	162
VI.3.4 Calcule du temps de vidange.....	163
Conclusion.....	165

## **Chapitre VII : Organisation de chantier.**

Introduction.....	166
VII.1. Installation de chantier.....	166
VII.2. Ordre d'exécution des travaux.....	166
VII.3. Successions des opérations du chantier.....	167
VII.4. Besoins mécaniques des principaux travaux.....	167
VII.5 Planification .....	170
VII.5.1 Définition.....	170
VII.5.2 Techniques de la planification .....	171
VII.5.2.1 Méthodes basées sur le réseau.....	171
VI.5.2.1.1 Construction du réseau.....	171
VI.5.2.1.2 Différentes méthodes basées sur le réseau .....	172
VII.5.2.2 Méthodes basées sur le graphique.....	172
VII.5.2.3 Les étapes de la planification .....	172
VII.5.3 Les paramètres de la méthode C.P.M.....	173
VII.5.3.1 Chemin critique (C.C).....	173

VII.5.3.2 Attribution des durées de chaque opération.....	174
VII.5.4 Les plannings.....	174
VII.6 Délai de construction et programme des travaux.....	174
VII.7 Symboles des différentes opérations.....	176
VII.8 Estimation du cout du projet.....	180
Conclusion.....	181

### **Chapitre VIII : Protection et Sécurité du travail.**

Introduction.....	182
VIII.1 Causes des accidents de travail.....	182
VIII.2 Conditions dangereuses dans le chantier.....	182
VIII.3 Actions dangereuses.....	183
VIII.4 Mesures préventives.....	183
VIII.5 Principales fonction du service de sécurité.....	183
VIII.6 Plan de sécurité de sécurité adapte aux travaux de réalisation.....	184
Conclusion.....	185
Conclusion générale.....	186

# Liste des figures

<b>Figure I.1</b> : Situation géographique du site de la retenue collinaire sur oued Larouah commune de Sidi Naâmane (W.Médeâ). (Image Google).....	3
<b>Figure I.2</b> : Modèle Numérique du Terrain en grille du bassin versant.....	5
<b>Figure I.3</b> : Modèle Numérique du Terrain.....	5
<b>Figure II.1</b> : Carte géologique de la zone d'étude.....	8
<b>Figure II.2</b> : Légende de la carte géologique.....	9
<b>Figure II.3</b> : Log stratigraphique du verrou.....	10
<b>Figure II.4</b> : Coupe de résistivité interprétée du profil de l'axe de la digue.....	12
<b>Figure II.5</b> : Restitution géologique du profil de l'axe de la digue.....	12
<b>Figure II.6</b> : Les positions des forages des futurs travaux sur l'axe de la digue.....	16
<b>Figure II.7</b> : La carte des zones sismique de l'Algérie et le zonage globale des différentes wilayas(RPA).....	17
<b>Figure III.1</b> : limites hydrographiques du bassin versant .....	20
<b>Figure III.2</b> : Représentation du rectangle équivalent .....	23
<b>Figure III.3</b> : surfaces hypsométriques du bassin versant.....	25
<b>Figure III.4</b> : Histogramme des surfaces hypsométriques du bassin versant.....	26
<b>Figure III.5</b> : Répartition et courbe hypsométrique du bassin versant.....	26
<b>Figure III.6</b> : Réseau hydrographique du bassin versant d'oued Larouah.....	32
<b>Figure III.7</b> : La répartition mensuelle de température.....	38
<b>Figure III.8</b> : La répartition mensuelle de l'évaporation.....	39
<b>Figure III.9</b> : La répartition mensuelle de l'humidité.....	40
<b>Figure III.10</b> : Répartition Mensuel des Précipitations.....	42
<b>Figure III.11</b> : Ajustement des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel.....	48
<b>Figure III.12</b> : Ajustement des pluies maximales journalières à la loi Log-Normal.....	50
<b>Figure III.13</b> : la comparaison graphique entre les deux lois.....	52
<b>Figure III.14</b> : Courbes (Intensité-Fréquence- Durée).....	55

<b>Figure III.15 :</b> Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	58
<b>Figure III.16 :</b> Répartition mensuelle de l'apport fréquentiel $A_{80\%}$ .....	64
<b>Figure III.17:</b> Les hydrogrammes des crues probables en fonction du temps.....	77
<b>Figure III.18 :</b> Hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour de 100 ans.....	80
<b>Figure III.19:</b> Hydrogramme de la crue de chantier .....	81
<b>Figure III.20:</b> Courbe hauteur-surface-capacité (Courbes topographiques).....	84
<b>Figure III.21 :</b> Courbe Capacité-Hauteur.....	97
<b>Figure III.22 :</b> Laminage de crue de projet par la méthode de <b>Kotcherine</b> .....	99
<b>Figure III.23 :</b> Courbe des débits déversant.....	101
<b>Figure III.24 :</b> Courbe des débits entrants et sortants.....	102
<b>Figure III.25 :</b> Courbe d'optimisation.....	110
<b>Figure IV.1 :</b> Barrage en terre homogène (Image Google).....	114
<b>Figure IV.2:</b> Barrage zonée à noyau d'argile (Image Google).....	114
<b>Figure IV.3 :</b> Barrage avec masque amont (Image Google).....	114
<b>Figure V.1 :</b> Coupe d'un prisme de drainage.....	128
<b>Figure V.2 :</b> Coupe d'un tapis de drainage.....	129
<b>Figure V.3 :</b> Schéma d'un drain vertical.....	129
<b>Figure V.4 :</b> Représentation de la parabole de KOZENY.....	135
<b>Figure VI.1:</b> schéma descriptif du canal d'approche.....	148
<b>Figure VI.2.</b> Les paramètres du profil d'un déversoir.....	149
<b>Figure VI.3 :</b> Profil du déversoir.....	150
<b>Figure VI.4:</b> Schéma descriptif d'un convergent.....	152
<b>Figure VI.5 :</b> Caractéristiques de l'écoulement dans le coursier .....	155
<b>Figure VI.6 :</b> Bassin de dissipation type II _USBR.....	157
<b>Figure VII.1:</b> Réseau a nœuds.....	177

# Liste des tableaux

<b>Tableau I.1</b> : Caractéristiques des travaux topographique. ....	4
<b>Tableau II.1</b> : Caractéristiques du prélèvement de la zone d'emprunt.....	14
<b>Tableau II.2</b> : Résultats des essais de Laboratoire.....	14
<b>Tableau II.3</b> : Les classes de répartition des zones de perméabilité.....	18
<b>Tableau III.1</b> : Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude.....	25
<b>Tableau III.2</b> : Altitudes et surfaces correspondantes à chaque tranche d'altitude.....	27
<b>Tableau III.3</b> : Longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau.....	28
<b>Tableau III.4</b> : Classification du relief .....	29
<b>Tableau III.5</b> : Surface partielle en pourcentage et différence d'altitude entre deux tranches consécutives.....	30
<b>Tableau III.6</b> : Temps de concentration.....	35
<b>Tableau III.7</b> : Récapitulatifs des caractéristiques du bassin versant.....	37
<b>Tableau III.8</b> : Répartition mensuelle de la température.....	38
<b>Tableau III.9</b> : Répartition mensuelle de l'évaporation.....	39
<b>Tableau III.10</b> : Répartition mensuelle des humidités relatives.....	40
<b>Tableau III.11</b> : Répartition mensuelle de la vitesse du vent.....	40
<b>Tableau III.12</b> : Caractéristiques des stations pluviométriques.....	41
<b>Tableau III.13</b> : Répartition mensuelle des précipitations.....	42
<b>Tableau III.14</b> : Résultats du test d'homogénéisation.....	44
<b>Tableau III.15</b> : Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel.....	47
<b>Tableau III.16</b> : Caractéristique de la loi Gumbel.....	49
<b>Tableau III.17</b> : Résultats d'ajustement à la loi Log-Normale.....	50
<b>Tableau III.18</b> : Caractéristique de la loi log –Normal( Galton).....	51
<b>Tableau III.19</b> : Les pluies maximales journalières fréquentielle.....	53
<b>Tableau III.20</b> : Pluies de courtes durées et leur intensité.....	54

<b>Tableau III.21</b> : l'Apport moyen annuel.....	57
<b>Tableau III.22</b> : Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel.....	58
<b>Tableau III.23</b> : Récapitulatif des résultats des coefficients de variation.....	62
<b>Tableau III.24</b> : les Apports fréquents.....	63
<b>Tableau III.25</b> : La répartition mensuelle de l'apport fréquentiel $A_{80\%}$ .....	63
<b>Tableau III.25</b> : Valeur de $\alpha$ en fonction de la perméabilité.....	65
<b>Tableau III.26</b> : Valeur du coefficient de l'érosion relative.....	66
<b>Tableau III.27</b> : Tableau Récapitulatif des volumes mort $V_m$ .....	69
<b>Tableau III.28</b> : Récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.....	70
<b>Tableau III.29</b> : Valeur de $\gamma$ en fonction de Caractéristique bassin versant.....	71
<b>Tableau III.30</b> : Résultats de calcul de la formule de Sokolovsky.....	71
<b>Tableau III.31</b> : Résultats de calcul de la formule de Turraza.....	72
<b>Tableau III.32</b> : Récapitulatif des résultats de la formule Possenti.....	73
<b>Tableau III.33</b> : Récapitulatif des résultats de débit de crue.....	73
<b>Tableau III.34</b> : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue $\delta$ .....	74
<b>Tableau III.35</b> : Récapitulatif des résultats de l'Hydrogramme de la crue.....	76
<b>Tableau III.36</b> : Les catégories des dommages.....	78
<b>Tableau III.37</b> : Choix de la crue de projet.....	79
<b>Tableau III.38</b> : Caractéristiques topographiques.....	83
<b>Tableau III.39</b> : Répartition saisonnières des apports.....	84
<b>Tableau III.40</b> : Estimation des besoins mensuels pour l'irrigation .....	85
<b>Tableau III.41</b> : Bilan apports- consommation.....	86
<b>Tableau III.42</b> : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	87
<b>Tableau III.43</b> : Répartition mensuelle de l'évaporation.....	88
<b>Tableau III.44</b> : Valeurs de $\delta$ en fonction des conditions hydrogéologique.....	89
<b>Tableau III.45</b> : La première approximation.....	90
<b>Tableau III.46</b> : Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en ( $Mm^3$ ).....	91

<b>Tableau III.47 : La Deuxième Approximation .....</b>	<b>93</b>
<b>Tableau III.48: Données initiales pour la méthode de Kotcherine.....</b>	<b>97</b>
<b>Tableau III.49 : Résultats de Calcul du débit déversant pour différents valeurs de <math>h_d</math> et <math>b</math>.....</b>	<b>98</b>
<b>Tableau III.50 : Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.....</b>	<b>99</b>
<b>Tableau III.51 : Données de base de la méthode Hildenblat .....</b>	<b>100</b>
<b>Tableau III.52 : Données de base de la méthode Hildenblat .....</b>	<b>101</b>
<b>Tableau III.54 :Récapitulatif des résultats de différentes formules.....</b>	<b>104</b>
<b>Tableau III.55 : Récapitulatif des résultats.....</b>	<b>106</b>
<b>Tableau III.56 : Coût de la digue pour différentes largeurs déversantes.....</b>	<b>107</b>
<b>Tableau III.57 : Coût de déversoir.....</b>	<b>108</b>
<b>Tableau III.58: Coût du coursier.....</b>	<b>109</b>
<b>Tableau III.59 : Coût total.....</b>	<b>109</b>
<b>Tableau III.60 : Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage.....</b>	<b>111</b>
<b>Tableau IV.1 : Valeurs indicatives des fruits de talus. ....</b>	<b>117</b>
<b>Tableau IV.2 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de <math>\delta</math>.....</b>	<b>118</b>
<b>Tableau IV.3 : Epaisseur de l'enrochement et <math>d_{50}</math> minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.....</b>	<b>119</b>
<b>Tableau IV.4 : Les valeurs du coefficient K en fonction de la catégorie de l'ouvrage.....</b>	<b>120</b>
<b>Tableau IV.5: Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....</b>	<b>122</b>
<b>Tableau IV.6: Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage.....</b>	<b>122</b>
<b>Tableau IV.7 : Calcul des volumes des recharges (argile).....</b>	<b>124</b>
<b>Tableau IV.8 : Calcul des volumes du Rip-rap.....</b>	<b>124</b>
<b>Tableau IV.9 : Calcul des volumes du noyau.....</b>	<b>125</b>
<b>Tableau IV.10 : Volumes des recharges.....</b>	<b>125</b>
<b>Tableau IV.11 : Calcul des volumes du Rip-rap.....</b>	<b>125</b>

<b>Tableau IV.12 :</b> Les coûts des différentes variantes étudiées.....	126
<b>Tableau V.1 :</b> Coordonnées de la parabole de KOZENY.....	135
<b>Tableau V.2:</b> Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage.....	138
<b>Tableau V.3 :</b> Coefficient de stabilité admissible des talus.....	140
<b>Tableau V.4 :</b> Les différentes valeurs de $K_1$ et $K_2$ .....	140
<b>Tableau V.5:</b> Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	144
<b>Tableau VI.1:</b> Coordonnées du Profil de déversoir de type Creager .....	150
<b>Tableau VI.2:</b> Différents paramètres de calcul de la ligne d'eau.....	154
<b>Tableau VI.3:</b> Calcul de la ligne d'eau dans le coursier.....	155
<b>Tableau VI.4:</b> Calcul du temps de vidange.....	164
<b>Tableau VI.5 :</b> Dispositifs de la vidange de fond en fonction de $H^2 \cdot \sqrt{v}$ .....	165
<b>Tableau VII.1 :</b> Symboles des opérations.....	176
<b>Tableau VII.2 :</b> Détermination du chemin critique.....	178
<b>Tableau VII.3:</b> Programme des travaux pour la réalisation de la retenue collinaire.....	179
<b>Tableau VII.4 :</b> Récapitulatif du coût des travaux.....	180
<b>Tableau VIII.1:</b> Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation.....	184

# *Liste des planches*

Planches N° 01: Plan de d'aménagement de la retenue collinaire

Planches N° 02: Coupe géologique de l'axe du barrage

Planches N° 03: les différentes variantes de la digue

Planches N° 04: Schémas de calcul de la stabilité

Planches N° 05: Profil en long de l'évacuateur de crue

Planches N° 06: Profil en long de la vidange de fond

## INTRODUCTION GENERALE

---

L'Algérie est actuellement aux prises avec un problème de rareté de l'eau s'accroissant d'année en année à cause de sécheresse persistante. En fait l'Algérie serait aujourd'hui parmi les pays les plus déficitaires en matière de potentialités hydriques : 1 500 m<sup>3</sup> par habitant par an en 1962, la disponibilité en eau est passée à 500 m<sup>3</sup> actuellement et sera inférieure à 450 m<sup>3</sup> par habitant par an en 2020. Le seuil théorique de rareté de l'eau est fixé par la Banque mondiale à 1000 m<sup>3</sup> par habitant par an.

D'une manière générale, l'impact des faibles quantités de précipitations dues à un climat sec et chaud qui sévit sur une bonne partie du territoire est aggravé par la mauvaise répartition des pluies dans l'espace et le temps. Parallèlement, les besoins, qui étaient naguère de nature agricole essentiellement, se diversifient et augmentent en fonction de l'accroissement de la population et de l'industrialisation. L'activité agricole a toujours été et sera toujours soumise aux aléas climatiques. L'eau constitue une contrainte majeure et un facteur limitant de la production agricole sur les trois quarts de la superficie agricole utile en Algérie.

Le développement d'aménagements permettant de valoriser les eaux de surface à des fins agricole, d'élevage et autres semble une opportunité prometteuse pour les populations rurales tributaires en majorité de l'agriculture. Les retenues collinaires et autres ouvrages de même type sont des aménagements qui s'implantent sur des bassins versants de taille réduite. Ils permettent, en palliant au régime de précipitations irrégulières et en augmentant le temps de stockage des eaux, de prolonger les périodes d'irrigation. Ils offrent également l'avantage de favoriser la recharge des nappes et de réduire l'envasement des barrages situés en aval.

C'est dans ce contexte que s'inscrit ce mémoire de fin d'étude, où on détaillera l'étude d'une retenue collinaire sur l'oued Larouah dans la commune de Sidi Naâmane.

Le mémoire est axé sur huit chapitres :

1. Une synthèse topographique pour localiser avec précision le site favorable de la retenue.
2. Une étude géologique et géotechnique assez poussée pour s'assurer de la faisabilité du site du point de vue stabilité géologique et propriétés du sol.
3. Une étude hydrologique pour quantifier les apports et estimer la capacité de l'ouvrage.
4. Le chapitre suivant sera consacré à l'étude des variantes nécessaires pour optimiser les dimensions de la retenue, en particulier la digue.
5. On consacra un chapitre pour l'analyse des variantes de la digue ainsi que les calculs détaillés des filtres et de stabilité.
6. Dans le chapitre 6, on détaillera les ouvrages annexes ainsi que leurs caractéristiques et les variantes choisies.
7. Et enfin, dans les deux derniers chapitres, on abordera en premier la problématique de l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux, et deuxièmement la protection et sécurité du travail où l'on parlera des mesures nécessaires à prendre en considération pour assurer la protection des travailleurs.

## **Introduction :**

La topographie constitue le support essentiel du travail d'un hydraulicien qui doit toujours situer précisément les observations réalisées par le topographe, tant en planimétrie qu'en altimétrie. Selon le degré d'avancement des études et l'importance des problèmes, Avant de commencer l'étude du projet il est important de se prononcer en premier lieu sur l'aptitude topographique du site et de pouvoir positionner ensuite au mieux notre digue et ses ouvrages annexes en s'appuyant sur une étude géologique, géotechnique et hydrologique.

Les données topographiques nécessaires concernent le bassin versant, la vallée de la rivière à l'amont et l'aval du barrage, le site de la retenue et les zones d'emprunts des matériaux de construction de la digue.

### **I.1 But des Retenues collinaires:**

Le but principal de développement de tels aménagements permet de valoriser les eaux de surface à des fins agricole, élevage et autres. C'est une opportunité prometteuse pour les populations rurales tributaires en majorité l'agriculture.

Les retenues collinaire et autre ouvrages de même types sont des aménagements qui s'implantent sur des bassins versant de taille réduite.ils permettent en palliant au régime des précipitations irrégulières, et en augmentant le temps de stockage des eaux, de prolonger les périodes d'irrigation.

Ils offrent également l'avantage de favoriser la recharge des nappes et de réduire l'envasement des barrages situés en aval.

### **I.2 Situation géographique du site :**

Géographiquement, la retenue collinaire est implanté sur oued Larouah situe dans la commune de Sidi Naâmane près de Draa Boulerbeg dans la wilaya de Médéa.

Il est localiser a environ 2.95 km du chef lieu de la commune vers la localité de Draa Boulerbeg .Il est accessible par la Route national N°18 en partant de Sidi Naâmane vers Ouled El Arbi.

Les coordonnées du site selon la carte d'état major de Beni Slimane pour une échelle de 1/25000 sont :

$$\begin{cases} X= 511\ 846\ \text{m} \\ Y= 4\ 006\ 261\ \text{m} \quad (\text{UTM WGS84, fuseau 31}) \\ Z= 626,42\ \text{m} \end{cases}$$



**Figure I.1** : Situation géographique du site de la retenue collinaire sur oued Larouah commune de Sidi Naâmane (W.Médeâ). (Image Google)

### I.3 Caractéristiques Morphologique :

La morphologie de la région de Médéa est fortement façonnée par le massif montagneux de l'Atlas tellien au nord et les hauts plateaux au sud. C'est une morphologie de transition encadrée de hautes collines successives de marnes et d'argiles essentiellement, parfois intercalées par de petites plaines (plaine de Beni Slimane) et vallées des oueds Ladrat, Zeghouane et Mellah qui sont favorables au développement hydro agricole.

Le massif montagneux est assez mouvementé où les altitudes atteignent 1503m « Djebel Beni Messaoud » avec des vallées encaissées.

Le site est situé respectivement à 917m et 629m à l'Ouest de la RN°18 et de l'oued Maleh. Il est implanté sur Oued Larouah. Ce dernier emprunte un chenal sinueux qui traverse des formations constituées de dépôts alluvionnaires, grès consolidés, argiles et marnes.

Les versants sont concaves et exploités à des fins agricoles (culture céréalière et l'arboriculture).

La dynamique érosive est d'une intensité modérée. Elle est représentée par une érosion de surface fluviale généralisée et une érosion en nappe localisée.

#### I.4 Choix du site du barrage :

Le choix du site potentiel s'effectue en deux étapes, identification et validation du site. En premier lieu on doit identifier notre site et cela sur un fond de carte topographique pour une échelle de 1/25000 en recherchant les conditions suivantes :

- ✓ Présence d'un verrou ou resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite ;
- ✓ Existence d'une cuvette ;
- ✓ Disponibilité d'un périmètre potentiel (terres agricoles et présence d'habitats, etc..) ;
- ✓ Choisir l'emplacement des zones d'accès afin d'éviter la création d'autres voies pour les engins et la main d'œuvre.

Le site est fixé en relevant les coordonnées de l'intersection du verrou avec le cour d'eau (coordonnées de l'axe du barrage), ces coordonnées sont extrait du SIG et sont introduites dans des GPS de navigations .Une approche sur terrain est effectué car la réalité du terrain n'est pas toujours reflété sur les cartes, une concertation sur site s'effectue pour valider l'axe de la digue en plus d'une étude géologique, géotechnique et hydrologique.

Les levés topographiques s'effectuent à deux échelles différentes, La cuvette a été levée au 1/1000, avec une densité de points beaucoup plus fournie au site du verrou 1/500. Les principales caractéristiques des travaux topographiques de terrain sont récapitulées ci-après :

**Tableau I.1** : Caractéristiques des travaux topographique du bassin versant de Oued Larouah.

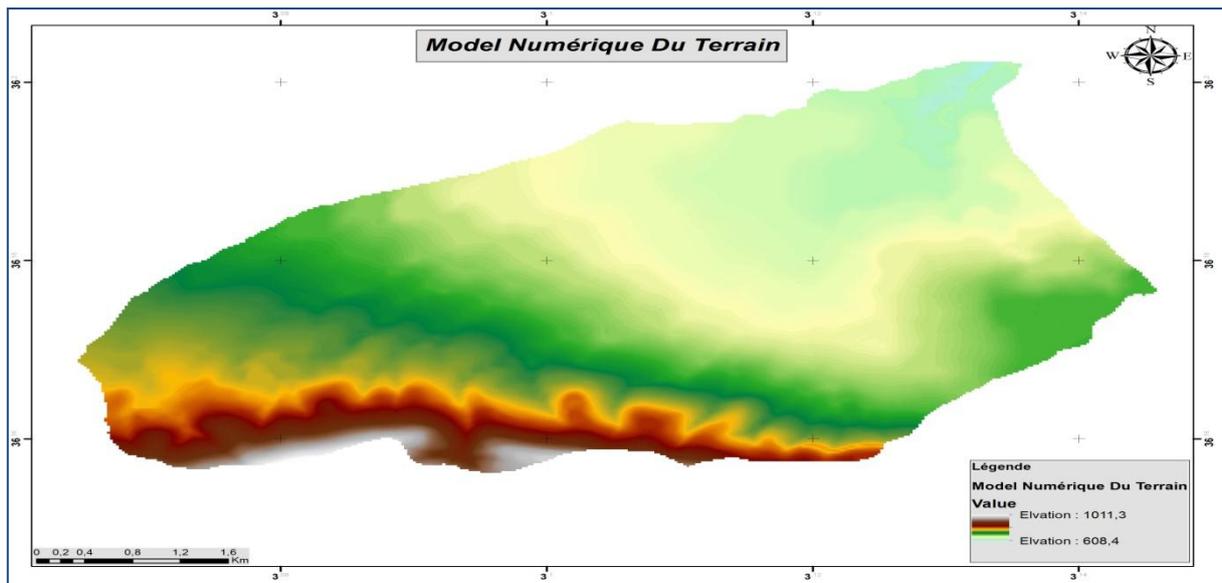
Paramètres	Valeurs	Unités
X	511 846	m
Y	4 006 261	m
Z	626,42	m
Côte minimale	624.53	m
Côte maximale	665.88	m
Dénivelée	41.35	m
Superficie levé	19.80	ha
Densité des points	11	Point/ha

Source : AGC

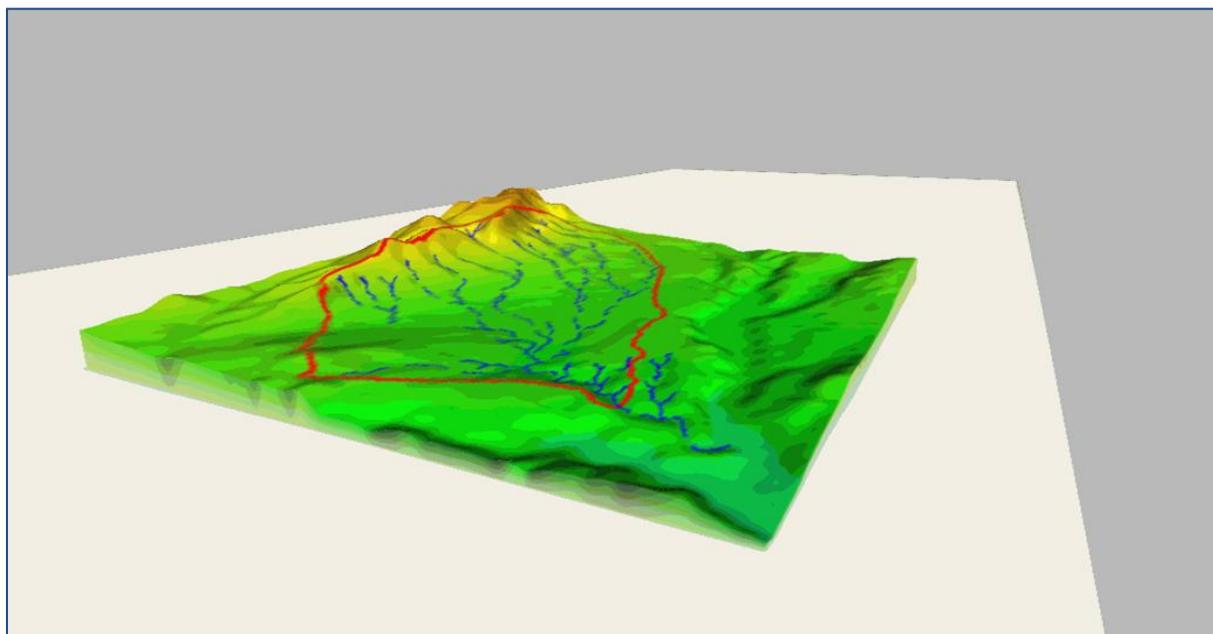
(Les coordonnées sont en UTM WGS84, fuseau 31)

A partir de la numérisation des courbes de niveau, on a pu construire le Modèle Numérique du Terrain (MNT) qui est une représentation de la surface de la terre en trois dimensions (3D) et cela a l'aide du logiciel « Vertical Mapper » en l'occurrence fonctionnant sous le SIG Map Info.

Le MNT de notre bassin versant est représenté dans la figure **Figure I.3**.



**Figure I.2 :** Modèle Numérique du Terrain en grille du bassin versant.



**Figure I.3 :** Modèle Numérique du Terrain (échelle 1/25000).

### **Conclusion:**

A ce niveau nous pouvons dire que le site choisi correspond aux critères, mais avant de se prononcer et d'étudier une solution technique, on va procéder à un certain nombre d'études particulières sur le plan hydrologique, géologique et géotechnique, que l'on détaillera dans les chapitres à suivre.

## **Introduction :**

Pour valider le choix d'un site, on doit vérifier un certain nombre de critères d'ordre géotechniques et géologiques, préalablement à l'établissement du projet proprement dit.

L'objectif principal de l'investigation géologique est d'évaluer les aspects fondamentaux qui définissent les possibilités réelles qu'offre le site choisi pour l'emplacement de l'ouvrage. Le contenu des études a mené varie selon la nature des problèmes rencontrés, mais il devra permettre de se prononcer sur :

- ✓ La stabilité mécanique et l'étanchéité des appuis ;
- ✓ l'étanchéité de la cuvette de la retenue et la stabilité de ses versants ;
- ✓ la disponibilité et les caractéristiques des matériaux nécessaires à la construction du barrage.

Donc une étude géologique et géotechnique est indispensable.

## **II.1 Etude Géologique :**

### **II.1.1. Géologie régionale :**

La description géologique est faite à partir de la carte géologique au 1/500 000 de la carte d'Algérie qui est un assemblage de la carte de Constantine, Alger et Oran. La géologie structurale et la stratigraphie de la région d'étude sont du domaine Tellien comme une évolution du trias au miocène. La zone étudiée se situe dans une unité morpho-structurale appelée Atlas Tellien, dominée essentiellement par les chaînes de montagnes telliennes et les hauts plateaux.

Deux unités se distinguent dans le domaine tellien :

- L'autochtone qui est composé de socle ancien formant un substratum très tectonisé dont la masse de flysch culmine, et sa couverture sédimentaire essentiellement schisto-argileuse, avec des dépôts d'âge crétacé et miocène post nappe.
- Les unités sud-tellienne allochtone (nappes telliennes) qui correspondent à des sommets élevés et où la sédimentation est essentiellement d'âge crétacé et tertiaire, avec des dépôts à dominance marneuses et carbonatés.

### II.1.2 Stratigraphie régionale :

Sur la carte géologique de l'Algérie à l'échelle 1/500.000, parmi les terrains rencontrés on a mis en relief :

- a. **Les Formations quaternaires :** sont représentées par des colluvions, des alluvions récentes et anciennes. Les colluvions sont représentées en générale par des formations de pentes, il s'agit de bloc et débris de grés de différentes tailles enrobées dans une matrice argileuse, marneuse et sableuse. Les alluvions récentes sont représentés par des blocs de différentes dimensions de nature gréseuse, carbonaté, graveleux a sableux. Les alluvions anciennes, constitué de formations argileuses gréseuses, sont composés de galet enrobé dans une matrice argileuse.
- b. **Les dépôts néogène :** sont développées au nord-est de notre territoire et sont représentées par des formations miocènes et pliocènes d'argiles marneuses, calcaires organogènes, grés, conglomérats.
- c. **Les formation de crétacé :** elles sont développés au sud du bassin versant, représentés par une assise puissante comprenant les dépôts crétacé inférieur a supérieur.
  1. **Les formations du crétacé inférieur :** sont représentés par des schistes argilo-siliceux, des argilites et des marnes avec les intercalations de grés siliceux.

Les dépôts du Cénomaniens sont représentés par l'alternance des marnes et des calcaires.les marnes sont compactes et ont une structure pelitomorphe, les calcaires sont gris foncé, massifs et rubanées, à cassure conchoïdales.
  2. **Les dépôts de crétacés supérieur :** comprennent les calcaires marneux gris, grés brunâtres et les schistes argileux.les formations des paléogènes sont représenté par les dépôts de l'éocènes de l'oligocène. Ceux sont des argiles marneuses, des grés, des conglomérats avec des passées de calcaires organogènes.

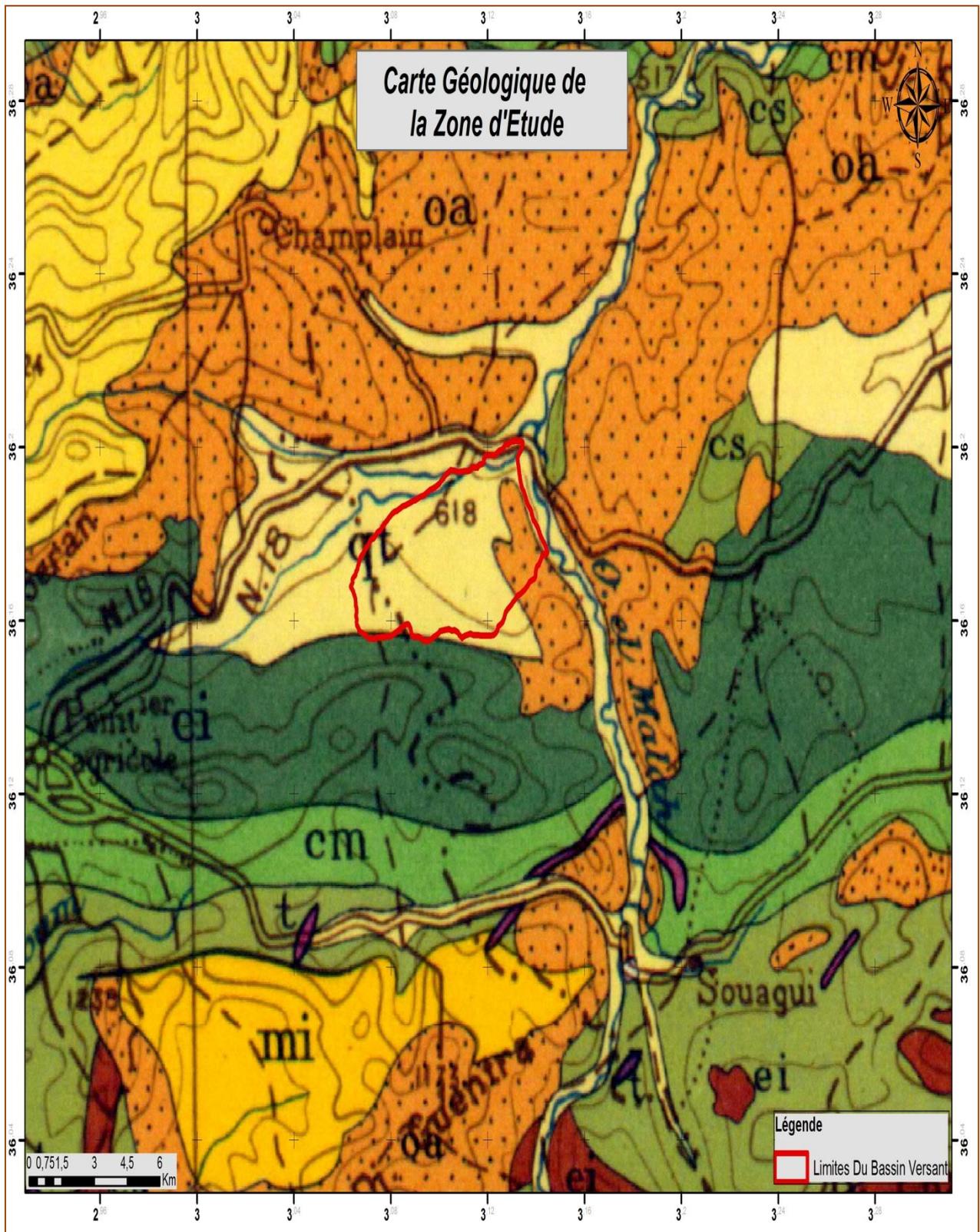


Figure II.1: Carte géologique de la zone d'étude.



Figure II.2 : Légende de la carte géologique.

### II.1.3. Géologie de la cuvette :

Le substratum géologique de la cuvette d'Oued Larouah est constitué par des terrains marneux avec des intercalations de bancs de grès décimétriques

Les terrains rencontrés sont d'âge quaternaire continental, constitué de dépôts alluvionnaires, de grès consolidés, de sables fins à grossiers, des argiles, de conglomérats cimentés et de lits marneux.

Ces formations fines colmatent toutes les fractures, petites ou grandes qui pourraient exister dans le fond ou sur les flancs de la vallée, l'étanchéité de la cuvette est donc assurée. La cuvette est à fond en berceau, Les pentes varient de 3 à 5% aux alentours de la cuvette et dépasse les 25% dans les parties sommitales.

#### II.1.4. Géologie de l'axe du barrage :

Oued Larouah présente un verrou intéressant qui peut être exploité pour la construction d'une digue qui va être ancrée sur les deux rives et sur le fond du lit de l'oued dans le substratum décrit précédemment.

A la suite de l'étude du site sur le terrain et à partir également de toute documentation disponible, un Log Stratigraphique ou géologique du verrou est réalisé comme le montre la [Figure II.3] celui-ci sert d'indicateur de la nature des roches affleurantes sur les rives droite et gauche du verrou. Notons que le log stratigraphique est une représentation schématisée de la succession de couches géologiques d'un terrain. il peut être levé lors de la réalisation d'un forage de reconnaissance ou par l'étude des affleurements.

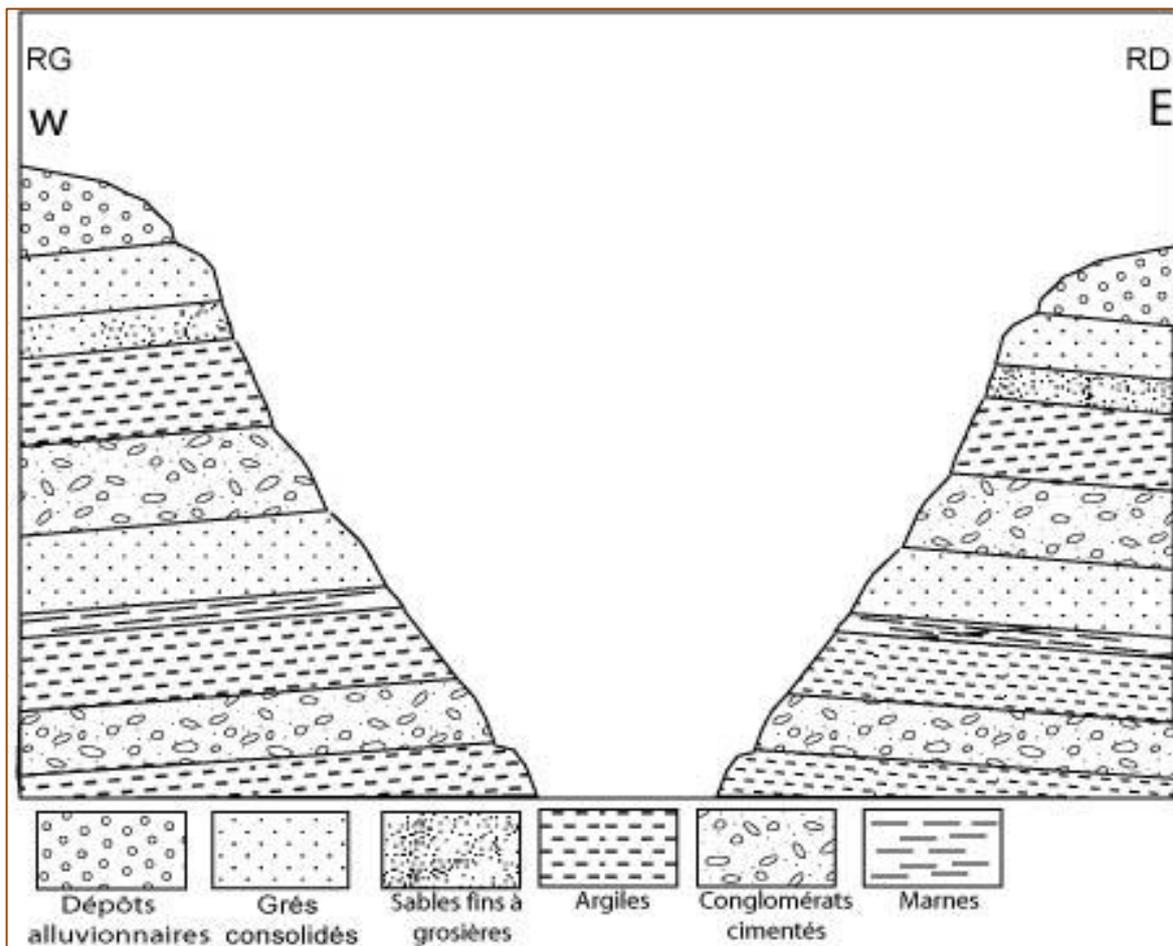


Figure II.3 : Coupe géologique du verrou.

## II.2 Travaux de reconnaissances effectuées :

### II.2.1. Axe de la digue :

#### ↳ Reconnaissances géophysiques :

Les sondages de reconnaissance au niveau de la digue et de l'évacuateur de crue nécessitent une densité d'implantation optimale (3 à 5 sondages par axe) pour appréhender correctement les caractéristiques géotechniques de leur sol.

A l'étape d'une étude de faisabilité, la mise en œuvre de sondages mécaniques est trop coûteuse, de surcroît dans le cas où le site est rejeté. Par ailleurs, la reconnaissance par sondage reste ponctuelle et fournit donc des informations au droit du forage seulement.

Une autre alternative, à savoir les méthodes de reconnaissances géophysiques, est proposée pour cette étape d'étude. Ces méthodes permettent l'analyse en 2D de toute la largeur du verrou et prennent en compte toutes les informations pouvant participer au choix du site (substratum, faille, perméabilité).

La géophysique peut fournir par ailleurs des recommandations pour une implantation judicieuse des sondages et des fouilles lors des phases ultérieures des études (APS et APD)

#### ↳ Programme de la prospection géophysique :

La tomologie ou imagerie de résistivité est une technique d'investigation géophysique dérivant des méthodes classiques de sondage et de trainé électrique et permettant une imagerie continue 2D ou 3D des variations de résistivité électrique du sous-sol. Grâce au développement récent d'outils performants d'acquisition automatisée et de traitement par inversion, cette technique est devenue relativement facile à mettre en œuvre et largement utilisée pour des applications en géosciences, où elle peut remplacer efficacement dans certains cas le sondage mécanique.

Du fait des contrastes marqués dans les propriétés électriques des matériaux géologiques, la tomographie électrique s'avère particulièrement adaptée à la mise en évidence des différentes structures constituant le sous-sol, couches géologiques, accidents tectoniques et autres hétérogénéités.

Une coupe de résistivité interprétée du profil électrique relevé sur le terrain est établie. Ensuite, une restitution géologique du profil électrique est fournie et permet d'orienter les recommandations pour les futurs travaux à entreprendre et notamment l'emplacement des forages carottants.

Sur le diagramme de discrimination, les résistivités des faciès géologiques sont reportés afin

d'obtenir une meilleure restitution géologique du profil électrique.

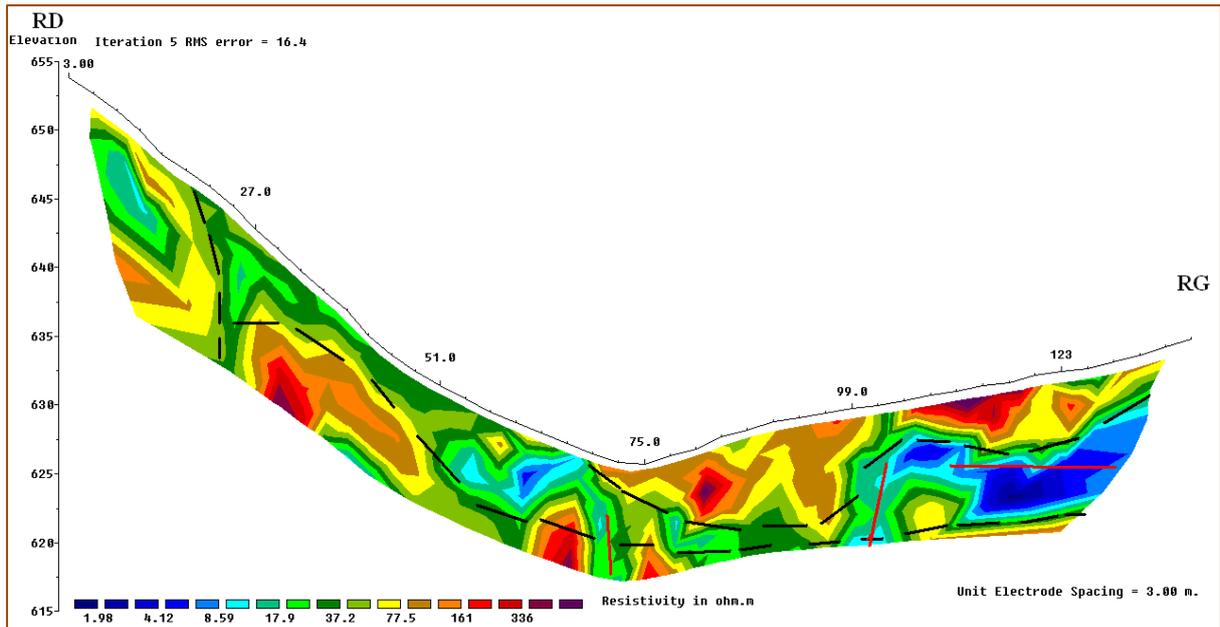


Figure II.4 : Coupe de résistivité interprétée du profil de l'axe de la digue (AGC)

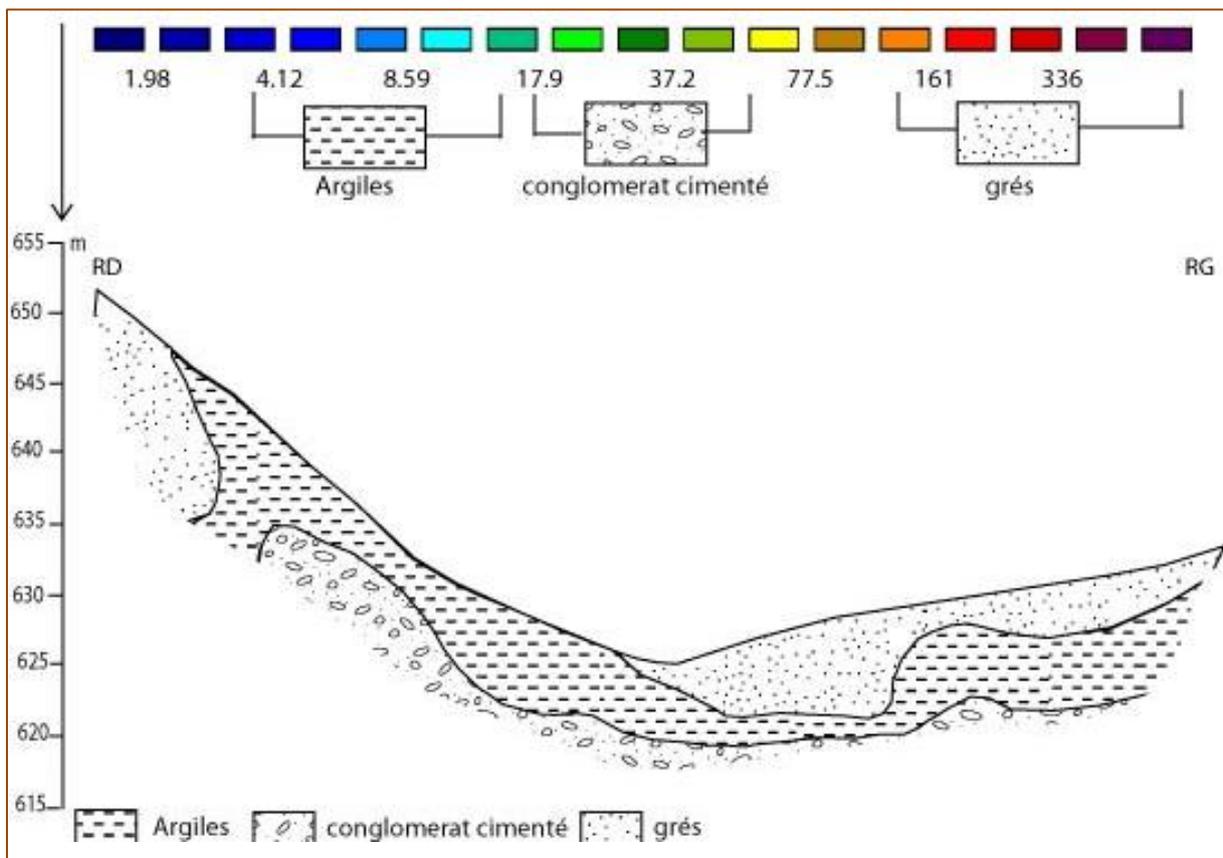


Figure II.5: Restitution géologique du profil de l'axe de la digue (AGC).

La coupe de résistivité montre globalement un terrain à trois domaines de résistivités qui s'échelonnent de 3 à 400 Ohm.m, Nous relevons :

- ✓ Le premier domaine de résistivité apparente moyenne attribuée à un conglomérat cimenté.
- ✓ Le deuxième domaine de résistivité plus ou moins forte qui interprété et attribué géologiquement comme un banc de grés consolidé.
- ✓ Le troisième domaine de résistivité plus faible attribuée à des argiles.

### II.2.2. Zone d'emprunt :

La reconnaissance des matériaux d'emprunts pour la construction de la digue est importante. L'équipe de géologues prospecte les environs immédiats du site afin de rechercher des zones d'emprunts et prélever les matériaux potentiellement utilisables.

- ✓ Prospection in situ : Prélèvement d'échantillons de 15 à 20 kg et conservé dans un sac pour son transport et dépôt au laboratoire. Les prélèvements sont choisis au pied des pentes les plus raides ou de ravinements profonds ce qui permet d'atteindre des profondeurs souvent supérieures à 80 cm.
- ✓ Pour caractériser le matériau des zones d'emprunt, les échantillons prélevés à l'intérieur du bassin versant, ont fait l'objet de travaux d'analyses au laboratoire.

Ces travaux d'analyse se subdivisent en deux catégories :

#### ↳ Essais d'identification des sols

- L'analyse granulométrique qui étudie la répartition des grains, constituant le sol selon leur taille ;
- Teneur en eau, degré de saturation ;
- Limites d'Atterberg : un indicateur qualifiant la plasticité d'un sol, déterminé à l'aide de la boîte de Casagrande, il permet de prévoir le comportement du sol pendant les opérations de terrassement, caractérisant le passage d'un sol argileux de :
  - \* L'état liquide à l'état plastique  $\Rightarrow$  limite de liquidité  $W_L$
  - \* L'état plastique à l'état solide  $\Rightarrow$  limite de plasticité  $W_p$Et la différence entre eux nous donne l'indice de plasticité  $I_p$ .

#### ↳ Essais mécaniques

- L'essai Proctor normal, pour déterminer les caractéristiques de compactage la densité max requise correspondant à une teneur en eau optimum définie par l'énergie de compactage ;
- Résistance au cisaillement : Les échantillons testés pour connaître la résistance du sol ont été soumis à des essais de cisaillement rectiligne de type UU « Non consolidé non drainé » pour déterminer l'angle de frottement interne  $\phi$  et la cohésion (C).

La nature de ses matériaux et les propriétés physiques qui en découlent détermineront la conception et le mode de réalisation du barrage projeté.

**Tableau II.1** : Caractéristiques du prélèvement de la zone d'emprunt.

Echantillon	Oued Larouah	Unité
Lieu	Dans le Bassin Versant	/
X	511788.22	m
Y	4006189.76	m
Z	610	m
Distance du verrou	91.8	m
Profondeur	1	m
Poids	10	Kg
Nature de sol	Argile	

Source : AGC

Les résultats des essais au laboratoire sont représentés dans le **tableau II.2**

**Tableau II.2**: Résultats des essais de Laboratoire.

Type d'analyse	Symbole	Unité	Résultat	Interprétation
Densité sèche	$\gamma_d$	t/ m <sup>3</sup>	1.65	Moyenne
Teneur en eau pondérale	W	%	19.9	
Degré de saturation	Sr	%	21	Légèrement humide
Densité humide	$\gamma_h$	t/m <sup>3</sup>	1.73	
Mesure de granulométrie	5	mm	100	
	2	mm	100	
	0.08	mm	70	Sol fin
Mesure de sédimentation	20	$\mu\text{m}$	61	
	2	$\mu\text{m}$	14	
Cisaillement rectiligne	Type d'essai	UU		
	C	bar	1.4	Faible

	$\phi$	°	26	Faible
<b>Limites d'Atterberg</b>	$W_L$	%	42.23	Sol peu plastique
	$W_p$	%	25.27	
	$I_p$		16.96	

Source : AGC

\* **Interprétation et Conclusion :**

- ✓ **La zone d'emprunt :** Les caractéristiques géotechniques préliminaires pour la zone d'emprunt sont a priori favorables à la stabilité de la digue.

Selon la granulométrie ( $C_u = 13$ ) et l'indice de vide ( $e = 0.38$ ), le compactage de l'échantillon permet d'atteindre les valeurs nécessaires pour la stabilité de la digue.

- ✓ **La cuvette :** Les formations argileuses couvrant la surface de la cuvette et affleurant sur de vastes étendues, assurent de manière efficace l'étanchéité de l'assise.
- ✓ **Le verrou :** La superposition du profil de résistivité à la géologie a permis de déterminer des formations favorables à l'assise de la digue à une profondeur variant de 2 à 3m.
- ✓ **Les rives :** Les berges de la cuvette, constituées de terrains argileux, sont régulières et à faible pente sur la rive gauche et de forte pente sur la rive droite. Elles sont stables.
- ✓ **L'évacuateur :** L'évacuateur de crue sera implanté sur la rive gauche vu les conditions géologique relativement plus favorables qui y règnent, car la pente de la rive gauche est plus douce et donc apte aux terrassements.

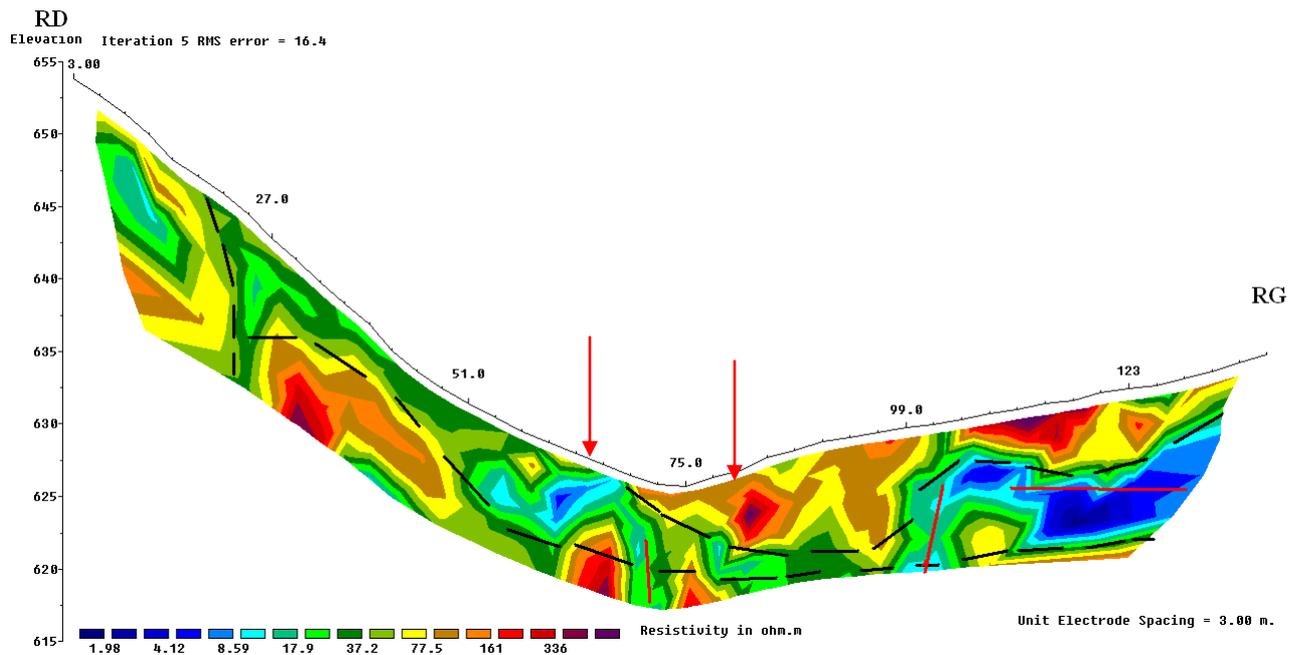
❖ **Recommandations :**

Pour les futurs travaux à entreprendre (Études APD ou Exécution), il est nécessaire de compléter cette étude par la réalisation :

- De deux forages carottant de 10 m, un sur la rive droite à la station de mesures de résistivités électriques N°20, l'autre sur la rive gauche à la station de mesures N° 26. Vu l'hétérogénéité du sol et afin de préciser la géologie du site, il est nécessaire de réaliser ces deux forages.

Les coordonnées des stations sont les suivants :

- station N°20 : X= 511872.208 m      Y = 4006264.117 m
- station N°26 : X= 511863.868 m      Y = 4006273.337 m



**Figure II.6:** Les positions des forages des futurs travaux sur l'axe de la digue (AGC).

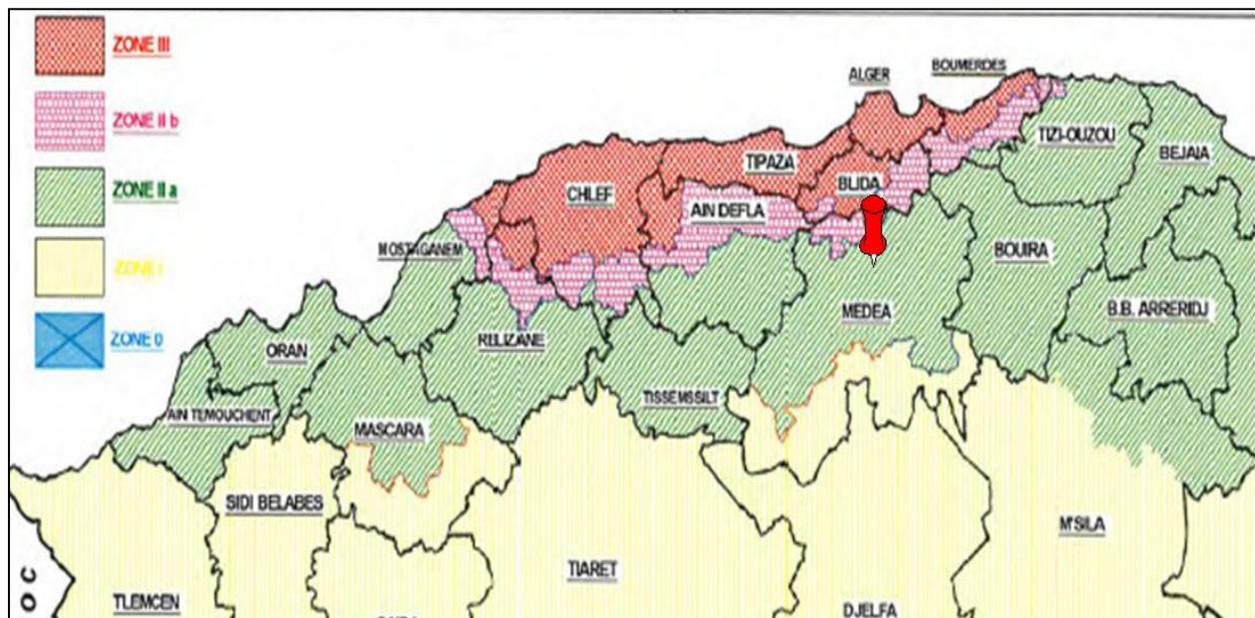
- D'un essai SPT, dans chaque forage, cet essai est l'un des outils de reconnaissance de sol les plus répandus. Un carottier est installé en bout du train de tiges de forage et battu dans le terrain au moyen d'un mouton. On obtient ainsi l'échantillonnage du sol et le nombre de coups (NSPT) qui est fonction de la consistance de la roche, pour une pénétration donnée. Cette méthode peut apporter une aide précieuse et peu onéreuse au début d'une campagne de reconnaissance en permettant d'orienter judicieusement l'implantation de prélèvements d'échantillons intacts pour le calcul de la force portante du sol.
- D'un essai de perméabilité; essai Lefranc, dans chaque forage, réalisé pour les sols meubles dans les sondages qui sont sur les rives. Cet essai consiste à injecter et pomper de l'eau pour inciter la perméabilité des différentes couches géologiques traversées par le forage.
- Des essais de laboratoire pour les échantillons récupérés du carottier, essai œnométrique. Il permet d'évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages ainsi que leur évolution.
- Essai Proctor sur la zone d'emprunt qui a pour but de déterminer la teneur en eau optimale pour un sol de remblai donné et des conditions de compactage fixées. Cet essai permet de conduire au meilleur compactage possible ou encore à la capacité portante maximale

### II.3. Sismicité :

Selon les RPA (règles parasismiques algérienne) le territoire national est divisé en 05 zones de sismicité croissante définie sur la carte des zones sismique donnée en **Figure II.5** :

- Zone 0 : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone II a et II b : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité élevé

Notre zone d'étude se trouve dans la Zone II a, et selon les critères du RPA, les retenues collinaires peuvent être classé dans la catégorie des ouvrages de grandes importance soit groupe 1B, et de cela le coefficient d'accélération de notre zone d'étude est égale a 0,2 (ANNEXE I).



**Figure II.7:** La carte des zones sismique de l'Algérie et le zonage globale des différentes wilayas (RPA).

### II .4 Perméabilité de la cuvette :

La caractérisation lithologique des formations géologiques affleurantes est établie pour la délimitation des différentes zones de perméabilité.

Vu l'absence des mesure de la perméabilité facteur déterminant les possibilités d'infiltrations des eaux, nous avons appliquer la classification hydrogéologique adopté par l'OSTROM Institut de recherche pour le développement (IRD) et partiellement modifié par J.F.Zumstein (A.Mebarki, 1982).

Les huit classes données ci dessous sont de classe purement qualitative car elles sont basées théoriquement sur la structure physique.

**Tableau II.3 :** Les classes de répartition des zones de perméabilité.

Classe	Nature lithologique	Zone de Perméabilité
S	Formation superficielle	Zone perméable
P <sub>2</sub>	Grés	
P <sub>3</sub>	Formation alternée de marnes, argile, grés, calcaire et calcaire marneux	Zone à faible perméabilité
P <sub>4</sub>	Calcaire fissuré plus au moins karstique	Zone perméable en grand
P <sub>5</sub>	Marne, argile a bloc, flysh	Zone relativement imperméable
P <sub>6</sub>	Formations métamorphiques à dominance de micaschiste	
P <sub>7</sub>	Granites	Zone à perméabilité lié à l'altération en arènes

D'après cette classification et à partir de notre description géologique de la cuvette nous pouvant constater que de cette dernière varie d'une zone à faible perméabilité de classe (P<sub>3</sub>) à une zone relativement imperméable de classe (P<sub>5</sub>).

### Conclusion :

A la fin de ce chapitre on peut conclure que les critères géologiques et géotechniques de notre zone d'étude favorisent l'implantation d'une digue en remblai vu l'abondance de ces matériaux, en plus des formations favorable de l'axe de la digue qui permettrons son ancrage sans aucun problème majeur.

On peut dire aussi que l'étanchéité de la cuvette est bien assuré vu les formations argileuses qui la constitue, et on pourra se prononcer aussi sur la stabilité et régularité des rives droite et gauche de la cuvette.

**Introduction :**

L'étude hydrologique pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique révèle une importance considérable.

Le but est de mettre en évidence les paramètres hydrologiques de l'oued tels que les débits des crues, les apports du bassin versant (apports liquides et solides) qui constituent la base du dimensionnement des ouvrages constituant l'aménagement.

Celle ci a pour but de déterminer les caractéristiques hydrologiques essentielles et nécessaires à l'étude hydrotechnique prochaine de l'aménagement d'une retenue collinaire sur oued LAROUAH, commune de Sidi Naâmane.

Les caractéristiques essentielles sont en l'occurrence :

- ✓ Les caractéristiques physiques et hydrographiques;
- ✓ Les caractéristiques climatologiques;
- ✓ Les précipitations;
- ✓ Les apports liquides;
- ✓ Les apports solides;
- ✓ Les crues et leurs caractéristiques;

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

**III.1 Caractéristiques du bassin versant :****❖ Définition :**

Un bassin-versant est l'espace drainé par un cours d'eau et ses affluents. L'ensemble des eaux qui tombent dans cet espace convergent vers un même point de sortie appelé exutoire (cours d'eau, lac, mer, océan, etc).

Le bassin versant est limité par une ligne de partage des eaux qui correspond souvent aux lignes de crête.

Une ligne de partage des eaux est une ligne de divergence de pentes. Les eaux de pluies de part et d'autre de cette ligne s'écoulent dans deux directions différentes en emportant avec eux les éléments dissous ou en suspension tels que les sédiments.

**III.1.1 Caractéristiques géométriques :**

- **Surface du bassin versant :** c'est un paramètre important qui permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques tel que les apports, les volumes des précipitations...etc.

Elle est calculée à l'aide du logiciel Map Info sur la carte d'état major de Beni Slimane à l'échelle 1/25000.

$$S = 23.68 \text{ km}^2$$

- **Périmètre du bassin versant :** Il correspond à la longueur de la limite extérieure du bassin. Il est déterminé à l'aide du logiciel Mapinfo .

$$P = 21.05 \text{ km}$$

- **Longueur du thalweg principal :** c'est la longueur de l'oued principal.

$$L_p = 11230 \text{ m}$$

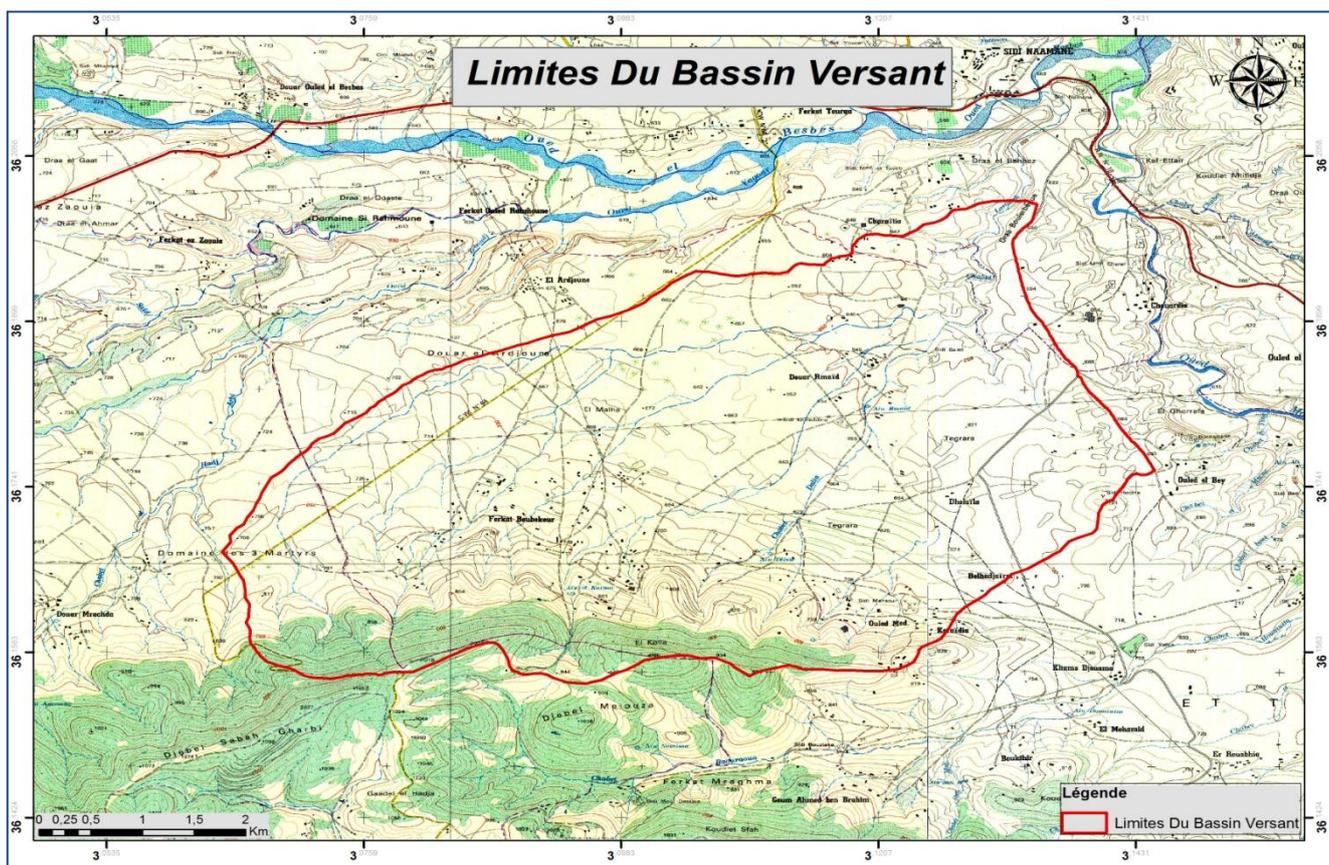


Figure III.1 : Limites du bassin versant (Echelle 1/25000).

**III.1.2 Caractéristiques morphologiques:**➤ **Indice de compacité de Gravelius  $K_c$  :**

L'indice de compacité est défini comme étant le rapport entre le périmètre  $P$  du bassin et la circonférence du cercle  $P'$  de rayon  $R$  ayant la même superficie  $S$  que le bassin versant, Il caractérise la forme de ce dernier.

$$K_c = \frac{P}{P'} = \frac{P}{2\pi R} \dots\dots\dots \text{(III.1)}$$

On a :  $S = \pi R^2$       donc :  $R = \sqrt{\frac{S}{\pi}}$     d'où :  $P' = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}$

**Donc :**       $K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi \cdot S}} = 0,28 \cdot \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots \text{(III.2)}$

$K_c$  : Indice de compacité de Gravelius,

$S$  : surface du bassin versant [ $\text{km}^2$ ],

$P$  : périmètre du bassin [km].

$P'$  : circonférence du cercle [km].

plus le coefficient s'approche de 1 plus la forme du bassin versant sera ramassé et plus le temps de concentration des eaux est courte .dans le cas contraire la forme du bassin est allongé.

- Si  $K_c = 1 \Rightarrow$  bassin parfaitement circulaire
- Si  $K_c < 1.128 \Rightarrow$  bassin ramassé
- Si  $K_c > 1.128 \Rightarrow$  bassin allongé

AN:

$K_c = 1.21$
--------------

**Donc :** le bassin versant est un bassin allongé.

➤ **Coefficient d’allongement :**

Il est donné par la formule suivante :

$$C_a = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots \text{(III.3)}$$

Avec : L : Longueur du talweg principal [km].

S : superficie du bassin versant [km<sup>2</sup>]

AN:

$C_a = 5.33$
--------------

➤ **Rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius :**

Le rectangle équivalent est une transformation purement géométrique par laquelle on assimile un bassin versant à un rectangle ayant le même périmètre et la même superficie. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits cotés du rectangle et l’exutoire est l’un de ces petits cotes.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2 * (L + l) \dots\dots\dots \text{(III.4)}$$

$$S = L * l \dots\dots\dots \text{(III.5)}$$

Avec :

L : Longueur du rectangle équivalent [km ]

l : largeur du rectangle équivalent [km]

S : surface du bassin versant [km<sup>2</sup>]

P : périmètre du bassin versant [km].

- La longueur L est donnée par la formule :

$$L = Kc \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left( 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1.128}{Kc} \right)^2} \right) \dots \dots \dots \text{(III.6)}$$

On trouve :

$L = 7.11 \text{ km}$

- La largeur du rectangle équivalent est donc :

$$l = Kc \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1.128}{Kc} \right)^2} \right) \dots \dots \dots \text{(III.7)}$$

On trouve :

$l = 3.33 \text{ km}$

La transformation du bassin versant en rectangle est donnée par la figure suivante.

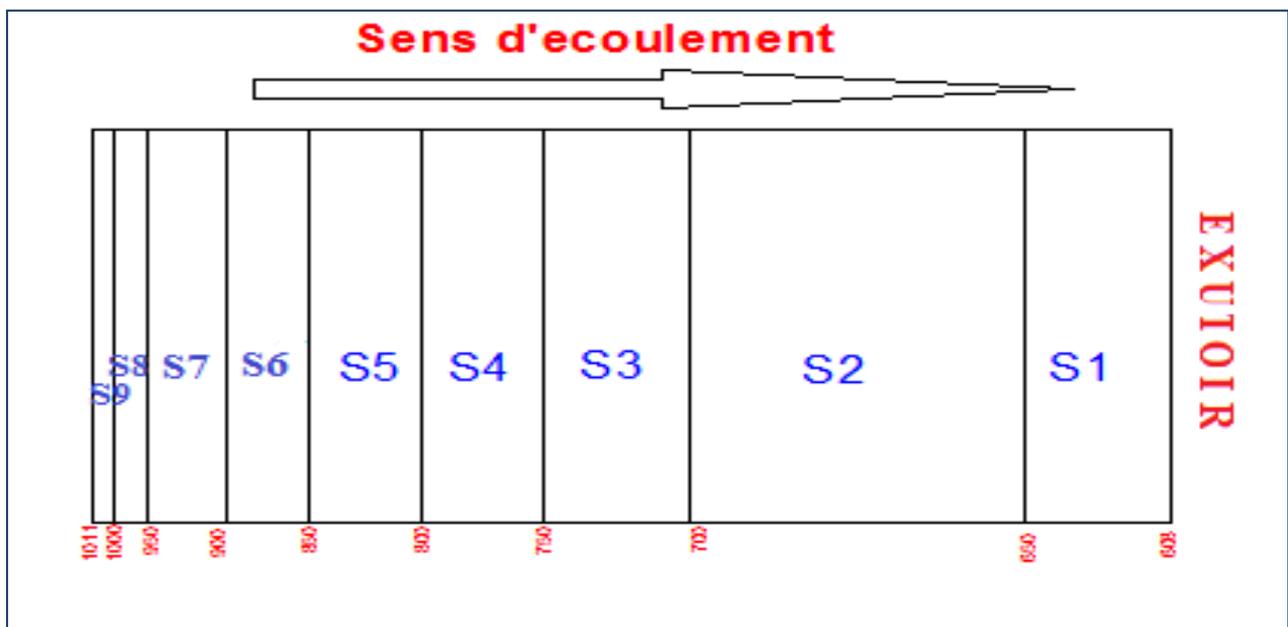


Figure III.2 : Représentation du rectangle équivalent.

### III.1.3 Le relief :

L'aire d'étude se présente généralement comme une région au relief ondulé et aux pentes abrupte.

Le relief est un facteur essentiel, il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, il régit donc la forme de l'écoulement. Il se détermine au moyen d'indices ou des caractéristiques suivants :

- ✓ La courbe hypsométrique.
- ✓ L'altitude moyenne.
- ✓ L'indice de pente globale  $I_g$ .
- ✓ L'indice de pente roche  $I_p$ .
- ✓ L'indice de pente moyenne du bassin versant  $I_{pm}$ .

#### ➤ Hypsométrie du bassin versant :

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 exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie (en abscisse), au-delà d'une certaine altitude (en ordonnée).

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 surfaces partielles du bassin versant ont été déterminées à l'aide du logiciel Mapinfo sur la carte topographique de la région d'étude à l'échelle (1/25 000).

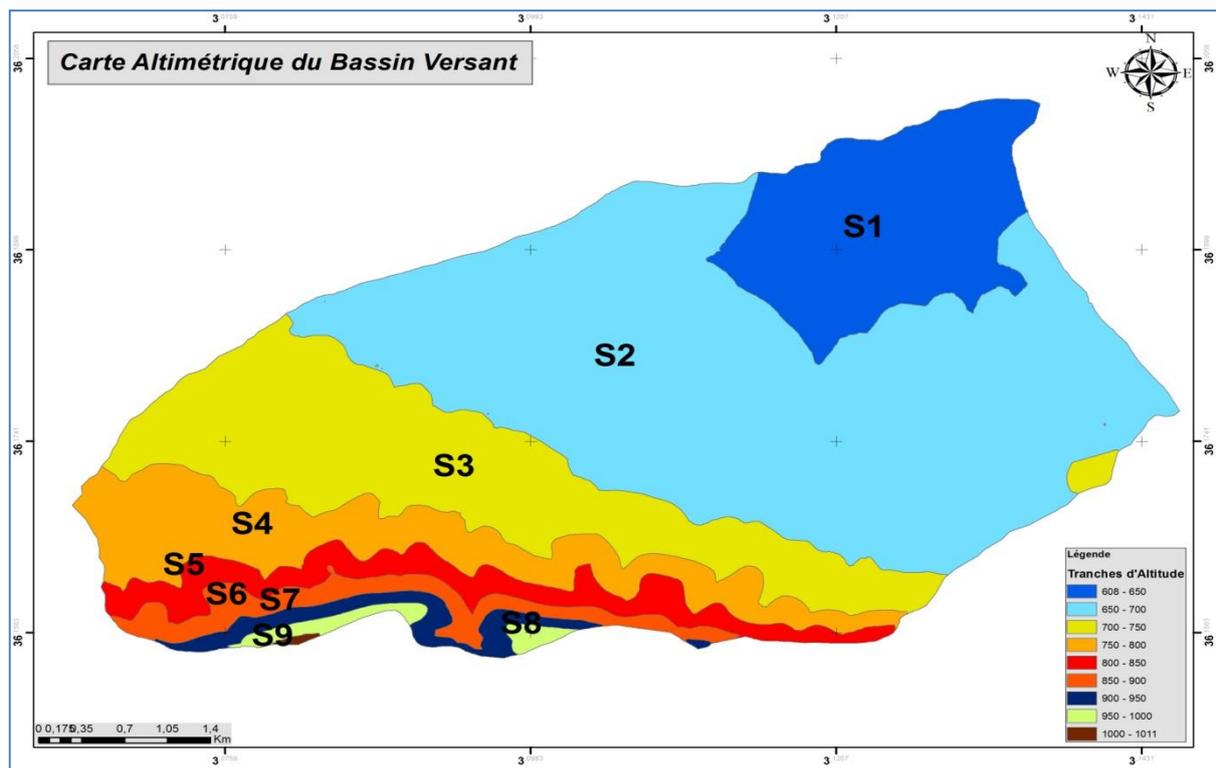


Figure III.3 : Surfaces hypsométriques du bassin versant (Echelle 1/25000)

Tableau III.1 : Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude.

Altitude (m)	Surfaces partielles (km <sup>2</sup> )	Surfaces partielles (%)	Surfaces cumulés (%)
1011-1000	0,016	0,068	0,06
1000-950	0,322	1,360	1,42
950-900	0,563	2,378	3,80
900-850	0,857	3,619	7,42
850-800	1,314	5,549	12,97
800-750	2,537	10,714	23,68
750-700	4,76	20,101	43,78
700-650	10,2	43,074	86,86
650-608	3,114	13,150	100

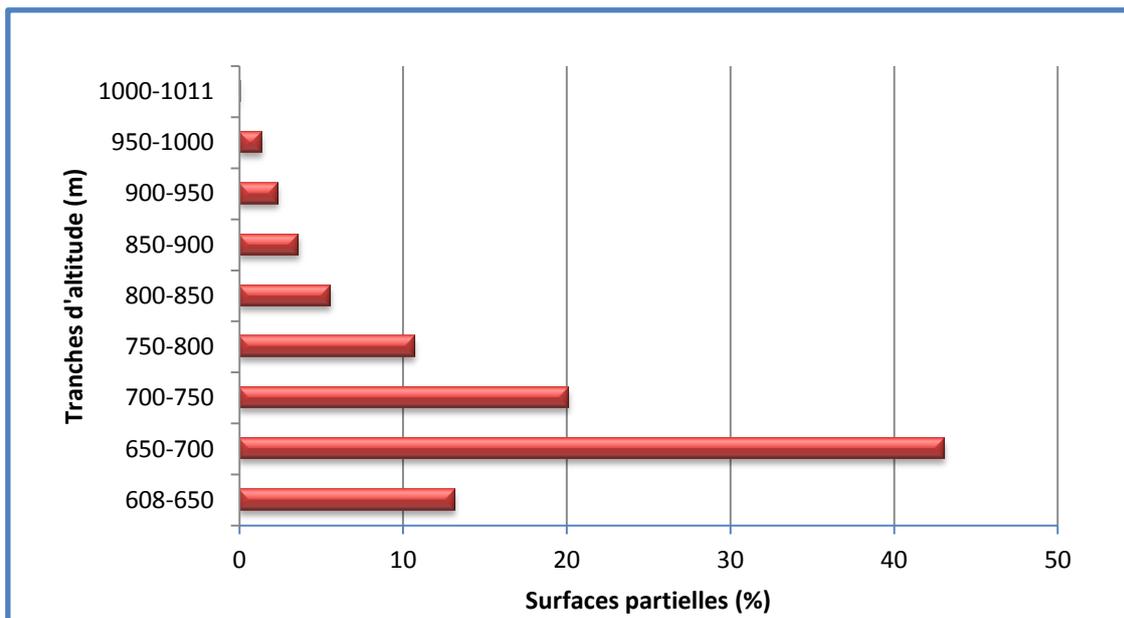


Figure III.4 : Histogramme des surfaces hypsométriques du bassin versant.

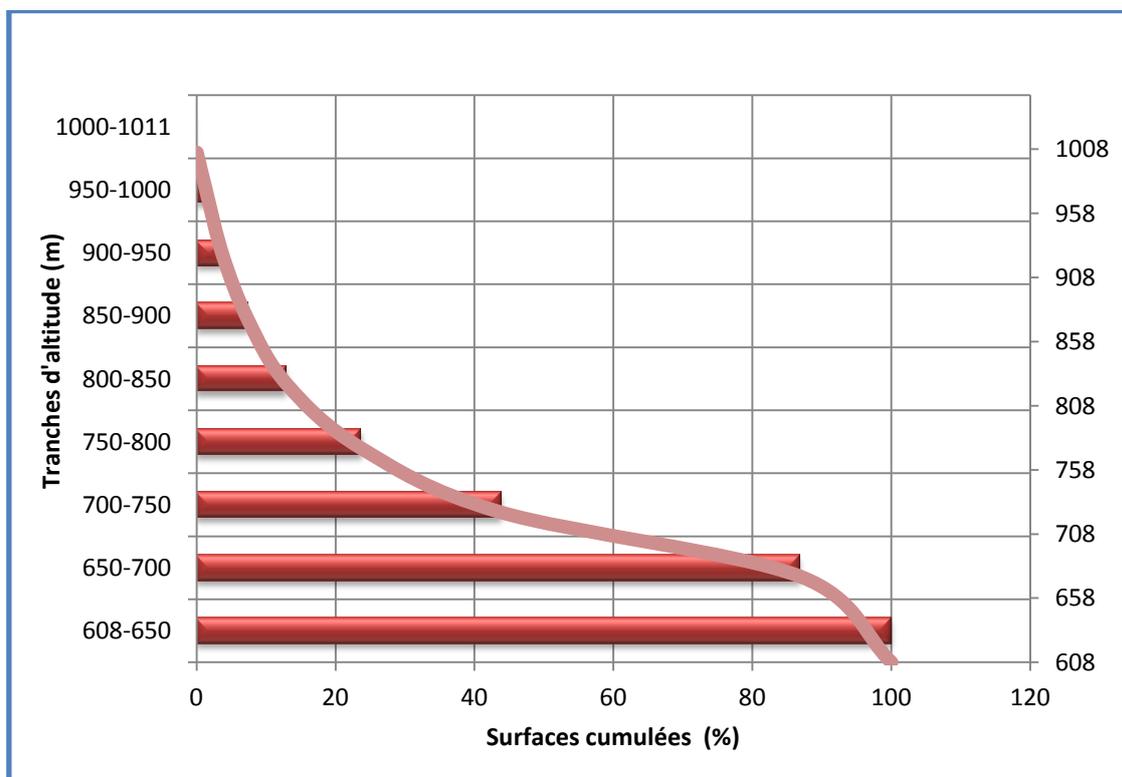


Figure III.5 : Répartition et courbe hypsométrique du bassin versant

Du graphique on tire les valeurs des altitudes  $H_{5\%}$ ,  $H_{50\%}$  et  $H_{95\%}$ , correspondantes respectivement aux surfaces  $S_{5\%}$ ,  $S_{50\%}$  et  $S_{95\%}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} H_{5\%} = 920 \text{ m.} \\ H_{50\%} = 712.5 \text{ m.} \\ H_{95\%} = 650 \text{ m.} \end{array} \right.$$

➤ **Altitude moyenne du bassin versant :**

Celle-ci est obtenue par procédé analytique présente comme suite

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i \times H_i}{S} \dots\dots\dots(III.8)$$

**Avec :**

$H_{moy}$  : altitude moyenne [m].

$S_i$  : surface partielle comprise entre deux courbes de niveaux consécutives n et n-1 [km<sup>2</sup>].

$S$  : surface totale du bassin versant [km<sup>2</sup>].

$H_i$  : altitude moyenne entre deux courbes de niveaux consécutives n et n-1 [km<sup>2</sup>].

$$H_i = \frac{H_{n-1} + H_n}{2} \dots\dots\dots(III.9)$$

**Tableau III.2 :** Altitudes et surfaces correspondantes à chaque tranche d'altitude

$H_i$ (m)	$S_i$ (km <sup>2</sup> )
1005,5	0,016
975	0,322
925	0,563
875	0,857
825	1,314
775	2,537
725	4,76
675	10,2
629	3,114

On trouve donc la valeur de l'altitude moyenne :  $H_{\text{moy}} = 715.61 \text{ m}$

➤ La pente moyenne du bassin versant  $I_m$  :

$$I_m = \frac{\Delta H * (0.5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0.5l_n)}{S} \dots\dots\dots(\text{III.10})$$

Avec :

$\Delta H$  : dénivelée du bassin versant

$l_i$  : longueur de courbe de niveau d'ordre 1,2,3,...n

$S$  : surface du bassin versant [km<sup>2</sup>]

**Tableau III.3** : Longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau

Courbes de niveaux	Longueur (km)
650	1.29
700	2.31
750	3.52
800	5.15
850	5.33
900	4.35
950	8.32
1000	7.14

AN:

$$I_m = \frac{50.10^{-3} * 37.41}{23.68} .100\% = 7.90\%$$

➤ **Les indices :**

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.

✓ **Indice de pente global  $I_g$  :**

il est calculé à partir de la relation suivante :

$$I_g = \frac{D}{L_r} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L_r} \dots\dots\dots(III.11)$$

Avec :

D : dénivelé entre  $H_{95\%}$  et  $H_{5\%}$  [m].

$L_r$  : longueur du rectangle équivalent [km] .

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

AN :

$I_g = \frac{920 - 650}{7.11} = 24.04 \text{ m/km} = 2.4 \%$
--

**Tableau III.4 :** Classification du relief

Type de relief	Indice de pente globale
Relief très faible	$I_g < 0.002$
Relief faible	$0.002 < I_g < 0.005$
Relief assez faible	$0.005 < I_g < 0.01$
Relief modéré	$0.01 < I_g < 0.02$
Relief assez fort	$0.02 < I_g < 0.05$
Relief fort	$0.05 < I_g < 0.1$
Relief très fort	$0.05 < I_g$

D'après le tableau on peut dire que le relief de notre bassin versant est assez fort.

✓ **Indice de pente de Roche  $I_p$  :**

C'est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau  $H_i$  et  $H_{i-1}$ .

Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})} \dots\dots\dots(\text{III.12})$$

**Avec :**

$L_r$  : longueur du rectangle équivalent (m)

$S_i$  : surface partielle (%) comprise entre deux courbes de niveaux consécutives  $H_i$  et  $H_{i-1}$

**Tableau III.5 :** Surface partielle en pourcentage et différence d'altitude entre deux tranches consécutives.

Altitude (m)	$H_i - H_{i-1}$	$S_i$ [%]
1011 à 1000	11	0,068
1000 à 950	50	1,36
950 à 900	50	2,378
900 à 850	50	3,619
850 à 800	50	5,549
800 à 750	50	10,714
750 à 700	50	20,101
700 à 650	50	43,074
650 à 608	42	13,15

On trouve :

$$I_p = 1.73 \%$$

✓ **Indice de Pente moyenne du cour d'eau principal  $I_c$ :**

C'est le rapport entre la dénivelée et la longueur des deux points les plus éloignée du cour d'eau principale il est donnée par la formule suivante :

Cet indice a une influence sur le temps de concentration et par conséquent, il agit sur le débit maximal observé, Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel, tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps nécessaire à s'infiltrer, entièrement ou en partie, dans le sol.

$$I_c = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots(III.13)$$

**Avec :**

$\Delta H$  : Dénivellation maximale du cour d'eau [m]

L : longueur du cour d'eau principal [km]

On trouve :

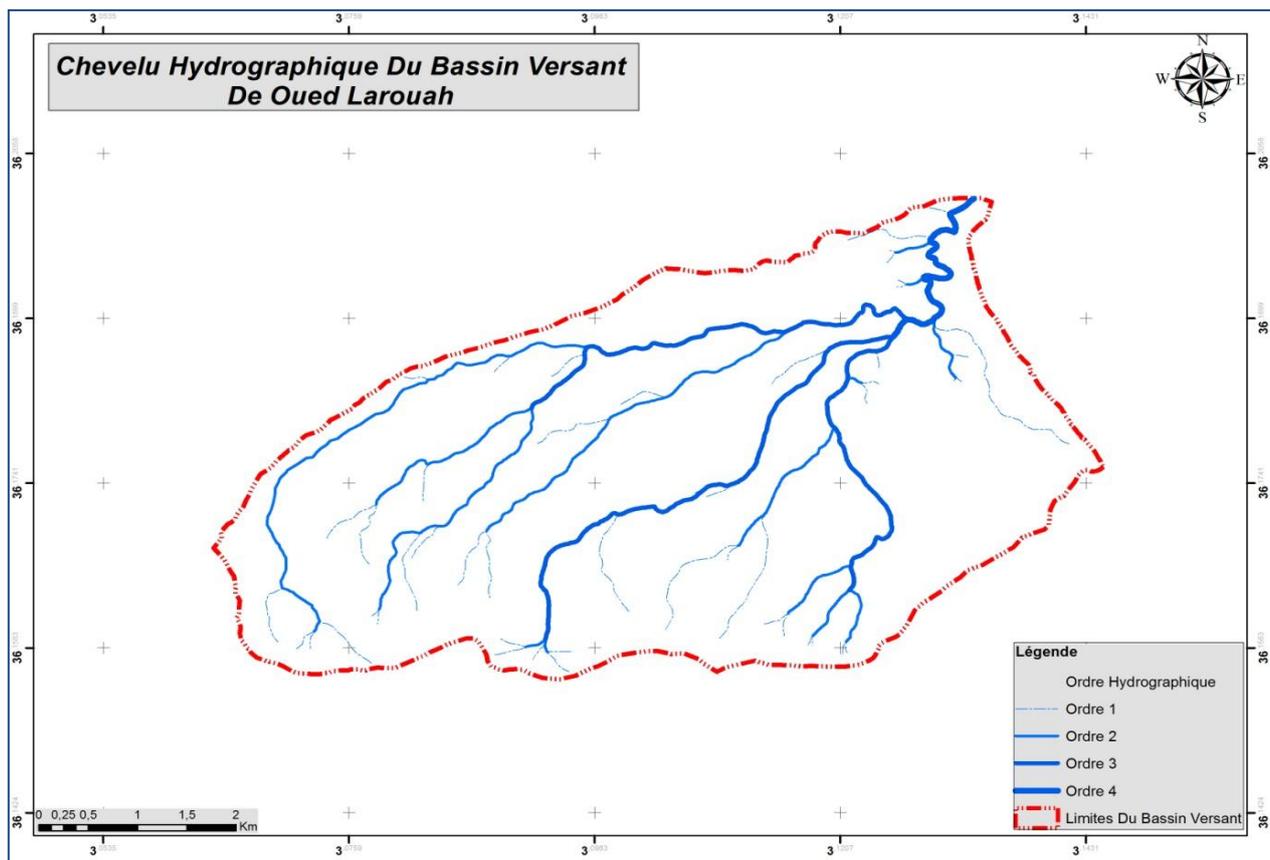
$$I_c = 35.8 \text{ m/km} = 3.58 \%$$

**III.1.4 Caractéristiques hydrographiques :**

➤ **Réseau hydrographique :**

Le réseau hydrographique est fait sur la même carte utilisé pour la délimitation du bassin versant à l'aide du logiciel Map info. Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau. Il existe plusieurs classification, mais la plus courante est celle de SCHUM dans laquelle il est considéré d'ordre « x+1 » tout tançon formé de deux cour d'eau d'ordre « x ».

Dans la figure qui suit nous prouvent voir le développement du chevelu hydrographique de notre bassin versant.



**Figure III.6 :** Réseau hydrographique du bassin versant d’oued Larouah (Echelle 1/25000)

➤ **La densité de drainage :**

C’est le rapport entre la longueur total du réseau hydrographique du bassin versant et sa surface, Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en [Km/Km²].

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} L_i}{S} \dots\dots\dots(III.14)$$

**Avec :**

- D<sub>d</sub> : densité de drainage [km/km²] ;
- ∑ L<sub>i</sub> : la somme des longueurs de tous les cours d’eau d’ordre i [km] = 52.53 km ;
- S : surface du bassin versant [km²].

On trouve :

$$D_d = \frac{52.53}{23.68} = 2.22 \text{ km/km}^2$$

➤ Densité du thalweg élémentaire:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{S} \dots\dots\dots(\text{III.15})$$

Avec :

$N_1$  : Nombre de cour d'eau d'ordre 1 = 50.

$S$  : Superficie du bassin versant [km<sup>2</sup>].

On trouve :

$$F = 2.11 \text{ thalweg/km}^2$$

➤ Coefficient de torrentialité :

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d * F \dots\dots\dots(\text{III.16})$$

On trouve :

$$C_t = 4.68 \text{ km}^{-3}$$

En somme, les régions à haute densité de drainage et à haute densité hydrographique (deux facteurs allant souvent de pair) présentent en général une roche mère imperméable, un couvert végétal restreint et un relief montagneux.

**III.1.5 Temps de concentration du bassin versant  $T_c$  :**

Le temps de concentration  $T_c$  des eaux sur un bassin versant se définit comme le temps nécessaire à la goutte d'eau la plus éloignée pour atteindre l'exutoire.

Il n'existe pas une formule de temps de concentration propre au bassin versant. De plus nous savons que les formules destinées aux bassins versants importants ont tendance à surestimer les temps de concentration.

Et à l'inverse les formules destinées aux petits bassins versants ont tendance à sous-estimer les temps de concentration pour ces petits bassins. C'est pourquoi nous utilisons plusieurs formules afin d'avoir un ordre d'idée du temps de concentration.

➤ **Formule de GIANDOTTI :**

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \dots\dots\dots(\text{III.17})$$

**Avec :**

S : Surface du bassin versant en [Km<sup>2</sup>] ;

L : longueur du talweg principale en [Km];

H<sub>moy</sub>, H<sub>min</sub> : respectivement l'altitude moyenne et minimale du B.V en [m].

On trouve :

$T_c = \frac{4\sqrt{23.68} + 1.5 \cdot 11.23}{0.8\sqrt{715.61 - 608}} = 4.37 \text{ heures}$
--

- **Condition d'application :** 500 < S < 700 km<sup>2</sup>

➤ **Formule de CALIFORNIA:**

$$T_c = \left( \frac{0.87 \cdot L^3}{H_{\text{max}} - H_{\text{min}}} \right)^{0.386} \dots\dots\dots(\text{III.19})$$

On trouve :

$T_c = \left( \frac{0.87 \cdot 11.23^3}{1011 - 608} \right)^{0.386} = 1.54 \text{ heures}$
--

➤ **Formule de KIRPICH :**

$$T_c = 32.5 \cdot 10^5 \cdot L_p^{0.77} \cdot i_{\text{moy}}^{-0.385} \dots\dots\dots(\text{III.20})$$

**Avec :**

L<sub>p</sub> : Longueur du cours d'eau principal (m) ;

i<sub>moy</sub> : Pente moyenne du bassin versant [m/m].

On trouve :

$$T_c = 1.14 \text{ heures}$$

- **Condition d'application** :  $20 < S < 100 \text{ km}^2$ , bassin urbains et périurbains.

➤ **Formule de VENTURA** :

$$T_c = 0,1272 \sqrt{\frac{A}{i_{\text{moy}}}} \dots\dots\dots(\text{III.21})$$

Avec :

$i_{\text{moy}}$  : pente moyenne du bassin versant en [m/m]

- **Condition d'application** :  $S > 10 \text{ km}^2$ .

On trouve :

$$T_c = 0,1272 \sqrt{\frac{23.68}{0,079}} = 2.3 \text{ heures}$$

Les résultats des différentes méthodes sont présentés dans le tableau suivant **Tableau III.6** .

**Tableau III.6** : Temps de concentration.

Formule	$T_c$ (heure)
GIANDOTTI	4.37
CALIFORNIA	1.54
KIRPICH	1.14
VENTURA	2.3

Au final on opte pour la formule de « VENTURA » car c'est la mieux adaptées aux caractéristiques de notre bassin versant, c'est-à-dire :

$$T_c = 2.3 \text{ heures}$$

**III.1.6 Vitesse moyenne de ruissellement :**

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

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots \dots \dots (\text{III.22})$$

**Avec :**

L : Longueur de talweg principal en [Km];

T<sub>c</sub> : temps de concentration en [heure].

On trouve :

$V_R = \frac{11.23}{2.3} = 4.88 \text{ km/h}$
---

Tableau III.7 : Récapitulatifs des caractéristiques du bassin versant.

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km <sup>2</sup>	23.68
Périmètre		P	km	21.05
Longueur du thalweg principal		L	km	11.23
Indice de compacité		K <sub>C</sub>	/	1,45
Coefficient d'allongement		K <sub>P</sub>	/	22.20
Rectangle équivalent	Longueur	L <sub>r</sub>	km	7.11
	Largeur	l <sub>r</sub>	Km	3.33
Altitudes	maximale	H <sub>max</sub>	m	1011
	moyenne	H <sub>moy</sub>	m	715.61
	médiane	H <sub>med</sub>	m	712.5
	minimale	H <sub>min</sub>	m	608
Indice de pente de Roche		I <sub>P</sub>	%	1.73
Indice de pente globale		I <sub>g</sub>	%	2.3
Indice de pente moyenne		I <sub>m</sub>	%	7.9
Densité de drainage		D <sub>d</sub>	Km/Km <sup>2</sup>	2.22
Coefficient de torrentialité		C <sub>t</sub>	Km <sup>-3</sup>	4.63
Temps de concentration		T <sub>c</sub>	h	2.3
Vitesse de ruissellement		V <sub>R</sub>	Km/h	4.88

**III .2. Caractéristiques climatiques du bassin versant :**

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir des données concernant le climat, données nécessaires pour la conception du barrage et de ces ouvrages annexes.

Les conditions climatiques du bassin jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat tel que La précipitation avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température, le vent qui a une influence sur l'évaporation et la transpiration.

**III .2.1.Température :**

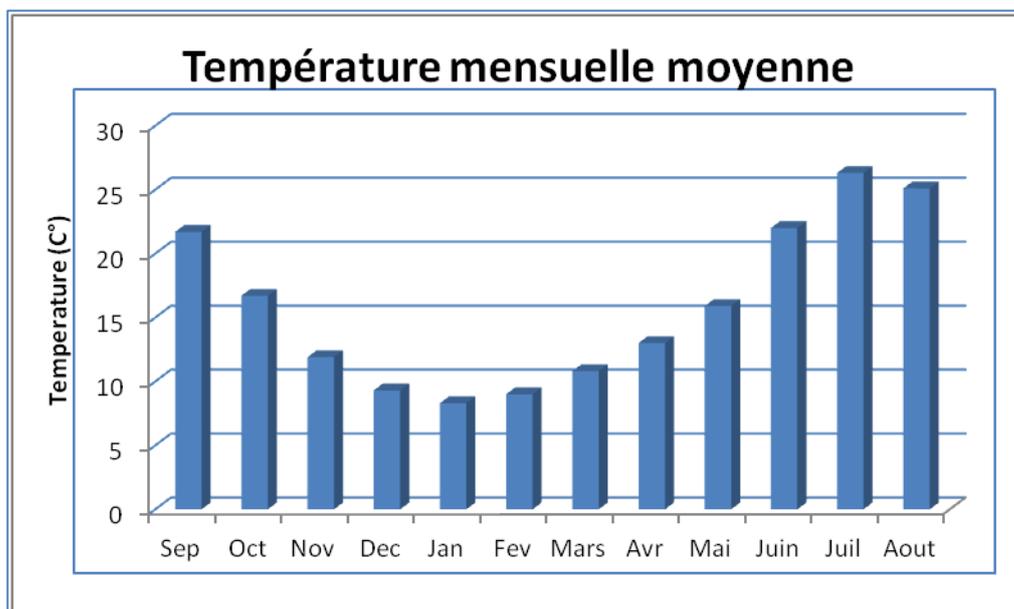
A défaut de station climatologique située à l'intérieur du bassin versant, le climat est décrit sur la base d'observations de la station climatologique la plus proche et la plus représentative, en l'occurrence celle de MILIANA gérées respectivement par l'ANRH et l'Office National de la Météorologie (O.N.M).

**Tableau III.8 :** Répartition mensuelle de la température.

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec	An
T(°C)	8,3	9	10,8	13	15,9	22	26,3	25,1	21,7	16,7	11,9	9,3	<b>15,8</b>

Source : ONM

La température moyenne annuelle est égale a **15,8°C**. Les mois les plus chauds sont les mois d'été, soit, Juin, Juillet, Août et Septembre durant lesquels les températures moyennes dépassent les **20°C**. La saison froide pendant laquelle les températures sont inférieures à **10°C** se prolonge de Décembre à Février



**Figure III.7 :** La répartition mensuelle de la température.

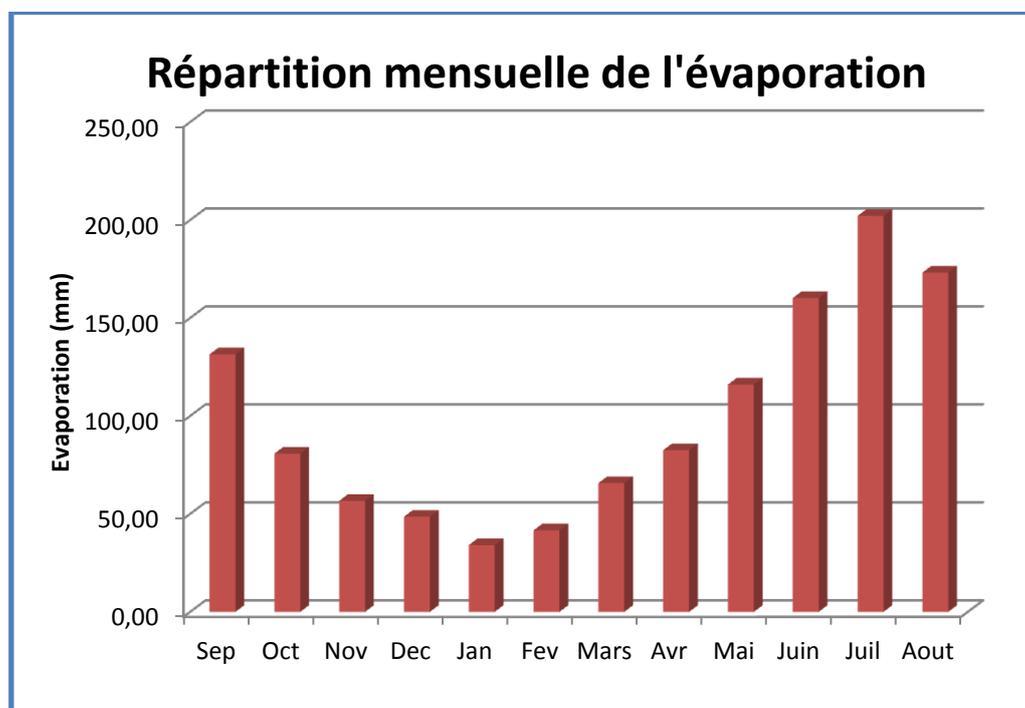
**III .2.2. L'évaporation :**

L'évaporation moyenne annuelle totale mesurée dans la région peut atteindre 1091mm, La répartition mensuelle de l'évaporation est donnée dans le tableau suivant :

**Tableau III.9 :** Répartition mensuelle de l'évaporation.

(2001-2011)												
Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aôut
<b>Evp mm</b>	131.5	80.8	56.69	48.58	34.10	41.63	65.74	82.54	116.1	160.2	202.1	173.2
<b>Evap (%)</b>	11.04	6.8	4.8	4.1	2.9	3.5	5.5	6.9	9.7	13.5	17	14.5

Source : ANRH



**Figure III.8:** La répartition mensuelle de l'évaporation.

**III .2.3. Humidité :**

L'humidité relative interannuelle est égale à 65 %, les valeurs extrêmes sont 77.4% dans le mois de Décembre et 45.7% dans le mois de Juillet.

La répartition mensuelle de l'humidité relative de l'air est donnée dans le tableau suivant.

Tableau III.10 : Répartition mensuelle des humidités relatives.

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août
Humidité (%)	58.7	66.5	73.3	77.4	74.7	75.6	68.9	67.2	65.4	55.4	45.7	50.9

Source :ONM

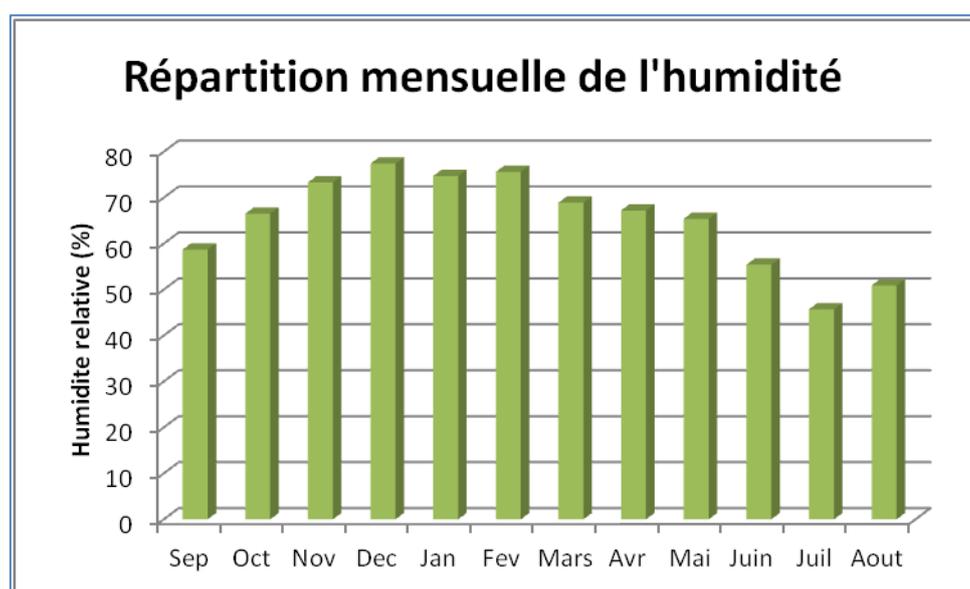


Figure III.9 : La répartition mensuelle de l’humidité.

III .2.4. Le vent :

Les vitesses moyennes mensuelles du vent varient de 2,2 à 3,3 m/s. Elles peuvent cependant être altérées par le relief environnant

Tableau III.11 : Répartition mensuelle de la vitesse du vent.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Août
Vitesse du vent (m/s)	2.70	2.50	2.20	2.50	2.40	2.50	2.70	3.00	3.10	3.30	3.00	3.00

Source : ONM

### III.3. Les Précipitations :

Aucune donnée d'observation directe n'est disponible au niveau du bassin versant de oued LAROUAH, de cela on est mené à considérer les stations pluviométriques voisines ayant les similitudes altimétriques et pourvues d'un nombre satisfaisant des années d'observation.

L'étude pluviométrique sera effectuée à partir des données de précipitations mensuelles et journalières enregistrée au niveau de la station EL OMARIA PEP (090205–code ANRH) Période (1974 -2011), qui est la plus proche de notre zone d'étude.

Mais en parallèle il y a un manque des données qui réduit la série d'observation de cela on s'appuie sur les données pluviométriques de la station EL OMARIA 090201-code ANRH) pour combler ce manque .

La station d'EL OMARIA PEP possède une altitude voisine à l'altitude moyenne du bassin versant et la pluie moyenne annuelle de la station (480 mm) est très proche de celle donnée par la carte des isohyètes de l'Algérie (500 mm), d'où le choix de cette série comme une série de base pour les calculs.

Les stations disponibles au voisinage du bassin et les plus proches du site sont présentées dans le Tableau ci-dessous.

**Tableau III.12 :** Caractéristiques des stations pluviométriques.

Station	Code	Source	Z (m)	Années de service	N
EI OMARIA	090201	A.N.R.H	790	1995-2011	17 ans
EL OMARIA PEP	090205	A.N.R.H	659	1974-2011	38 ans

#### III.3.1. les pluies moyenne mensuelle :

Le tableau suivant reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition durant l'année.

La valeur de la pluie moyenne annuelle  $P = 480$  mm.

Tableau III.13 : Répartition mensuelle des précipitations.

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aôut
P (mm)	16	36	65	74	63.2	68	40	32	25.6	5.56	2.2	2.1
P (%)	4	7.97	15	16	13.3	15	8.44	10	6.40	0.95	0.3	0.6

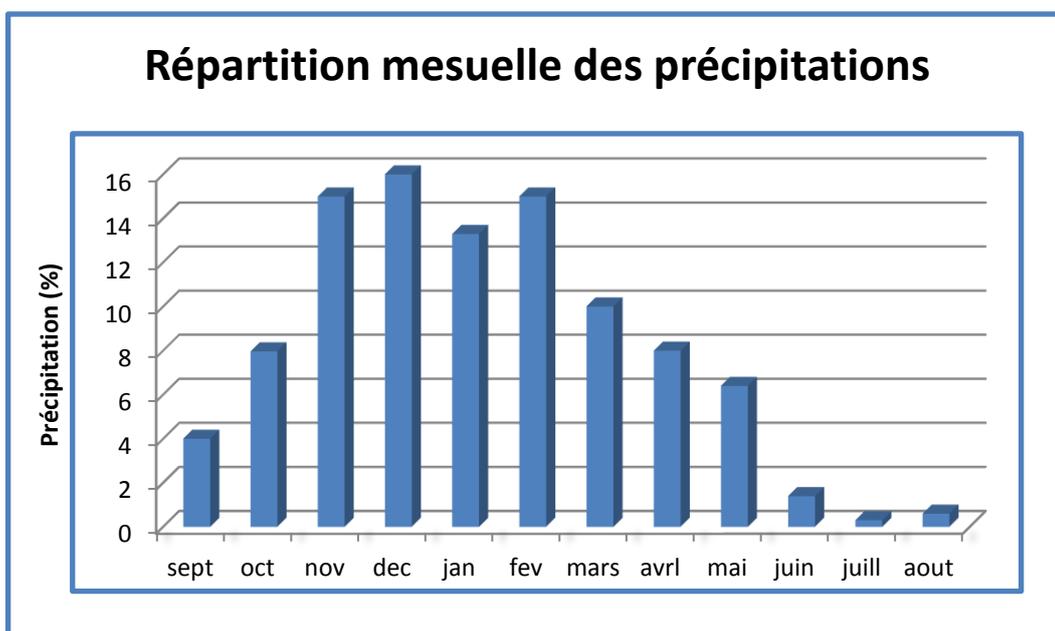


Figure III.10 : Répartition Mensuelle des Précipitations

➤ Critique des données observées :

Afin de garantir la qualité des données, nous devons suivre les étapes suivantes :

- Combler les lacunes des séries observées si elles existent.
- Vérifier l’homogénéité et l’indépendance des données.

1. Combler les lacunes des séries observées :

Comme on l’avait cité au par avant nous avons estimé les valeurs manquantes ou erronées d’une station à partir des valeurs provenant des stations voisines soumises aux mêmes conditions climatiques et situées dans la même zone géographique.

Plusieurs méthodes sont proposées pour cela :

- Remplacer la valeur manquante par celle de la station la plus proche

- Remplacer la valeur manquante par la moyenne inter-mensuelle. cette méthode est utilisée dans le cas d'une faible corrélation et lorsque les séries comportent des années d'observations relativement longues.
- Remplacer la valeur manquante par une moyenne pondérée par la tendance annuelle des stations pluviométriques.

**2. Etude d'homogénéisation de la série des pluies annuelles :**

Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées, L'information de base quant à sa qualité revêt une très grande importance. On ne peut espérer à des résultats concluants si la donnée de base n'est pas fiable.

Et c'est pour cette raison la que cette étude d'homogénéisation est faite par la méthode de la médiane (**MOOD**), Ce test permet de vérifier si la série est homogène, on détermine la médiane **M** après avoir classé les valeurs de la série soit croissants ou bien décroissant en se référant au **Tableau III-13** on a obtenu les résultats suivants

On remplace dans la série des valeurs non classé par une suite de signe :

- Le (-) pour les valeurs < **M**
- Le (+) pour les valeurs > **M**

On calcule les quantités suivantes  $N_s$  et  $T_s$  avec

- $T_s$  : taille de la plus grande suite (+) ou (-)
- $N_s$  : nombre totale de la suite (+) ou (-)

D'après la série on a :

$$T_s=5 \text{ et } N_s=17$$

Pour que la série soit homogène les deux conditions suivantes doivent être vérifiées.

$$N_s > 1/2(N + 1 - U_{1-\alpha/2} \sqrt{N - 1}) \dots\dots\dots(\text{III.23})$$

Avec  $\alpha = 5\%$  et  $U_{1-\alpha/2} = 1.96$  (variable de suite de gauss)

D'où

$$N_s > 1/2(38 + 1 - 1.96 * \sqrt{38 - 1})$$

$$N_s=17 > 13.53$$

Et  $T_s < 3.3 * \text{Log}_{10}(N + 1) \dots\dots\dots(\text{III.24})$

$$T_s = 5 < 6.30$$

**Tableau III.14** : Résultats du test d'homogénéisation.

Année	Valeurs non classes	Signe
1974	510	+
1975	590,2	+
1976	494,1	+
1977	394,1	+
1978	441,8	+
1979	368,5	-
1980	360,8	-
1981	366	-
1982	378,1	+
1983	280,5	-
1984	372,2	+
1985	333,9	-
1986	338,4	-
1987	305,8	-
1988	291,8	-
1989	388,5	+
1990	251,7	-
1991	437,8	+
1992	187,6	-
1993	151,2	-
1994	347,9	-

1995	566,9	+
1996	289,7	-
1997	419,4	+
1998	282,3	-
1999	292	-
2000	294,9	-
2001	179,8	-
2002	665,6	+
2003	450,4	+
2004	459,6	+
2005	505,6	+
2006	549,1	+
2007	314,1	-
2008	636,6	+
2009	648,4	+
2010	625,3	+
2011	540,2	+

Les deux conditions sont vérifiées donc on conclut que la série est homogène, et pareil pour la série des pluies maximales journalières.

### III.3.2. Les pluies maximales journalières :

#### ➤ Estimation des pluies journalières maximales (Ajustement) :

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger l'ouvrage.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant.
- Calcul de la fréquence expérimentale.

- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée.
- Ajuster graphiquement la loi choisie.
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

L'étude fréquentielle des pluies journalières maximales a pour but l'estimation des valeurs limites atteintes pendant une période de retour donnée. Ceci nous ramène à chercher la loi d'ajustement la mieux adaptée à la distribution des pluies.

✓ **Choix de la loi d'ajustement**

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, 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. Toutefois, 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.

L'ajustement a été effectué à l'aide du logiciel "HYFRAN". On utilise la méthode de maximum de vraisemblance.

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

- La loi de Gumbel. (Loi doublement exponentielle)
- La loi de Galton (Log-normale).

**A. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel**

C'est la loi dite double exponentielle, elle s'applique pour les précipitations maximales journalières afin de déterminer les valeurs fréquentielles.

La fonction de répartition de la loi de Gumbel s'écrit :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots(III.25)$$

Tel que :  $y = \frac{(x - x_0)}{a}$

L'équation de la droite de GUMBEL:

$$P_{\max j} = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \dots\dots\dots(III.26)$$

$$y = -[ \ln ( -\ln ( F(x) ) ) ] \dots\dots\dots(III.27)$$

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{N} \dots\dots\dots(III.28)$$

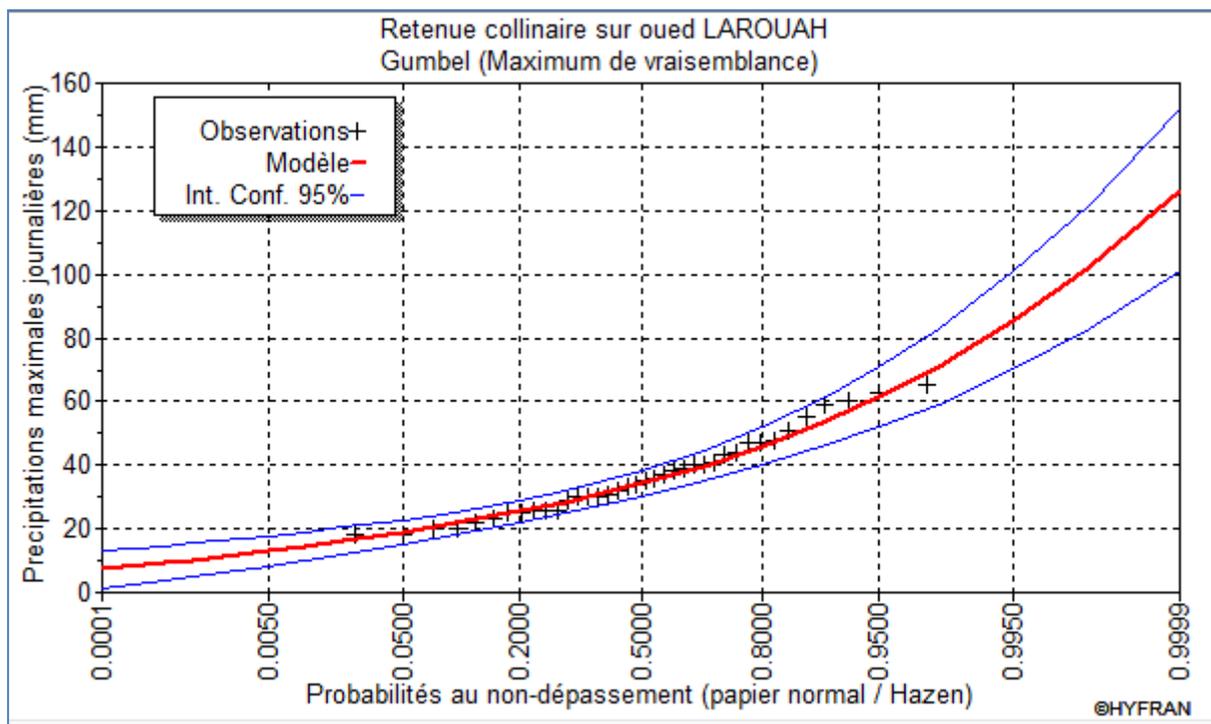
- Ou :** 1/a : la pente de la droite de GUMEL.  
 y : variable réduite de GUMBEL.  
 x : précipitation maximale journalière [mm].  
 x<sub>0</sub> : le paramètre de position [mm].  
 m : l'ordre de classement.  
 n : la taille de l'échantillon.

• **Résultats de l'ajustement :**

La droite de Gumbel est donnée par la **figure III.11**, Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentés dans le **tableau III.15** ci-dessous.

**Tableau III.15 :** Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel.

T (ans)	q	XT (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	126.4	13.05	100.8– 152
2000	0.9995	109.6	10.90	88.27 – 131
1000	0.9990	102.4	9.979	82.85 – 122
200	0.9950	85.62	7.849	70.24 – 101
100	0.9900	78.37	6.937	64.77 – 91.97
50	0.9800	71.10	6.030	59.28 – 82.92
20	0.9500	61.39	4.838	51.90 – 70.87
10	0.9000	53.89	3.944	46.15 – 61.62
5	0.8000	46.06	3.062	40.06 – 52.07



**Figure III.11:** Ajustement des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel.

- **Paramètres**

Nombre d'observations :

$$n = 38$$

$$u = 30.43$$

$$\text{Alpha} = 10.42$$

- **Quantiles**

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

$$T = 1 / (1 - q)$$

- ✓ **Test d'adéquation**

Le test d'adéquation (ou d'ajustement) consiste à vérifier la compatibilité des données avec une distribution choisie a priori. Il convient par conséquent de comparer l'adéquation de ces lois afin d'adopter le meilleur ajustement. Plusieurs tests peuvent être exploités. Cependant, l'un des tests le plus employé, est le test du Khi carré ( $\chi^2$ ).

- **Hypothèses**

$H_0$  : L'échantillon provient d'une loi Gumbel.

$H_1$  : L'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel.

✓ **Résultats**

Résultat de la statistique :

$$X^2 = 1.58$$

$$p\text{-value } p = 0.90$$

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes : 8

**Conclusion :**

Nous pouvons accepter  $H_0$  au niveau de signification de 5 %

**Tableau III.16 :** Caractéristique de la loi Gumbel

Caractéristiques	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	18
Maximum	Aucun	65
Moyenne	36.45	36.47
Ecart-type	13.37	12.84
Médiane	34.25	34.50
Coefficient de variation (Cv)	0.37	0.35
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.613
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	2.39

**B. Ajustement de la série pluviométrique à la loi Log normale (Loi Galton)**

Dans cette loi, on introduit des changements de variables qui consiste à prendre comme variable gaussienne le logarithme ou une fonction linéaire du logarithme de la variable étudiée.

Sa fonction de répartition s'exprime selon la formule suivante :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(III.29)$$

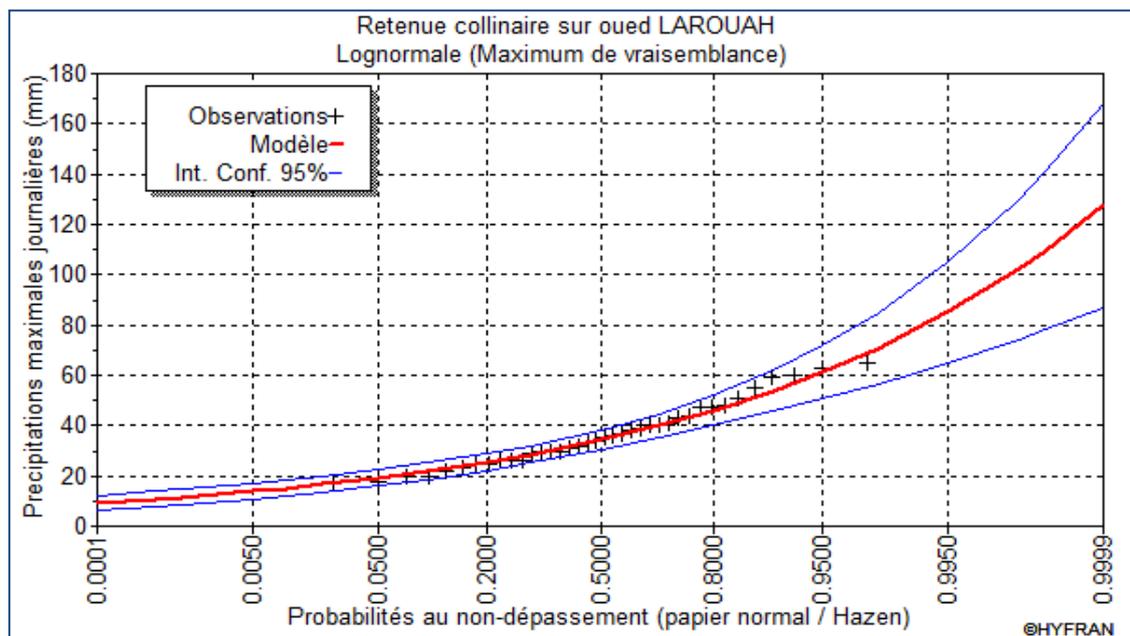
$\log P_{jmax} = \overline{\log Pjmax} + \sigma_{log} \cdot U_{p\%}$  : c'est l'équation de droite d'ajustement.

$U_{p\%}$  : la variable de Galton pour différentes fréquences.

Les résultats de calcul sont représentés dans le **tableau III.17** et le graphique est donné par la **figure III.12**.

**Tableau III.17** : Résultats d’ajustement à la loi Log-Normale.

T (ans)	q	XT (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
2000	0.9995	109.7	16.07	78.15–141.2
1000	0.9990	102.2	14.21	74.33–130
200	0.9950	85.23	10.24	65.16–105.3
100	0.9900	78.05	8.684	61.03–95.08
50	0.9800	70.90	7.220	56.74–85.05
20	0.9500	61.37	5.429	50.73–72.02
10	0.9000	53.99	4.195	45.76–62.21
5	0.8000	46.22	3.089	40.17–52.28



**Figure III.12** : Ajustement des pluies maximales journalières à la loi Log-Normal

✓ Paramètres

Taille :  $n = 38$

$\mu = 3.536$

$\sigma = 0.352$

✓ **Résultats du test d'adéquation**

Résultat de la statistique :

$X^2 = 0.74$

p-value  $p = 0.98$

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes : 8

**Tableau III.18:** Caractéristique de la loi log –Normal( Galton)

Caractéristiques	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0	18
Maximum	Aucun	65
Moyenne	36.56	36.47
Ecart-type	13.31	12.84
Médiane	34.35	34.50
Coefficient de variation ( $C_v$ )	0.364	0.352
Coefficient d'asymétrie ( $C_s$ )	1.14	0.6127
Coefficient d'aplatissement ( $C_k$ )	5.398	2.389

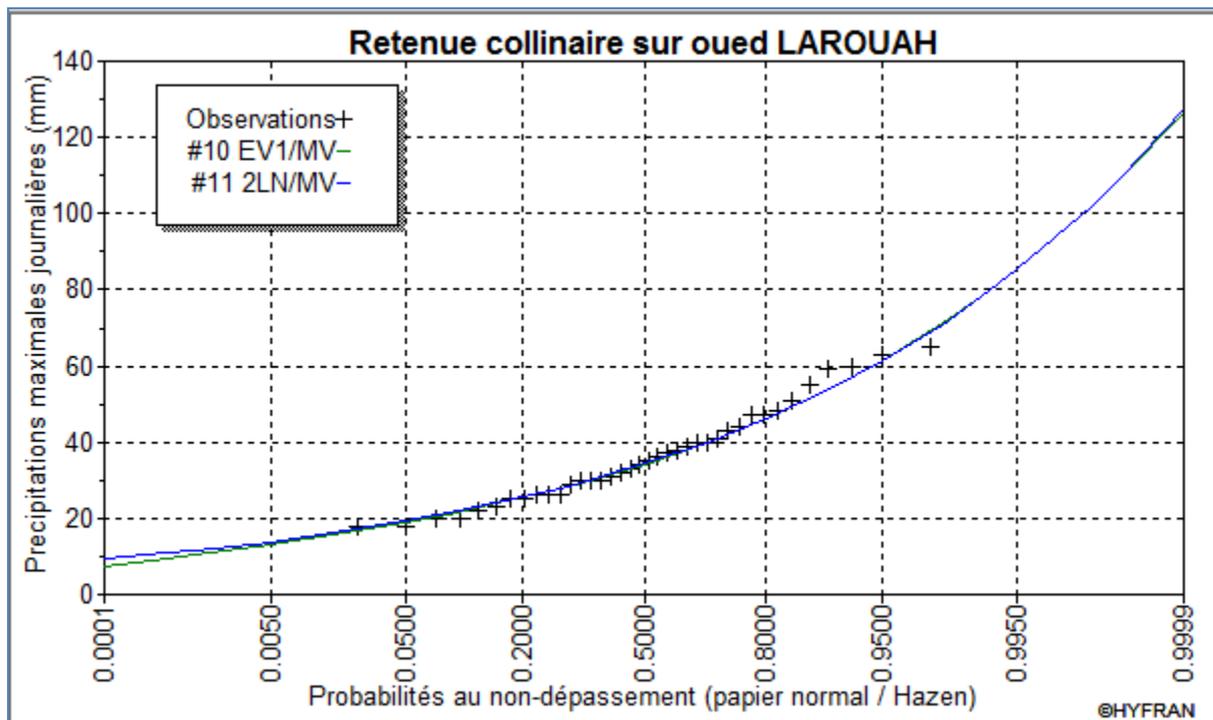


Figure III.13: la comparaison graphique entre les deux lois.

❖ **Interprétation des résultats :**

Après avoir effectué l’ajustement avec les deux lois et comparer graphiquement les représentations d’ajustement, on a remarqué que la série s’ajuste mieux à la loi de log normal en plus de la comparaison des résultats données après le test d’adéquation de khi2, on conclue que la loi Log-normal est la plus adéquate.

**III.3.3. Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences :**

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées à l'aide de la relation de Body exprimée par:

$$P_{ct,p\%} = P_{maxj,p\%} \left( \frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots(III.30)$$

$P_{ct,p\%}$ : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de  $P_{maxj}$ .

$P_{maxj,p\%}$ : pluies maximales fréquentielles.

t: temps en heure.

b: exposant climatique ( $b = 0.35$ ).

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

$$I_t = \frac{P_{cl}}{t} \dots\dots\dots(\text{III.31})$$

Les résultats de calcul sont exposés dans le **Tableau III.19**.

**Tableau III.19** : Les pluies maximales journalières fréquentielle

<b>Période de retour</b>	<b>10000</b>	<b>1000</b>	<b>100</b>	<b>50</b>	<b>20</b>	<b>10</b>
<b>Fréquence</b>	0.9999	0.999	0.99	0.98	0.95	0.9
<b>P<sub>MAXJ</sub> (mm)</b>	127.6	102.2	78.05	70.90	61.37	53.99

Tableau III.20 : Pluies de courtes durées et leur intensité.

Periode	10		20		50		100		1000		10000	
Fréquence	0,9		0,95		0,98		0,99		0,999		0,9999	
t (h)	Pct(mm)	It(mm/h)										
1	17,75	17,75	20,18	20,18	23,31	23,31	26,66	25,66	33,6	33,60	41,95	41,95
2.3	23,76	10.33	27,01	11,74	31,2	13,57	34,34	14,93	44,98	19,55	56,15	24,41
3	26,08	8.69	29,64	9,88	34,24	11,41	37,7	12,57	49,36	16,45	61,63	20,54
4	28,84	7.21	32,78	8,19	37,87	9,47	41,69	10,42	54,59	13,65	68,16	17,04
8	36,76	4.59	41,78	5,22	48,27	6,03	53,13	6,64	69,58	8,70	86,87	10,86
12	42,36	3.53	48,15	4,01	55,63	4,64	61,24	5,10	80,18	6,68	100,11	8,34
16	46,85	2.93	53,25	3,33	61,52	3,84	67,72	4,23	88,67	5,54	110,72	6,92
20	50,65	2.53	57,58	2,88	66,52	3,33	73,23	3,66	95,88	4,79	119,72	5,99
24	53,99	2.25	61,37	2,56	70,9	2,95	78,05	3,25	102,2	4,26	127,6	5,32

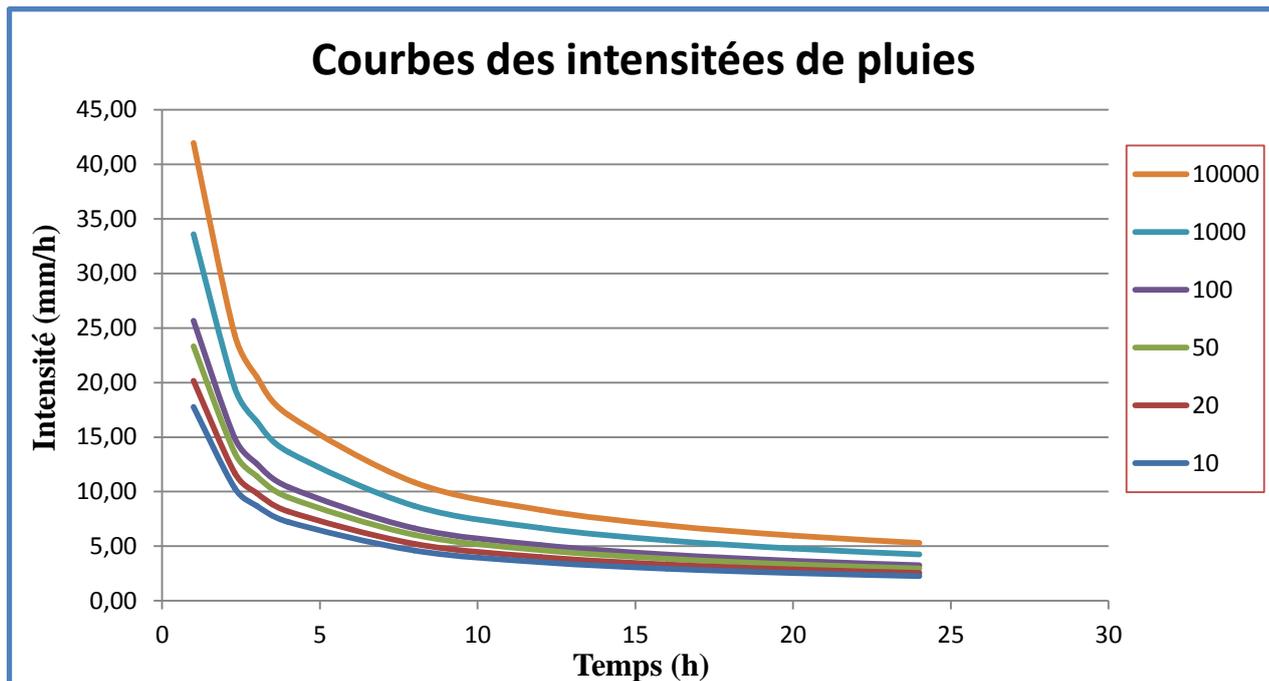


Figure III.14 : Courbes (Intensité-Fréquence- Durée)

**III.4. Etudes des apports :**

L'étude des apports permet de quantifier les potentialités en eau du bassin, et d'estimer le régime hydrologique en termes d'écoulement, à partir de l'apport moyen interannuel, ce qui permet d'estimer les apports d'un barrage et donc sa capacité. Cependant, cette analyse est purement statistique. Un relevé de données hydrométriques observées au droit du barrage/retenue ou proche du site doit faire l'objet d'analyses statistiques. En l'absence d'une station hydrométrique, on doit se référer aux méthodes empiriques ou analogiques.

**III.4.1 Apports liquides :**

**III.4.1.1 Apport moyen interannuel (A<sub>0</sub>) :**

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen interannuel A<sub>0</sub>.

↳ **Formule de l'ANRH:**

$$A_{\text{moy}} = 0,915 \cdot P_{\text{moy}}^{2,684} \cdot S^{0,842} \quad [10^6 \text{ m}^3] \dots\dots\dots(\text{III.32})$$

**Avec :** P<sub>moy</sub> : Pluie moyenne annuelle [m].

S : Superficie du bassin versant [Km<sup>2</sup>].

**AN :**

$$A_0 = 0,915 \cdot 0,4^{2,684} \cdot 23,68^{0,842} = 1,123 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

↪ Formule de MEDINGER :

$$L_e = 1,024(P_{\text{moy}} - 0,26)^2 \dots\dots\dots(\text{III.33})$$

**Avec :**  $L_e$  : Lamme d'eau écoulée [mm].

P : Pluie  
moyenne annuelle

[m].  $L_e = 1,024 * (0,4 - 0,26)^2 = 0.02\text{m}$

**AN:**

On a encore :

$$A_0 = L_e \cdot S = 0.02 * 23.68 \cdot 10^6 = 0.5 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

↪ Formule de SAMIE:

$$L_e = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) \dots\dots\dots(\text{III.34})$$

**Avec :**  $P_{\text{moy}}$  : Pluie moyenne annuelle en [m] ;

S : Surface du bassin versant en [km<sup>2</sup>] ;

$L_e$  : Lamme d'eau écoulée en [mm].

**A.N:**  $L_e = 0.4^2 (293 - 2,2\sqrt{23.68}) = 45.17 \text{ mm}$

$$A_0 = L_e \cdot S = 45.17 \cdot 10^{-3} * 23.68 \cdot 10^6 = 1.069 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

↪ Formule de Mallet – Gauthier :

$$L_e = 0,6 \cdot P_{\text{moy}} (1 - 10^{-0,36 * P_{\text{moy}}^2}) \dots\dots\dots(\text{III.35})$$

**Avec :**

$P_{\text{moy}}$  : Pluie moyenne annuelle en [m] ;

$L_e$  : Lamme d'eau écoulée en [m].

**A.N :**  $L_e = 0,6 \cdot 0,4 (1 - 10^{-0,36 \cdot 0,4^2}) = 0,03 \text{ m}$

$$A_0 = L_e \cdot S = 0,03 \cdot 23,68 \cdot 10^6 = 0,9 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

↪ **Formule de Deri II:**

$$A_0 = 0,513 \cdot P_{\text{moy}}^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842} [10^6 \text{ m}^3] \dots\dots\dots(\text{III.36})$$

**Avec :**

$P_{\text{moy}}$  : Pluie moyenne annuelle [m].

$S$  : Superficie du bassin versant [ $\text{Km}^2$ ].

$D_d$  : Densité de drainage [ $\text{km}/\text{km}^2$ ].

**A.N :**

$$A_0 = 0,513 \cdot 0,4^{2,683} \cdot 2,22^{0,5} \cdot 23,68^{0,842} = 1,39 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le **Tableau III.21** .

**Tableau III.21** : l'Apport moyen annuel.

Formule	$A_0$ (M $\text{m}^3$ )
<b>ANRH</b>	<b>1.123</b>
<b>MEDINGUER</b>	<b>0.5</b>
<b>SAMIE</b>	<b>1.069</b>
<b>Mallet – Gauthier</b>	<b>0.9</b>
<b>Deri II</b>	<b>1.39</b>

On opte pour la valeur proche de la moyenne entre les différentes méthodes

$$A_{\text{moy}} = \frac{1,123 + 0,48 + 1,069 + 1,39 + 0,9}{5} = 1,002 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Donc on prend la valeur donnée par la méthode de SAMIE :

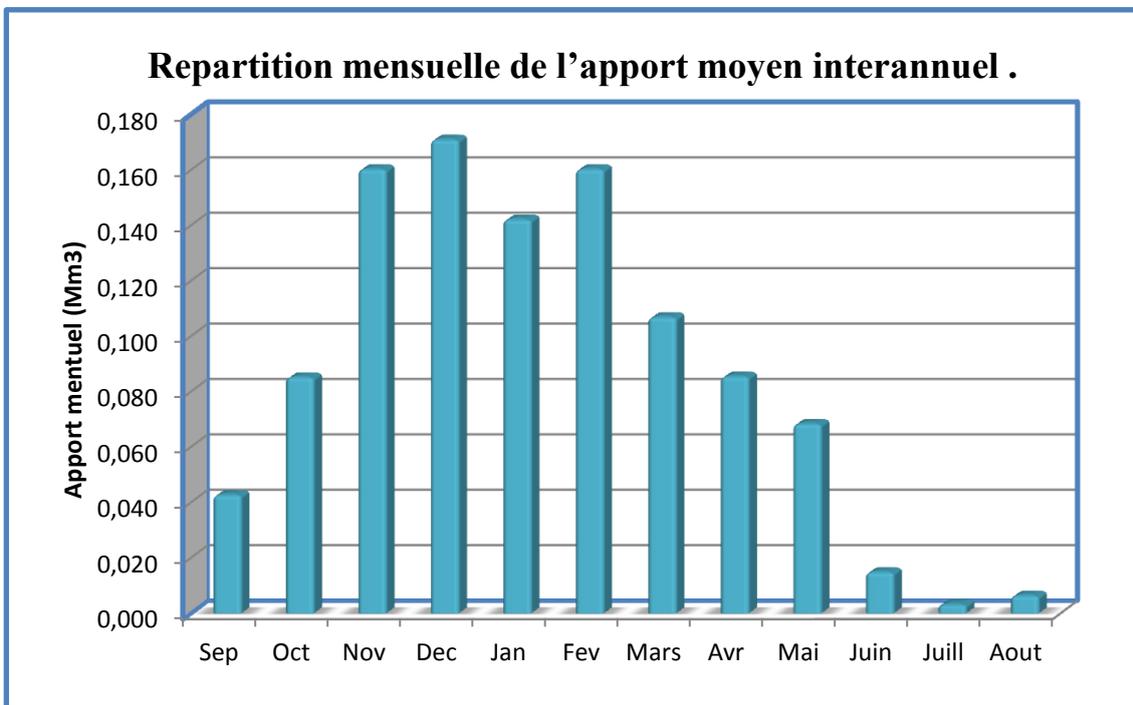
$$A_0 = 1,069 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

**III.4.1.2 Répartition mensuelle de l’apport moyen :**

La gestion d’une réserve d’eau dépend du calendrier de l’apparition des écoulements superficiels. Ces ressources sont dépendantes en grande majorité des précipitations. Nous considérons donc que les répartitions mensuelle et saisonnière des apports sont similaires à celle des précipitations.

**Tableau III.22 :** Répartition mensuelle de l’apport moyen interannuel.

MOIS	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout
<b>Pluie (%)</b>	4	7.79	15	16	13.3	15	8.44	10	6.40	0.95	0.3	0.6
<b>Apport (Mm<sup>3</sup>)</b>	0.04	0.085	0.16	0.17	0.142	0.16	0.11	0.085	0.068	0.015	0.003	0.006
<b>Apprt (%)</b>	4	7.79	15	16	13.3	15	8.44	10	6.40	0.95	0.3	0.6



**Figure III.15 :** Répartition mensuelle de l’apport moyen.

### III.4.1.3 Caractéristiques de l'écoulement :

#### A. Module de l'écoulement ( $M_e$ ) :

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots(\text{III.37})$$

**Avec :**  $A_0$  : Apport moyen annuel [litres].

$T$  : Temps d'une année en [secondes] " $T = 31,536.10^6$  secondes".

**AN :**

$M_e = \frac{1.069.10^9}{31,536.10^6} = 33.93 \text{ l/s}$
--

#### B. Module de l'écoulement relatif ou spécifique ( $M_0$ ):

On a :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots(\text{III.38})$$

$M_0$  : Module de l'écoulement [l/s].

$S$  : Superficie du bassin [ $\text{Km}^2$ ].

**AN :**

$M_0 = \frac{33.93}{23.68} = 1.43 \text{ l/s/km}^2$
---

#### C. Lamme d'eau écoulée:

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots(\text{III.39})$$

**Avec :** S : Superficie du bassin.

**AN :**

$$L_e = \frac{1.069.10^6}{23.68.10^6} = 0,045 \text{ m} = 45 \text{ mm}$$

**D. Coefficient de l'écoulement :**

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{\text{moy}}} \dots\dots\dots(\text{III.40})$$

**Avec :** P<sub>moy</sub> : Pluie moyenne annuelle en [mm] ;

L<sub>e</sub> : lame d'eau écoulée en [mm].

**AN :**

$$C_e = \frac{45}{400} = 0,113$$

**E. Coefficient de variation :**

Pour le calcul du coefficient de variation C<sub>v</sub> et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques.

↪ **Formule de SOKOLOVSKY:**

On a :

$$C_v = a - 0,063 \log_{10} (S+1) \dots\dots\dots(\text{III.41})$$

**Avec :**

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0) \dots\dots\dots(\text{III.42})$$

M<sub>0</sub> : Module de l'écoulement relatif [l/s/km<sup>2</sup>].

**A.N :**

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (1.43) = 0.73 \quad \Rightarrow \quad C_v = 0,73 - (0,063 \log_{10} (23.68+1)) = 0.64$$

↪ Formule d'ANTONOV:

$$C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \dots\dots\dots(III.43)$$

S : Superficie du bassin en [km<sup>2</sup>].

AN:  $C_v = \frac{0.7}{(23.68 + 1000)^{0.097}} = 0.36$

↪ Formule de L'Algérienne de N.N PADOUN:

$$C_v = \frac{0.93}{M_0^{0.23}} = \frac{0.93}{1.43^{0.23}} = 0.86 \dots\dots\dots(III.44)$$

↪ Formule de KRISTSKY MENKEL

$$C_v = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})} \dots\dots\dots(III.45)$$

Avec : M<sub>0</sub> : module de l'écoulement relatif [l/s/km<sup>2</sup>].

S : Superficie du bassin en [km<sup>2</sup>].

AN :  $C_v = \frac{0,83}{(23.68^{0,06} \cdot 1.43^{0,27})} = 0.70$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le **Tableau III.23**.

Formule	C <sub>v</sub>
<b>SOKOLOVSKY</b>	<b>0.64</b>
<b>N.N PADOUN</b>	<b>0.86</b>
<b>L'ANTONOV</b>	<b>0.36</b>
<b>KRISTSKY MENKEL</b>	<b>0.70</b>

**Tableau III.23** : Récapitulatif des résultats des coefficients de variation.

Le Coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc égale a :

$$C_{v,moy} = \frac{0,64 + 0,86 + 0,36 + 0,70}{4} = 0,63$$

On prend le coefficient le plus proche de la moyenne donc :

C <sub>v</sub> = 0.64
-----------------------

**III.4.1.4 Irrégularité des apports :**

**A. Estimation fréquentielle des apports :**

L'apport moyen annuel garantie une année sur deux, ne permet pas de garantir la rentabilité de l'investissement, c'est pour cela que les ouvrages hydro-agricoles sont dimensionnés pour des apports garantis au minimum quatre année sur cinq (soit une fréquence au dépassement de 80%).

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log Normale (Loi de Galton) qui est donnée comme suit :

Les apports annuels ajustés à une loi statistique log-normale de forme :

$$A_{\%} = \frac{A_0 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(C_v + 1)}}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} = \frac{1.069 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(0,64+1)}}}{\sqrt{0,64^2 + 1}} = 0.9 \cdot e^{0,46 \cdot U} \dots\dots\dots(III.46)$$

**Avec :** A% : Apport de fréquence donnée.

u : Variable réduite de Gauss.

A<sub>0</sub> : Apport moyen annuel [Mm<sup>3</sup>].

C<sub>v</sub> : Coefficient de variation.

Les résultats de calcul sont donnés dans le **Tableau III.24**.

**Tableau III.24 :** les Apports fréquentiels.

Période de retour T (ans)	5/4	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	80	10	5	2	1	0.1
Le variable Gauss "μ"	-0.841	1.282	1.64	2.054	2.327	3.1
Apport (Mm <sup>3</sup> )	0.611	1.623	1.914	2.315	2.624	3.746

**Donc:**

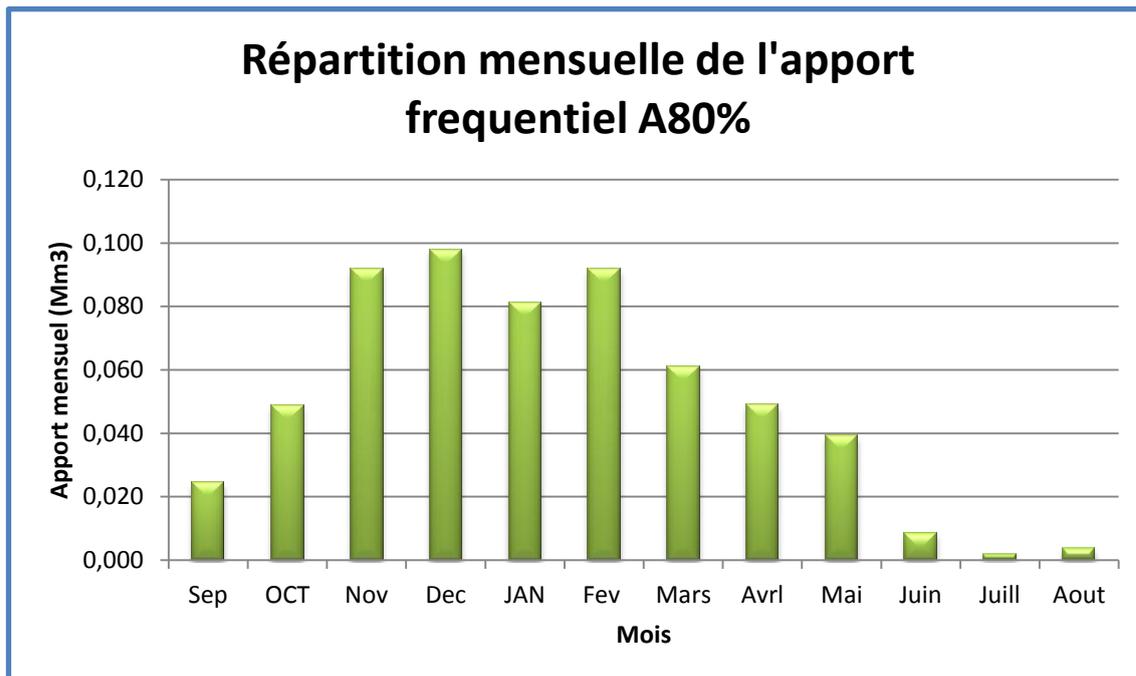
$$A_{80\%} = 0.611 \text{ Mm}^3$$

**B. Répartition mensuelle de l'apport fréquentiel A<sub>80%</sub>**

La répartition mensuelle de l'apport fréquentiel A<sub>80%</sub> suit la même répartition mensuelle des précipitations, on a donc:

**Tableau III.25:** La répartition mensuelle de l'apport fréquentiel A<sub>80%</sub>.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Apport mens A <sub>80%</sub> (%)	4	7.97	15	16	13.3	15	8.44	10	6.40	0.95	0.3	0.6
Apport mens A <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	0.024	0.049	0.092	0.098	0.081	0.092	0.061	0.049	0.039	0.008	0.002	0.004



**Figure III.16 :** Répartition mensuelle de l'apport fréquentiel  $A_{80\%}$

### III.4.2 Apport solide :

#### III.4.2.1 l'estimation du transport solide :

La durée de vie d'un barrage dépend des conditions d'exploitation et d'entretien de ce dernier et des vitesses d'envasement aux quelles est soumise sa cuvette. L'estimation du transport solide permet d'avoir une idée précise sur le volume des Sédiments qu'on peut avoir sur le site.

Du point de vue hydrologique pratique, ce qui nous intéresse c'est l'écoulement qui afflue au réseau de drainage qui comprend la rivière et à la vallée d'inondation, l'érosion des berges, le transport par le courant et la déposition du matériau dans différents tronçons.

Le transport solide dépend de :

- ✓ L'étendue, du relief du bassin versant,
- ✓ La nature géologique des sols,
- ✓ Leur résistance à l'érosion,
- ✓ la couverture végétale,
- ✓ Au régime des pluies et des températures.

L'apport solide a été évalué par application des formules empirique utilisées et établies sur des données de mesures des oueds du nord de l'Algérie.

↪ **Formule de TIXERONT:**

Cette formule a été établie à partir de 32 bassins versants Algériens et 09 bassins tunisiens et elle est appliquée pour des durées comprises entre 2 et 22 ans, et elle tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité.

$$T_s = \alpha \cdot L_0^{0.15} \dots\dots\dots(\text{III.47})$$

**Avec:**  $T_s$  : le transport solide en (t/Km<sup>2</sup>/an),

$L_0$  : la lame d'eau écoulée en (mm),

$\alpha$  : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, on prend  $\alpha=350$

**Tableau III.25:** Valeur de  $\alpha$  en fonction de la perméabilité

Variation de perméabilité	$\alpha$
Elevée	8.5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

$T_s = 519.51 T/Km^2/an$

**A.N:**

↪ **Formule de GAVRILOVIC:**

Cette relation est largement utilisé en Algérie et a été élaborée en Yougoslavie . Elle fait intervenir des caractéristiques physiques et un indice climatique du bassin versant.

$$q_s = q_{sp} * C_{rm} \dots\dots\dots(\text{III.48})$$

**Avec:** 
$$\left\{ \begin{aligned} q_{sp} &= T \cdot P_a \cdot \pi \cdot \sqrt{Z^3} \dots\dots\dots \text{(III.49)} \\ T &= \sqrt{\frac{t}{10}} + 0.1 \dots\dots\dots \text{(III.50)} \\ C_{rm} &= \frac{\sqrt{P \cdot Alt_{moy}}}{0.25 \cdot (L + 10)} \dots\dots\dots \text{(III.51)} \end{aligned} \right.$$

**Avec:**  $q_s$ : transport solide spécifique en [m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>/an].  
 $q_{sp}$ : taux de production annuel de matériaux en [m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>/an].  
 $Z$ : coefficient d'érosion relative en fonction de la description du bassin versant

On prend:  $Z=0.55$  pour une érosion modérée.

**Tableau III.26 :** Valeur du coefficient de l'érosion relative.

Zmoy	Erosion	De surface	Mixte	Profonde
1.25	Excessive	1.01- 1.2	1.21-1.5	1.51 et plus
0.85	Importante	0.71- 0.8	0.81- 0.9	0.91-1.0
0.55	Modéré	0.41- 0.5	0.5- 0.51	0.61- 0.7
0.3	Legère	0.2 - 0.24	0.25 - 0.3	0.31-1.40
0.1	Très legère	0.01-0.19	traces	nulle

**Source: AGC**

T : coefficient thermique

t : temperature moyenne annuelle [15.8 °C]

$P_a$ : Pluie moyenne annuelle en [mm]

$C_{rm}$ : coefficient de retention tenant compte des discontinuités spatio-temporelles dans le flux des matériaux arrachés au versant.

$P, L, Alt_{moy}$  sont respectivement, le périmètre, la longueur du thalweg principal et l'altitude moyenne du bassin versant en [km].

**AN:** 
$$C_{rm} = \frac{\sqrt{21.05 \cdot 715.61 \cdot 10^{-3}}}{0.25 \cdot (11.23 + 10)} = 0.5$$

$$T = \sqrt{\frac{15.8}{10}} + 0.1 = 1.3$$

$$q_{sp} = 1.3 * 400 * \pi * \sqrt{0.55^3} = 666 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{an}$$

$$q_s = 666 * 0.5 = 338.9 \text{ T/km}^2/\text{an}$$

### ↪ Formule de Fournier

La formule de Fournier donne l'érosion spécifique  $E_s$ .

$$E_s = \frac{1}{36} \cdot \left(\frac{P_m^2}{P_a}\right)^{2.65} \cdot \left(\frac{h^2}{S}\right)^{0.46} \dots\dots\dots(\text{III.52})$$

**Avec :**  $E_s$  : érosion spécifique [t/Km<sup>2</sup>/an]

$P_m$  : pluie mensuelle du moins le plus pluvieux = 64 mm

$P_a$  : pluie moyenne annuelle

$h$  : 45% [H<sub>max</sub> - H<sub>min</sub> ]

$S$  : surface du bassin versant [km<sup>2</sup>]

**A.N :**  $E_s = 368.6 \text{ T / Km}^2 / \text{an}$

Après les calculs effectués on peut constater que la formule de Tixeront donne un résultat plus grand que celui donné par celle de Gavrilovic et Fournier, mais nous optons pour le résultat donné par la formule de Gavrilovic car elle présente une valeur acceptable et conforme aux données lithologique et climatique et de l'aspect qualitative de l'érosion dominant dans le bassin versant, et celle de Fournier.

### III.4.2.2 Calcul du volume mort :

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits. Il existe plusieurs formules pour le calculé :

### ↪ Formule de Tixeront

Le volume mort est donné par la formule suivante:

$$V_m = (1,05 \div 1,10) \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s} \dots\dots\dots(\text{III.53})$$

$$Q_s = T_s \cdot S \dots\dots\dots(\text{III.54})$$

**Avec :**

$Q_s$ : Le débit solide [t/ an]

$\delta_s$ : Poids spécifique de la vase humide [ $\delta_s = 1.6 \text{ t/m}^3$ ]

$T$ : Délai de service ;  $T = 15$  ans.

$T_s$ : Le transport solide [t/km<sup>2</sup>/ans]

On trouve :

$V_m = 78997.5 \text{ m}^3$
-----------------------------

↳ **Méthode liée à l'érosion spécifique**

Le volume mort est donné par la formule suivante :

$$V_m = \frac{E_s \cdot T \cdot S}{\delta_s} \dots\dots\dots(\text{III.55})$$

**Avec :**

$E_s$  : L'érosion spécifique [t/km<sup>2</sup>/an]

$T$  : Durée de vie du barrage [15 ans]

$\delta_s$ : Poids spécifique de la vase humide [ $\delta_s = 1.6 \text{ t/m}^3$ ].

**A.N :**

$V_m = 81840 \text{ m}^3$
---------------------------

**Tableau III.27 :** Tableau Récapitulatif des volumes mort  $V_m$ .

Formule	V <sub>m</sub> [m <sup>3</sup> ]
Fournier	81840
Tixeront	78997.5

La valeur adoptée est celle obtenue par la formule de Tixeront :

Soit :

$$V_{\text{mort}} = 0.08Mm^3$$

Donc le volume est estimé à 0.08 Mm<sup>3</sup> qui correspond à un niveau NVM égale à 633.3 m NGA pour une durée de vie de 15 ans.

### III .5 Etude des crues

Dans un projet de barrage ou retenue collinaire, la crue désigne l'élévation du niveau des eaux atteignant des valeurs importantes contre laquelle on veut se prémunir. Sa détermination est basée sur la détermination de la fréquence d'occurrence de la plus grande crue décennal, centennal voir millénale suivant l'importance du projet. Il est donc question de déterminer le débit de la crue dont on a choisi la période de retour.

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter, les paramètres définissant une crue sont :

- A. Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- B. Le volume de la crue.
- C. La forme de la crue (Hydrogramme de crue).
- D. 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 :

**III.5.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue :**

↳ **Formule de MALLET - GAUTHIER:**

On a:

$$Q_{\max,p\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}} \dots\dots\dots(\text{III.56})$$

**AN :**  $Q_{\max,p\%}$  : Débit maximum pour une fréquence donnée (m<sup>3</sup>/s).

$P_{\text{moy}}$  : Pluie moyenne annuelle [m].

S : Superficie du bassin versant [Km<sup>2</sup>].

L : Longueur du talweg principal [Km].

K : coefficient dépendant des caractéristiques du bassin varie entre 1 et 3, on prend : [K = 2].

A : Paramètre du bassin varie entre 20 et 30, on prend : [A = 25].

T : période de retour [an].

$$Q_{\max,p\%} = \frac{2 \cdot 2 \cdot \log(1 + 25 \cdot 0,40) \cdot 23.68 \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log 23.68}}{\sqrt{11.23}} = 29.43 \cdot \sqrt{4 \log T - 0.37}$$

Le **Tableau III.28** nous donne les résultats de calcul pour différents périodes de retour.

**Tableau III.28 :** Récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.

Période de retour	10	20	50	100	1000
$Q_{\max;p\%}$	56.07	64.71	74.6	81.29	100.36

↳ **Formule de SOKOLOVSKY:**

On a :

$$Q_{\max,p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{\text{ct},p\%} - H_0) \cdot \alpha \cdot F \cdot S}{T_c} \dots\dots\dots(\text{III.57})$$

**Avec :** S : Superficie du bassin [Km<sup>2</sup>].

T<sub>c</sub> : temps de concentration[h].

P<sub>ct,p%</sub> : pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration.

H<sub>0</sub> : Perte initiale [H<sub>0</sub> = 7mm].

α<sub>p%</sub> : Coefficient de ruissellement de la crue probable pour une période donnée.

F : Coefficient de forme de la crue 
$$F = \frac{12}{4 + 3\gamma}$$

**Tableau III.29:** Valeur de γ en fonction de Caractéristique bassin versant

Caractéristique du B.V	γ
Surface du B.V compris entre 1 et 50 km <sup>2</sup>	γ= 2
Pour un bassin boisé avec un sol peut perméable	2 ≤ γ ≤ 2.5
Pour un bassin boisé perméable	3 ≤ γ ≤ 4.

On prend : γ = 2 donc F = 1.2 prend : H<sub>0</sub> = 7 mm

$$Q_{\max,p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{ct,p\%} - H_0) \cdot \alpha_{p\%} \cdot 1,2 \cdot 23.68}{0.99} = 8.04 \cdot (P_{ct,p\%} - H_0) \cdot \alpha_{p\%}$$

**Avec :** 
$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{P_{ct\%}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{ct\%}} + \sqrt{H_0}}$$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le tableau ci-dessous.

**Tableau III.30:** Résultats de calcul de la formule de Sokolovsky

Période de retour	10	20	50	100	1000
Pct,p%	23.76	27.01	31.2	34.34	44.98
α <sub>p%</sub>	0.296	0.325	0.357	0.378	0.434
Q <sub>max,p%</sub>	39.89	52.29	69.46	73.09	132.53

↪ **Formule de TURRAZA :**

On a :

$$Q_{\max,p\%} = \frac{C \cdot I_{tc} \cdot S}{3.6} \dots\dots\dots(III.58)$$

S : Superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

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

I<sub>tc</sub> : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au T<sub>c</sub> en [mm/h].

**Tableau III.31 :** Résultats de calcul de la formule de Turraza

Période de retour	10	20	50	100	1000
<b>Cr</b>	0,55	0.60	0.65	0.70	0.80
<b>I<sub>tc,p%</sub></b>	10.33	11.74	13.57	14.93	19.55
<b>Q<sub>max;p%</sub></b>	37.38	46.35	58.04	68.77	102.91

↪ **Formule de POSSENTI :**

On a:

$$Q_{p\%} = \frac{\mu \cdot P_{\max j\%} \cdot S}{L} \dots\dots\dots(III.59)$$

**Avec :** P<sub>max j%</sub> : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée [m].

μ : Coefficient compris entre 700 et 800 [μ = 750]

L : Longueur du cours d'eau principal (Km).

A.N :

$$Q_{p\%} = \frac{750 \cdot P_{\max j\%} \cdot 23.68}{11.23} = 1581.48 \cdot P_{\max j\%}$$

**Tableau III.32:** Récapitulatif des résultats de la formule Possenti.

Période de retour	10	20	50	100	1000
$P_{\max, p\%}$ (m)	0.054	0.061	0.071	0.078	0.1
Q max, p%	85.4	96.47	112.28	123.36	158.15

**Tableau III.33 :** Récapitulatif des résultats de débit de crue

Periode de Retour	10	20	50	100	1000
<b>MALLET-GAUTHIER</b>	56.07	64.71	74.6	81.29	100.36
<b>SOKOLOVSKY</b>	39.89	52.29	69.46	73.09	132.53
<b>TURRAZA</b>	37.38	46.35	58.04	68.77	102.91
<b>POSSENTI</b>	85.4	96.47	112.28	123.36	158.15
<b>Moyenne</b>	54,685	64,955	78,595	89,1275	123,4875

Sur la base de ces résultats, les valeurs adoptées sont celles les plus proche de la moyenne.

### III.5.2 Hydrogramme de crue :

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crues tel que:

- ✓ La forme de la crue.

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

Pour le tracé de l'hydrogramme de crue on doit suivre la méthode de SOKOLOVSKY qui divise l'hydrogramme en deux branches de courbe non symétriques, une pour le temps de montée et l'autre pour la décrue.

#### A. Pour le temps de montée:

$$Q_m = Q_{max} \left( \frac{T}{T_m} \right)^2 \dots\dots\dots(\text{III.60})$$

$T_m = T_c$  : Temps de montée.

#### B. Pour la décrue

$$Q_d = Q_{max} \left( \frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \dots\dots\dots(\text{III.61})$$

#### Avec :

$Q_m$  : Débit instantané de la montée

( $m^3/s$ ) ;  $Q_d$  : Débit instantané de la

décru ( $m^3/s$ ) ;

$Q_{max}$  : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en ( $m^3/s$ )

$T_m$  : Temps de la montée de la crue en

heures ;  $T_d$  : Temps de la décrue en heures

$T_b$  : Temps de base       $T_b = T_m + T_d$

On considère que :       $T_d = \delta T_m = 2.5T_c$

Ou  $\delta$  : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue

**Tableau III.34** : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue  $\delta$  :

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

On prend  $\delta = 2.5$  Donc :

$$T_m = 2.3 \text{ h}$$

$$T_d = 2.5T_m = 5.75 \text{ h}$$

$$T_b = 8.05 \text{ h}$$

Tableau III.35 : Récapitulatif des résultats de l'Hydrogramme de la crue

Temps (h)	Débits de crue				
	10	20	50	100	1000
	Q(m <sup>3</sup> /s)				
0	0	0	0	0	0
0.5	2,65	3,06	3,53	3,84	4,74
1	10,6	12,23	14,10	15,37	18,97
1.5	23,85	27,52	31,73	34,58	42,68
2	42,4	48,93	56,41	61,47	75,89
2.3	56,07	64,71	74,6	81,29	100,36
3	37,98	43,84	50,54	55,07	67,99
3.5	27,78	32,062	36,96	40,28	49,73
4	19,59	22,61	26,07	28,40	35,07
4.5	13,19	15,23	17,56	19,13	23,62
5	8,37	9,66	11,13	12,13	14,98
5.5	4,89	5,64	6,51	7,09	8,75
6	2,54	2,93	3,38	3,68	4,55
6.5	1,1	1,27	1,46	1,59	1,96
7	0,34	0,39	0,45	0,49	0,61
7.5	0,05	0,06	0,07	0,07	0,09
8.05	0	0	0	0	0

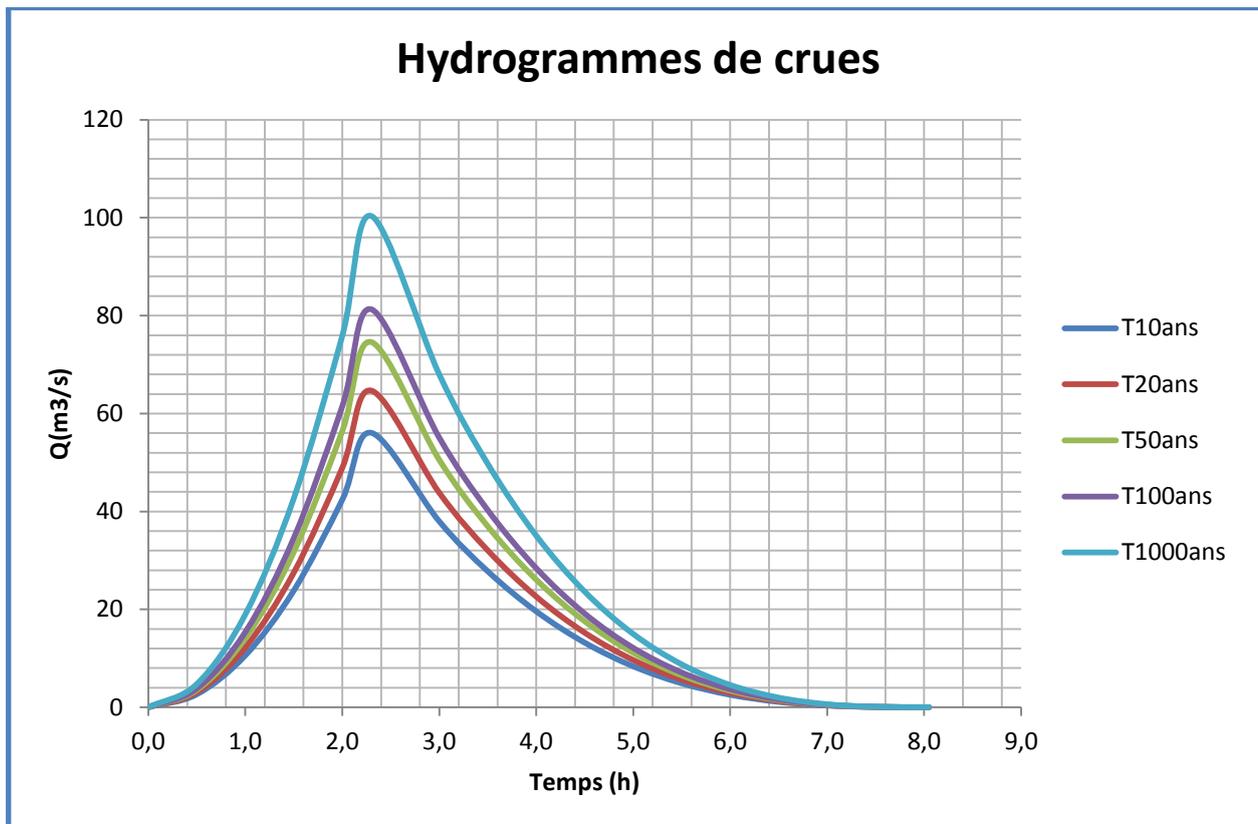


Figure III.17: Les hydrogrammes des crues probables en fonction du temps.

### III.5.3 Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée. Alors que le choix de la crue de ce projet dépend essentiellement, de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent se produire à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement. Plus la fréquence de crue à adopter est rare plus les protections seront onéreuses.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques en cours à l'aval.

Pour son estimation on se reporte alors, aux recommandations de plusieurs comités on site :

- Le comité national australien des grands barrages (CNAGB);
- IRSTEA ,institut national de recherche en sciences et technologies pour l'environnement et l'agriculture (ex CEMAGREF : Le Centre du machinisme agricole du génie rural, des eaux et Forêt )

**Tableau III.36 :** Les catégories des dommages

Categories des dommages	Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle
Elevés : - Perte de vie	1/100000 à 1/10000
Importants : - Pas de perte de vie	1/10000 à 1/1000
Faibles : - Pas de perte de vie	1/1000 à 1/100

Nous pouvons, aussi déterminé de la crue de projet en tenant compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations, superficie, perméabilité...).

On doit calculer l'indice global "I<sub>g</sub>" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r$$

**Avec :** **I<sub>a</sub>** : Représente le produit des indices mineurs (intensité des crues et difficultés topographiques).

**I<sub>d</sub>**: Représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques).

**I<sub>r</sub>** : Représente les risques.

1. Lorsque **I<sub>g</sub> = 1**, cela veut dire que le risque est faible. Alors, on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.
2. Lorsque **I<sub>g</sub> =2** cela veut dire que le risqué est moyen. Alors, on dimensionne pour la

crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale.

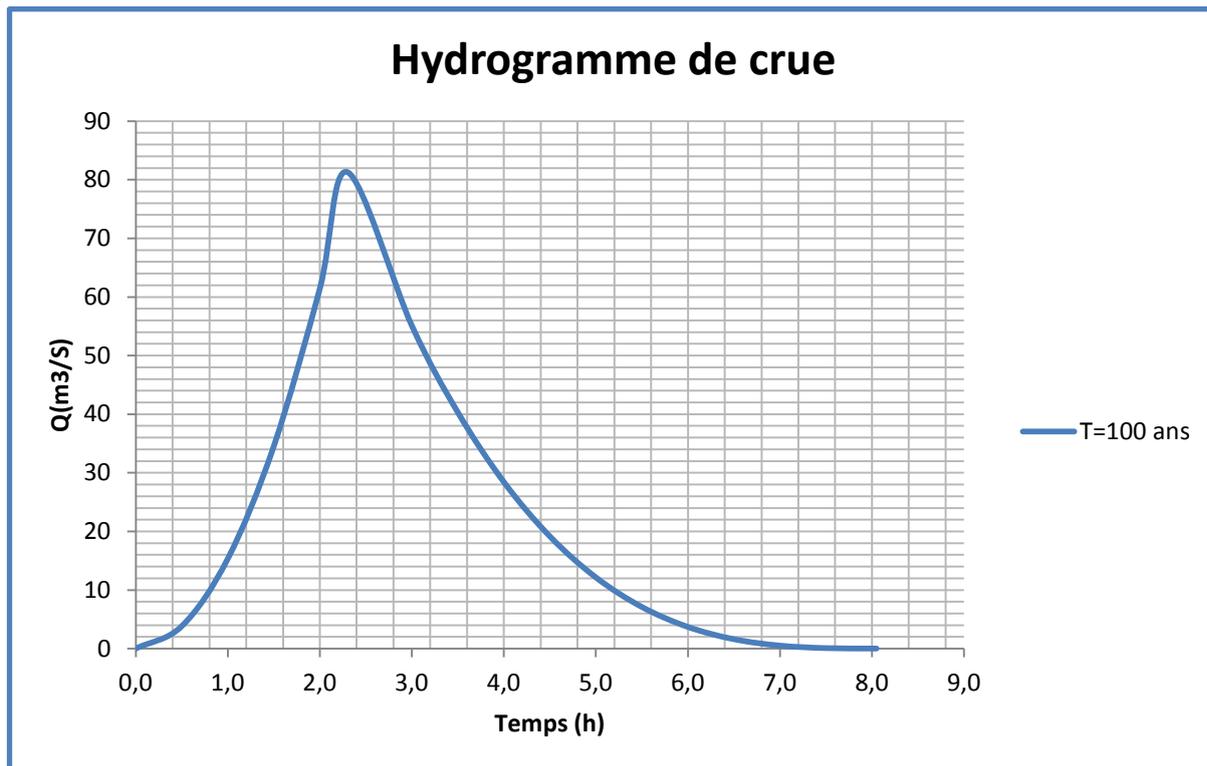
3. Le risqué est élevé et dans ce cas la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire

**Tableau III.37** : Choix de la crue de projet.

<b>Le Risque</b>	Risque faible	Risque moyen (modère)	Risque important
<b>Hydrologie</b>	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
<b>Géologie et géotechnique</b>	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
<b>Risque ou non de rupture</b>	Faible	Moyen	Important
<b>La crue de projet</b>	$Q_{\max(1\%)+revanche}$	$Q_{\max(1\%)+revanche}$ 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 (**Ig =2**) et on opte pour la crue centennale.  $m^3/s$

$$Q_{1\%} = 81.29 \text{ m}^3/\text{s}$$



**Figure III.18 :** Hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour de 100 ans.

#### III.5.4 Choix de la crue de chantier :

La crue présente l'une des phases du régime d'un cours d'eau, elle se caractérise par des débits et des niveaux des eaux élevés, les crues résultant de la fonte des neiges et à partir d'averses des pluies intenses.

Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il va falloir faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues. A ce titre, le choix de la crue dépend du degré de risque admis.

Donc, en prenant en compte toutes ces exigences, le choix de la crue (10 ans) serait la plus adaptée pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau

$$Q_{10\%} = 56.07 \text{ m}^3/\text{s}$$

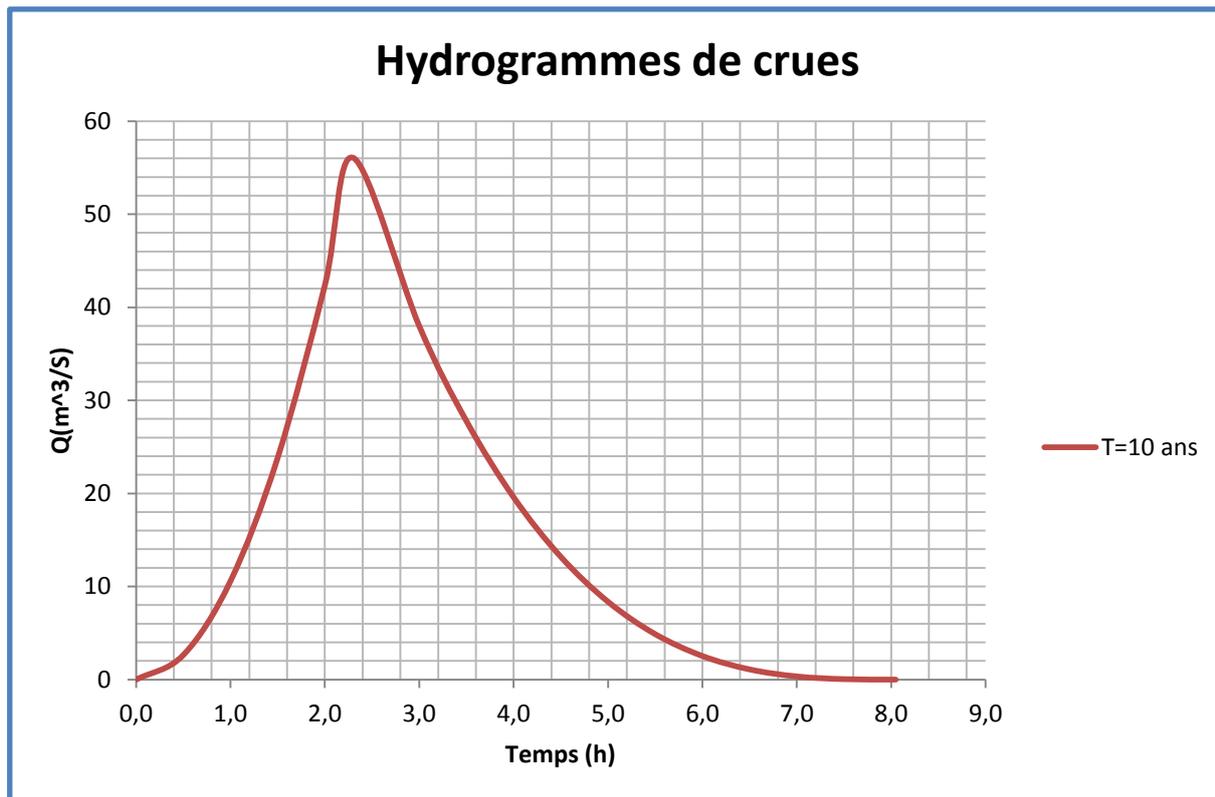


Figure III.19: Hydrogramme de la crue de chantier.

**III.5.5 Calcul du volume de la crue :**

Le volume est déterminé sur la base de l’hydrogramme de crue par considération que ce dernier est sous forme triangulaire et on calcule la surface engendrée par cette forme géométrique pour avoir notre volume de crue pour une période de retour de 100 ans.

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_{\text{crue}} = Q_{\text{max},1\%} * \frac{t_b}{2} \dots\dots\dots(\text{III.62})$$

**Avec :**

$Q_{\text{max},1\%}$  : Débit probable pour une période de retour de 100 ans

$t_b$  : Temps de base (8.05 h)

D’où :

$V_{\text{crue}} = 1.08 \text{ Mm}^3$
---------------------------------------

### III.6 Régularisation :

La régularisation de l'écoulement au niveau d'un barrage est la répartition de celui-ci dans le temps d'une façon régulière pour compenser les déficits de la demande.

On distingue la régularisation annuelle (saisonnnière) quand l'écoulement annuel d'une fréquence donnée peut couvrir la demande en eau durant une année et aussi 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. Si l'écoulement annuel d'une fréquence donnée est inférieure à la somme de la demande exigée et des pertes d'eau, il devient impératif de faire appel à la régularisation interannuelle, c'est à dire pour satisfaire les besoins d'une année quelconque, il faut prendre une partie de l'écoulement des années précédentes déjà stockées dans le volume interannuel.

Pour cette étude, on a effectué une régularisation saisonnière puisque les apports sont Supérieurs à la demande.

Pour procéder à ce type de régularisation, on utilise la méthode du bilan d'eau, elle nécessite la connaissance des données de base telles que :

- ✓ Les répartitions mensuelles des apports, d'évaporation sur la retenue et les pertes par infiltration.
- ✓ La courbe (Hauteur-Capacité-Surface) du plan d'eau provenant de dépouillement de la carte topographique de la cuvette.
- ✓ La répartition mensuelle de la demande en eau d'irrigation.

#### III.6.1 Courbes «Hauteurs – Capacités - Surfaces» :

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * \Delta H \dots \dots \dots \text{(III.63)}$$

**Avec :** Si: Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi en m<sup>2</sup>.

S<sub>i+1</sub>: Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi+1 en m<sup>2</sup>.

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

ΔV: Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm<sup>3</sup>.

Le volume initiale est pris égale à :  $\Delta V_1 = \frac{2}{3} \cdot S_1 \cdot \Delta H$

**Tableau III.38** donne les résultats des courbes topographiques, courbe capacité-hauteur H=f(V) et courbe surface-hauteur H=f(S).

Tableau III.38 : Caractéristiques topographiques.

Cote (m)	Hauteur (m)	S(m <sup>2</sup> )	S <sub>my</sub> (m <sup>2</sup> )	ΔH(m)	ΔV <sub>3</sub> (Mm )	V cumulé
626,5	0	0	1630,45	1	0,0011	0
627,5	1	3260,9	3804,365	1	0,0038	0,0011
628,5	2	4347,83	5978,26	1	0,0060	0,0049
629,5	3	7608,69	10326,085	1	0,0103	0,011
630,5	4	13043,48	15217,39	1	0,0152	0,0212
631,5	5	17391,3	19565,215	1	0,0196	0,0364
632,5	6	21739,13	23913,045	1	0,0239	0,0560
633,5	7	26086,96	30434,785	1	0,0304	0,0799
634,5	8	34782,61	40217,39	1	0,0402	0,1103
635,5	9	45652,17	49999,985	1	0,0500	0,1505
636,5	10	54347,8	58152,16	1	0,0582	0,2005
637,5	11	61956,52	65760,87	1	0,0658	0,2587
638,5	12	69565,22	73913,045	1	0,0739	0,3245
639,5	13	78260,87	81521,735	1	0,0815	0,3984
640,5	14	84782,6	90217,385	1	0,0902	0,4799
641,5	15	95652,17	100000	1	0,1000	0,5701
642,5	16	104347,83	106521,72	1	0,1065	0,6701
643,5	17	108695,6	113043,45	1	0,1130	0,7766
644,5	18	117391,3				0,8897

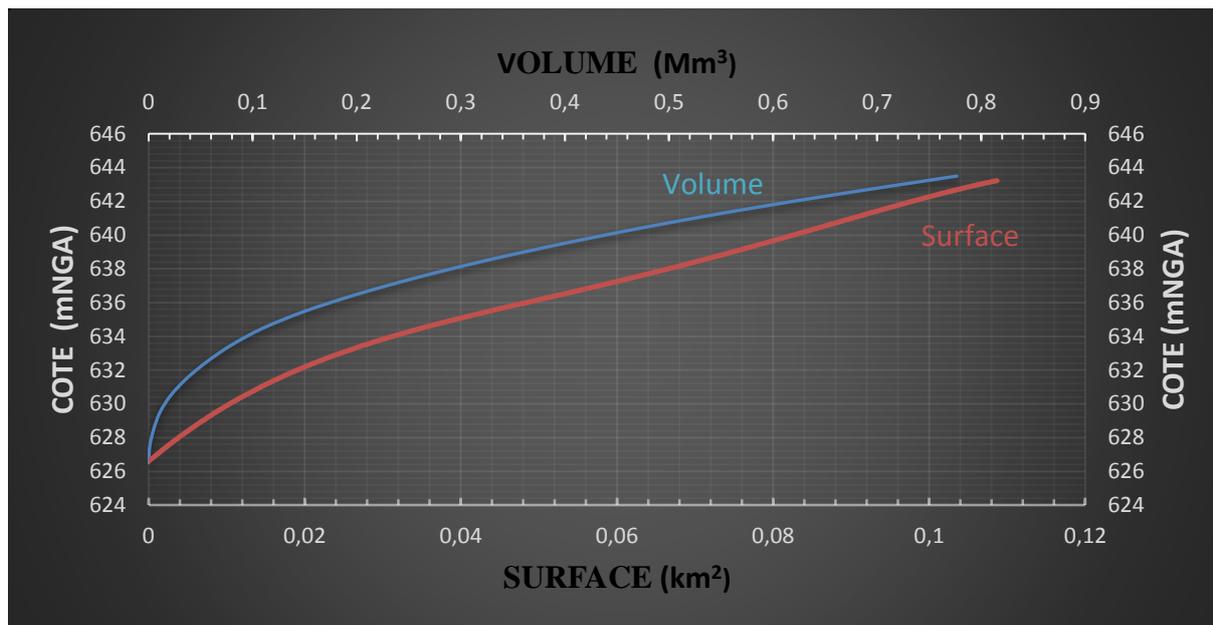


Figure III.20: Courbe hauteur-surface-capacité (Courbes topographiques).

III.6.2 Répartition mensuelle de l'apport  $A_{80\%}$ .

Tableau III.39 : Répartition saisonnières des apports.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout
Apport 80% (%)	4	7.97	15	16	13.3	15	8.44	10	6.40	0.95	0.3	0.6
Apport 80% (Mm <sup>3</sup> )	0.024	0.049	0.092	0.098	0.081	0.092	0.061	0.049	0.039	0.008	0.002	0.004

III.6.3 Repartition des besoins:

Dans notre cas la retenue projetée sur oued Larouah aura comme but la réalisation d'un stock d'eau pour l'irrigation. La question posée consiste à déterminer la quantité d'eau mise à la disposition de l'irrigant. Cette quantité doit suffire pour couvrir en même temps les besoins des plantes et aussi pour couvrir les quantités perdues dans la retenue.

L'assolement type utilisé pour ce site est celui de la zone plaine de Béni Slimane qui compte un besoin annuel de 5089 m<sup>3</sup>/an.

La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation obtenue auprès de l'ANRH est donnée dans le **Tableau III.40**.

**Tableau III.40** : Estimation des besoins mensuels pour l'irrigation .

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	juil	Aout
Besoin(%)	15.01	0	0	0	0	0	0	5.97	7.4	16.9	28.7	26.02
Besoin(m <sup>3</sup> /ha)	775	0	0	0	0	0	0	298	375	859	1458	1324

Source : AGC

#### III.6.4 Calcul du volume utile

Pour calculer le volume utile de la retenue on a besoin de :

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

#### ❖ Procédé de calcul

- ✓ Détermination de la période de 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.

Les calculs se font comme suit :  $V_{rf} = V_{ri} + (W - U)$

#### Avec :

V<sub>rf</sub>: Volume de remplissage final.

V<sub>ri</sub>: Volume de remplissage initial.

S : Volume excédentaire à évacuer.

### III.6.4.1 Détermination de la période de bonne hydraulicité

En analysant le bilan Apports-Consommation on voit que la période à bonne Hydraulicité est celle du mois d'octobre jusqu'au mois de mai.

**Tableau III.41** : Bilan apports- consommation.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév.	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil.	Aout
$A_{80\%}$ (Mm <sup>3</sup> )	0.024	0.049	0.092	0.098	0.081	0.092	0.061	0.049	0.039	0.008	0.002	0.004
$U_{80\%}$ (Mm <sup>3</sup> )	0.039	0	0	0	0	0	0	0.015	0.019	0.043	0.073	0.066
$A_{80\%}-U_{80\%}$	-0.015	0.049	0.092	0.098	0.081	0.092	0.061	0.034	0.020	-0.035	-0.071	-0.062

### III.6.4.2 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normale d'exploitation c'est-à-dire la cote au niveau normale de la retenue NNR

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution s'appelle temps de fonctionnement, à ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation qui sont au nombre de deux :

✓ **1<sup>ère</sup> 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 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.

✓ **2<sup>ème</sup> Consigne d'exploitation :**

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface. Remplir et ensuite restituer au consommateur

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

**Tableau III.42 :** Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.

Mois	A <sub>80%</sub>	U <sub>80%</sub>	A <sub>80%</sub> - U <sub>80%</sub>	1ère consigne			2ème consigne		
				V <sub>rf</sub>	V <sub>ri</sub>	S	V <sub>rf</sub>	V <sub>ri</sub>	S
Octobre	0.049	0	0.049	0.08	0.08			0.08	
				0.129	0.129		0.031	0.08	0.049
Novembre	0.092	0	0.092	0.221	0.221		-0.012	0.08	0.092
				0.319	<b>0.263</b>	0.056	-0.018	0.08	0.098
Décembre	0.098	0	0.098	0.344	0.263	0.081	-0.001	0.08	0.081
				0.355	0.263	0.092	0.056	0.08	0.024
Janvier	0.081	0	0.081	0.324	0.263	0.061	0.148	0.148	
				0.297	0.263	0.034	0.209	0.209	
Février	0.092	0	0.092	0.283	0.263	0.020	0.243	0.243	
				0.228	0.228		0.263	0.263	
Mars	0.061	0	0.061	0.157	0.157		0.228	0.228	
				0.095	0.095		0.157	0.157	
Avril	0.049	0.015	0.034	0.08	0.08		0.095	0.095	
							0.095	0.095	
Mai	0.039	0.019	0.020				0.244	0.08	0.244
							0.08	0.08	0.244
Juin	0.008	0.043	-0.035						
Juillet	0.002	0.073	-0.071						
Août	0.004	0.066	-0.062						
sept	0.024	0.039	-0.015						
						0.244	0.08	0.08	0.244

Du tableau précédent, on a :

$V_s > V_d$  D'où :  $V_u = V_d$ , donc la retenue fonctionne à un seul temps.

Alors :  $V_u = V_d = 0.183 \text{ Mm}$

$V_u = 0.183 \text{ Mm}^3$
----------------------------

De cela le volume normale de la retenue est égale a :  $V_{NNR} = V_u + V_m$

**Avec :**  $V_m = 0.08 \text{ Mm}^3$

D'où :  $V_{NNR} = V_m + V_u = 0.263 \text{ Mm}^3$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{NNR} = 0.263 \text{ Mm}^3 \\ NNR = 636.90 \text{ m NGA} \end{array} \right.$$

**III.6.4.3 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :**

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- ◆ Pertes par évaporation.
- ◆ Pertes par infiltration.

**A. Pertes par évaporation :**

On a :

$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots \dots \dots (III.64)$$

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

$E_s$  : Evaporation mensuelle (m).

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

$V_{moy}$  : volume moyenne  $\left[ V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right]$

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

**Tableau III.43 : Répartition mensuelle de l'évaporation**

(2004-2011)

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aôut
<b>Evp (mm)</b>	131.5	80.8	56.69	48.58	34.10	41.63	65.74	82.54	116.1	160.2	202.1	173.2
<b>Evp (%)</b>	11.04	6.8	4.8	4.1	2.9	3.5	5.5	6.9	9.7	13.5	17	14.5

Source : ANRH

**B. Pertes par infiltration :**

Le volume mensuel des pertes par est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots \dots \dots (III.65)$$

**Avec :**

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

$\delta$  : coefficient dépendant des conditions hydrologiques de la cuvette , déterminer a partir du **Tableau III.44.**

**Tableau III.44 :** Valeurs de  $\delta$  en fonction des conditions hydrogéologique.

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

Dans notre cas on opte pour :  $\delta = (0.5 \div 1.5)$  , donc on prend  $\delta = 0.75$

Tableau III.45 : La première approximation.

Mois	Oct.	Nov	Déc	Jan	Fév.	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sept
$V_{moy}$ $Mm^3$	0.135	0.205	0.3	0.361	0.379	0.369	0.340	0.32	0.285	0.222	0.156	0.117
$S_{moy}$ $(Km^2)$	0.03	0.033	0.044	0.054	0.060	0.058	0.056	0.054	0.048	0.045	0.032	0.02
Es (m)	0.0808	0.0567	0.0486	0.0341	0.0416	0.0657	0.0825	0.1161	0.1602	0.2021	0.1732	0.1315
$V_{inf}$ $(Mm^3)$	0.0010	0.0015	0.0022	0.0027	0.0028	0.00276	0.0025	0.0024	0.0021	0.0017	0.0012	0.0009
$V_{evp}$ $(Mm^3)$	0.0024	0.0018	0.0021	0.0018	0.0025	0.0042	0.0055	0.0078	0.0104	0.010	0.0079	0.0044
$\Pi$ ( $Mm^3$ )	0.0034	0.0034	0.0043	0.0045	0.0054	0.007	0.008	0.0103	0.0121	0.0127	0.0091	0.0053
$W-(U+\pi)$	0.0452	0.0882	0.0933	0.0932	0.0862	0.0540	0.0258	0.010	-0.0360	-0.073	-0.061	-0.019

Tableau III.46 : Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm<sup>3</sup>)

Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes										
Mois	A <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	U <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	Π (Mm <sup>3</sup> )	A-U-Π (Mm <sup>3</sup> )	1 <sup>ère</sup> consigne d'exploitation			2 <sup>ème</sup> consigne d'exploitation		
					V <sub>rf</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>ri</sub> (Mm)	S (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>rf</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>ri</sub> (Mm <sup>3</sup> )	S (Mm <sup>3</sup> )
Oct	0.049	0	0.003	0.045	0.08	0.08			0.08	
					0.125	0.125		0.035	0.08	0.045
Nov	0.092	0	0.0026	0.088	0.213	0.213		-0.008	0.08	0.088
					0.306	0.269	0.037	-0.013	0.08	0.093
Déc	0.098	0	0.0036	0.093	0.362	0.269	0.093	0.001	0.08	0.079
					0.355	0.269	0.086	0.94	0.94	
Jan	0.081	0	0.0040	0.093	0.323	0.269	0.054	0.18	0.18	
					0.294	0.269	0.025	0.234	0.234	
Fév	0.092	0	0.0053	0.086	0.279	0.269	0.010	0.259	0.259	
					0.233	0.233		<b>0.269</b>	<b>0.269</b>	
Mar	0.061	0	0.007	0.054	0.16	0.16		0.233	0.233	
					0.99	0.99		0.16	0.16	
Avr	0.049	0.015	0.008	0.025	<b>0.08</b>	<b>0.08</b>		0.99	0.99	
Mai	0.039	0.019	0.0103	0.010						
Juin	0.008	0.043	0.0121	-0.036						
Juill	0.002	0.073	0.0127	-0.073						
Aou	0.004	0.066	0.0091	-0.061						
Sep	0.024	0.039	0.0053	-0.019						
					<b>0.205</b>	<b>0.08</b>		0.08		<b>0.205</b>

Du tableau précédent, on a :

On a :  $V'_s > V'_d$  D'où :  $V'_u = V'_d$ , donc la retenue fonctionne à un seul temps.

**Alors :**  $V'_u = V'_d = 0.189 \text{ Mm}^3$

$$V'_n = 0.189 \text{ Mm}^3$$

De cela le volume normale de la retenue est égale a :  $V'_{\text{NNR}} = V'_u + V'_m$

**Avec :**  $V'_m = 0.08 \text{ Mm}^3$

D'où :  $V'_{\text{NNR}} = V'_m + V'_u = 0.269 \text{ Mm}^3$

$$\left\{ \begin{array}{l} V'_{\text{NNR}} = 0.269 \text{ Mm}^3 \\ \text{NNR} = 637.90 \text{ m NGA} \end{array} \right.$$

➤ **Estimation de l'erreur :**

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \quad \text{Avec} \quad 1\% < \varepsilon < 2\% \dots\dots\dots(\text{III.66})$$

$V_u$  : volume utile sans tenir compte des pertes.

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

Si cette condition ( $1\% < \varepsilon < 2\%$ ) n'est pas vérifiée on doit faire des itérations.

$$\text{A.N : } \zeta = \frac{0.189 - 0.183}{0.183} * 100 = 3.27 \% > 2 \%$$

La condition n'est pas vérifiée, Donc on continue à faire des calculs par des approximations jusqu'à trouver l'erreur  $< 2\%$ .

Tableau III.47 : La Deuxième Approximation

Mois	Oct.	Nov	Déc	Jan	Fév.	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept
$V_{moy}$ (Mm <sup>3</sup> )	0.133	0.201	0.292	0.366	0.389	0.37	0.34	0.31	0.285	0.222	0.156	0.117
$S_{moy}$ (Km <sup>2</sup> )	0.028	0.031	0.04	0.05	0.062	0.058	0.054	0.051	0.048	0.045	0.032	0.02
Es (m)	0.08	0.056	0.048	0.034	0.041	0.065	0.082	0.116	0.160	0.202	0.173	0.131
$V_{inf}$ (Mm <sup>3</sup> )	0.00099	0.0015	0.00219	0.0027	0.0029	0.0027	0.0025	0.0023	0.0021	0.0016	0.00117	0.0008
$V_{evp}$ (Mm <sup>3</sup> )	0.0022	0.0017	0.002	0.0018	0.0025	0.0038	0.0044	0.0068	0.0076	0.0080	0.0055	0.0032
$\Pi$ (Mm <sup>3</sup> )	0.0032	0.0033	0.0041	0.0045	0.0055	0.0065	0.0070	0.0082	0.0098	0.0107	0.007055	0.0041
$W-(U+\pi)$	0.045	0.088	0.094	0.093	0.086	0.054	0.026	0.012	-0.034	-0.071	-0.062	-0.018

$$V''_d = 0.185 \text{ Mm}^3.$$

Donc :  $V''_U = V''_d = 0.185 \text{ Mm}^3.$

$$\zeta = \frac{0.185 - 0.183}{0.183} * 100 = 1.1 \%$$

$\zeta = 0.87 < 2\%$   $\Rightarrow$  donc la condition est vérifiée

$$V''_{\text{NNR}} = V''_U + V_m = 0.185 + 0.08 = 0.265 \text{ Mm}^3$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V''_{\text{NNR}} = 0.265 \text{ Mm}^3 \\ \text{NNR} = 637.40 \text{ m NGA.} \end{array} \right.$$

### III.7 Laminage des crues :

Parmi tous les risques qui menacent l'existence d'un barrage en terre, la submersion de la digue qui représente l'accident le plus grave. Le déversement sur la crête d'un tel ouvrage est un phénomène très dangereux qui peut engendrer la rupture du barrage. Dans ce cas, une vérification de la sécurité de l'ouvrage s'impose, elle se fait par un laminage de crue.

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

Et enfin, le laminage permet de déduire les dimensions de l'évacuateur de crue, c'est-à-dire sa largeur ainsi que la lame d'eau qui sera déversée, ces dimensions doivent faire l'objet d'un calcul par optimisation; vue que le coût de l'évacuateur de crue représente environ 50% de celui du barrage mais sans affecter la sécurité globale de l'aménagement.

Cette étude peut se faire par calcul sur ordinateur, ou par des méthodes numériques hydrauliques, basées sur la formule de déversoir telles que :

Hildenblat, Muskungum, Blackmore, Kotcherine, Step by Step et d'autre méthodes.

Dans notre cas, nous avons étudié deux méthodes :

1. Méthode de KOTCHERINE.
2. Méthode de HIDENBLAT.

➤ **Principe de calcul :**

L'étude du laminage repose sur l'équation différentielle suivante :

$$Q(t).dt = q(t).dt + S(t).dH.....(III.67)$$

**Avec :**  $Q_c(t)$  : débit de crue entrant à l'instant (t) ;  
 $q(t)$  : débit déversé par l'évacuateur de crue (laminé) ;  
 $S$  : surface du plan d'eau de la cuvette à l'instant (t).

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$(Q-q).dt = S.dH \quad \text{ou} \quad Q-q = S \frac{dH}{dt}$$

Et,  $\frac{dH}{dt}$  représente la vitesse de remplissage (ou de montée des eaux) dans la retenue

### III.7.1 Méthode de KOTCHERINE :

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

1. l'hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze,
2. les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,
3. le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue (NNR).
4. les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

### III.7.1.2 Estimation du débit de crue laminé :

En faisant transiter les volumes par un évacuateur de crues aux dimensions que l'ont défini, on analyse plusieurs variantes, Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors avec la relation :

$$q = \frac{2}{3} \cdot C_d \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H_d^{3/2} \quad \dots\dots\dots(\text{III.68})$$

Où :

**C<sub>d</sub>** : coefficient dépendant de la charge  $h_d = 0.75$

**g** : l'accélération de pesanteur; [ $g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}$ ];

**b** : la largeur de déversoir,

**h<sub>d</sub>** : la charge sur le déversoir.

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de **Q<sub>max</sub>**, Ce sont des points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminée en correspondance à la largeur optimale.

Le débit laminée est calculé pour différentes charges "**h<sub>d</sub>**" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "**b**", Les graphiques de la figure sont accordés à la table de calculs, donc Les relations s'ajustent automatiquement.

Le procédé de calcul consiste à :

- ↪ Donner des différentes valeurs des lames d'eau  $h_d$  ;
- ↪ Définir la cote PHE pour chaque  $h_d$  ;
- ↪ A l'aide de la courbe Hauteur-capacité , on détermine le volume  $V_{\text{PHE}}$  relatif à chaque PHE,
- ↪ Définir le volume en charge  $V_f = V_{\text{PHE}} - V_{\text{NNR}}$  pour chaque lame  $h_d$ ,
- ↪ Déterminer le volume de la crue pour l'hydrogramme ayant une forme triangulaire :

$$V_c = 0.5 \times Q_{\text{max}, p\%} \times T \quad \dots\dots\dots(\text{III.69})$$

- ↪ A l'aide de la formule

$$q_{\text{max}, p\%} = Q_{\text{max}, p\%} \times \left(1 - \frac{V_f}{V_c}\right) \dots\dots\dots(\text{III.70})$$

on calcule le débit maximum déversé.

↳ Déterminer le débit de crue à évacuer correspondant à chaque lame  $h_d$ , par la formule  $q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot (Hd)^{3/2}$  pour différentes largeurs déversantes  $b$ .

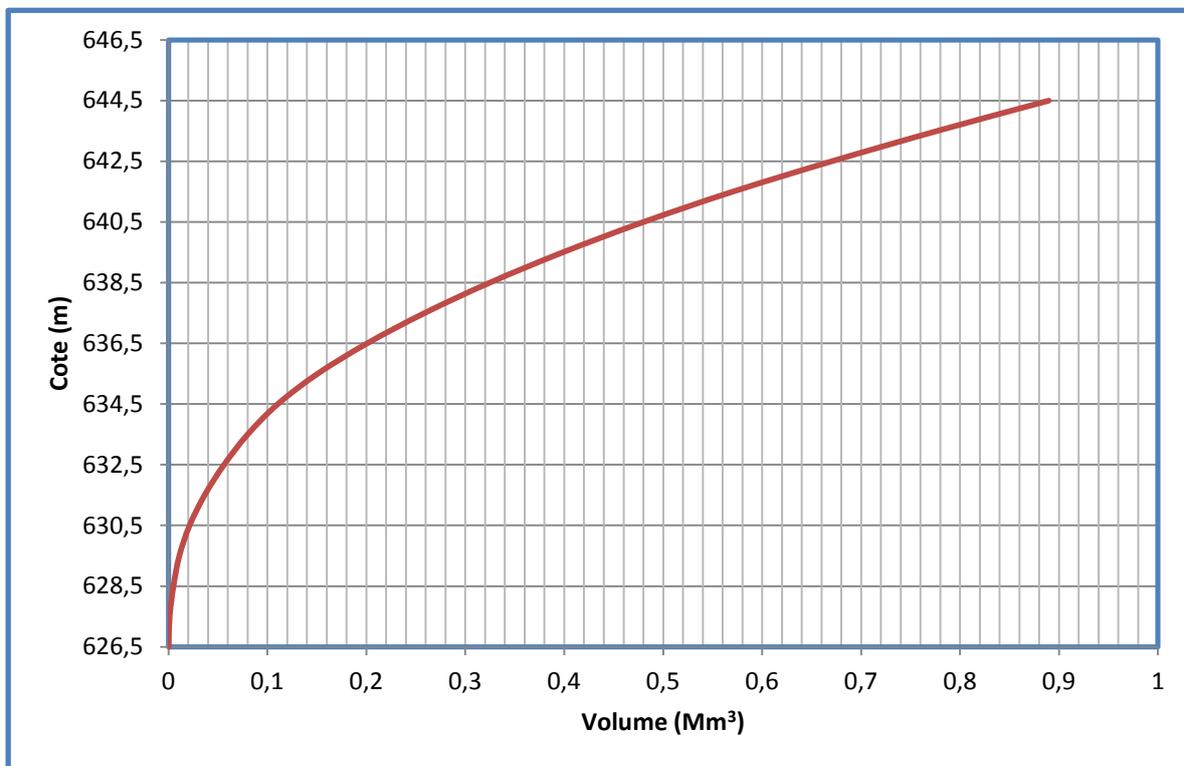


Figure III.21 : Courbe Capacité-Hauteur..

Tableau III.48: Données initiales pour la méthode de Kotcherine.

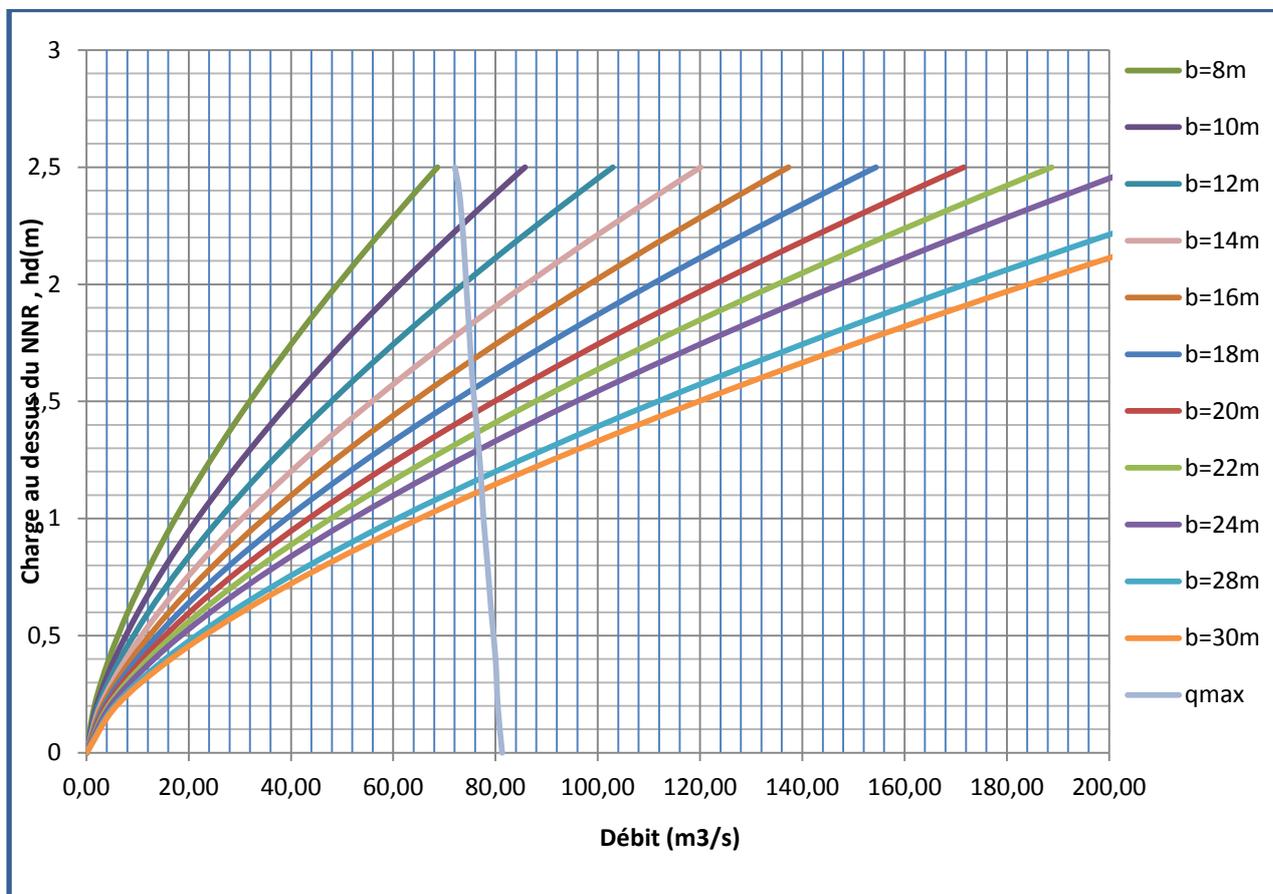
Données Initiales	
<b>g</b>	9.81
<b>Q<sub>1%</sub> (m³/s)</b>	81.29
<b>V<sub>c,1%</sub>(Mm³)</b>	1.08
<b>m</b>	0.49

Tous les calculs et résultats sont illustres dans le tableau suivant :

Tableau III.49 : Résultats de Calcul du débit déversant pour différents valeurs de  $h_d$  et  $b$ :

$h_d$ (m)	PHE	$V_{phe}$ ( m <sup>3</sup> )	$V_f$ ( m <sup>3</sup> )	qmax	q laminé											
					b (m)											
					8	10	12	14	16	18	20	22	24	28	30	
0	637,4	265000	0	81,29	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,2	637,6	277368	12368	80,44	1,55	1,94	2,33	2,72	3,11	3,49	3,88	4,27	4,66	5,44	5,82	
0,4	637,8	283685	18685	80,00	4,39	5,49	6,59	7,69	8,79	9,88	10,98	12,08	13,18	15,37	16,47	
0,6	638	295789	30789	79,17	8,07	10,09	12,10	14,12	16,14	18,16	20,17	22,19	24,21	28,24	30,26	
0,8	638,2	306317	41317	78,44	12,42	15,53	18,64	21,74	24,85	27,95	31,06	34,17	37,27	43,48	46,59	
1	638,4	317894	52894	77,65	17,36	21,70	26,05	30,39	34,73	39,07	43,41	47,75	52,09	60,77	65,11	
1,2	638,6	326012	61012	77,09	22,82	28,53	34,24	39,94	45,65	51,36	57,06	62,77	68,47	79,89	85,59	
1,4	638,8	337405	72405	76,30	28,76	35,95	43,14	50,33	57,53	64,72	71,91	79,10	86,29	100,67	107,86	
1,6	639	349801	84801	75,45	35,14	43,93	52,71	61,50	70,28	79,07	87,85	96,64	105,42	122,99	131,78	
1,8	639,2	358177	93177	74,87	41,93	52,41	62,90	73,38	83,86	94,35	104,83	115,31	125,80	146,76	157,24	
2	639,4	366899	101899	74,27	49,11	61,39	73,67	85,94	98,22	110,50	122,78	135,06	147,33	171,89	184,17	
2,2	639,6	375046	110046	73,71	56,66	70,82	84,99	99,15	113,32	127,48	141,65	155,81	169,98	198,31	212,47	
2,4	639,8	386997	121997	72,89	64,56	80,70	96,84	112,98	129,12	145,26	161,40	177,54	193,68	225,95	242,09	
2,5	639,9	399086	134086	72,05	68,63	85,79	102,95	120,11	137,27	154,43	171,59	188,75	205,90	240,22	257,38	

La mise en graph de tout ses résultats est en **Figure III.22** .



**Figure III.22** : Laminage de crue de projet par la méthode de **Kotcherine**.

L’intersection de la courbe  $q_{max}=f(h_d)$  avec les courbes  $q=f(b, h_d)$  nous donne les valeurs  $q_{max}$  et  $h_d$  correspondant a chaque largeur (b) qui sont recapitulé dans le **Tableau III.50**.

**Tableau III.50** : Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

<b>b (m)</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>18</b>	<b>20</b>	<b>22</b>	<b>24</b>	<b>28</b>	<b>30</b>
<b>q(m<sup>3</sup>/s)</b>	73.6	74.8	75.2	75.6	76	76.2	76.4	76.8	77.09	77.65
<b>hd(m)</b>	2.25	2	1.8	1.69	1.54	1.45	1.37	1.3	1.18	1.1

**III.7.2 Méthode de Hildenblat (méthode grapho-analytique):**

Dans cette méthode, à partir de l'équation du volume entrant et sortant, et après avoir fixé les largeurs du déversoir, on calcule la courbe des débits déversants, qui sera la base d'extrapolation des volumes et donc des débits laminés, c'est donc une procédure grapho-analytique.

Les résultats de calcul pour le laminage de crue de projet par la méthode de Hildenblat sont donnés sous forme de tableaux et figures.

**Tableau III.51 :** Données de base de la méthode Hildenblat .

<b>Q<sub>1%</sub></b>	(Mm <sup>3</sup> )	81.29		
<b>V<sub>c</sub></b>	(Mm <sup>3</sup> )	1.08		
<b>m</b>		0.49		
<b>V<sub>m</sub></b>	(Mm <sup>3</sup> )	0.08	<b>cote NVM</b> (m)	633.5
<b>V<sub>u</sub></b>	(Mm <sup>3</sup> )	0.185		
<b>V<sub>f</sub></b>	(Mm <sup>3</sup> )	0.086		V <sub>f</sub> = (0.05...0.2)V <sub>c</sub>
<b>V<sub>NNR</sub></b>	(Mm <sup>3</sup> )	0.265	<b>cote NNR</b> (m)	637.4
<b>V<sub>PHE</sub></b>	(Mm <sup>3</sup> )	0.351	<b>cote PHE</b> (m)	639.01
<b>q<sub>lam</sub></b>		63.60		q <sub>lam</sub> =0.85.Q%(1-V <sub>f</sub> /V <sub>c</sub> )

- ✓ Détermination de la largeur de déversoir :

On a :  $q_{\max p\%} = m.b.(hd)^{3/2} \cdot \sqrt{2.g}$   $\implies b = \frac{q_{\max p\%}}{m \cdot \sqrt{2.g} \cdot hd^{3/2}}$

$\implies$  b= 16.43 m

- ✓ Calcul les débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au dessus du déversoir et le trace de la courbe  $q = f(v + \frac{1}{2}q \Delta t)$

Tableau III.52 : Données de base de la méthode Hildenblat .

Cote (m)	hd (m)	q(m <sup>3</sup> /s)	1/2.q. Δt(m <sup>3</sup> )	V (m <sup>3</sup> )	V +1/2.q.Δt
637,4	0	0,00	0,00	265000	265000,00
637,6	0,2	3,24	2917,76	277368	280285,76
637,8	0,4	9,17	8252,67	283685	291937,67
638	0,6	16,85	15161,13	295789	310950,13
638,2	0,8	25,94	23342,08	306317	329659,08
638,4	1	36,25	32621,55	317894	350515,55
638,6	1,2	47,65	42882,14	326012	368894,14
638,8	1,4	60,04	54037,67	337405	391442,67
639,01	1,61	63,60	58140,74	351026	409166,74

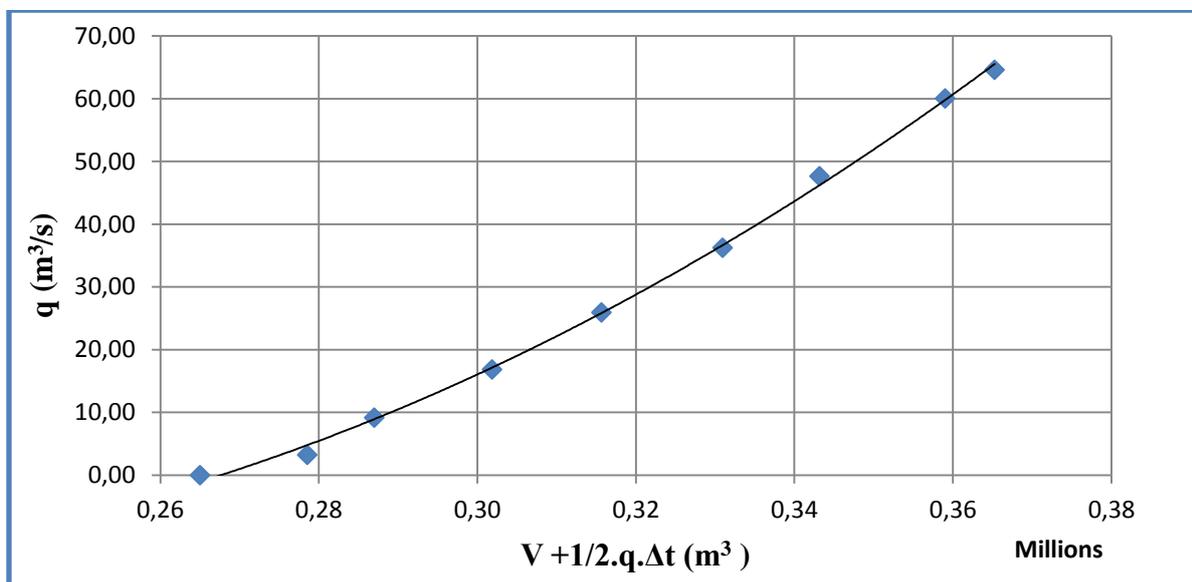


Figure III.23 : Courbe des débits déversant.

Une fois qu'on dispose des trois courbes :

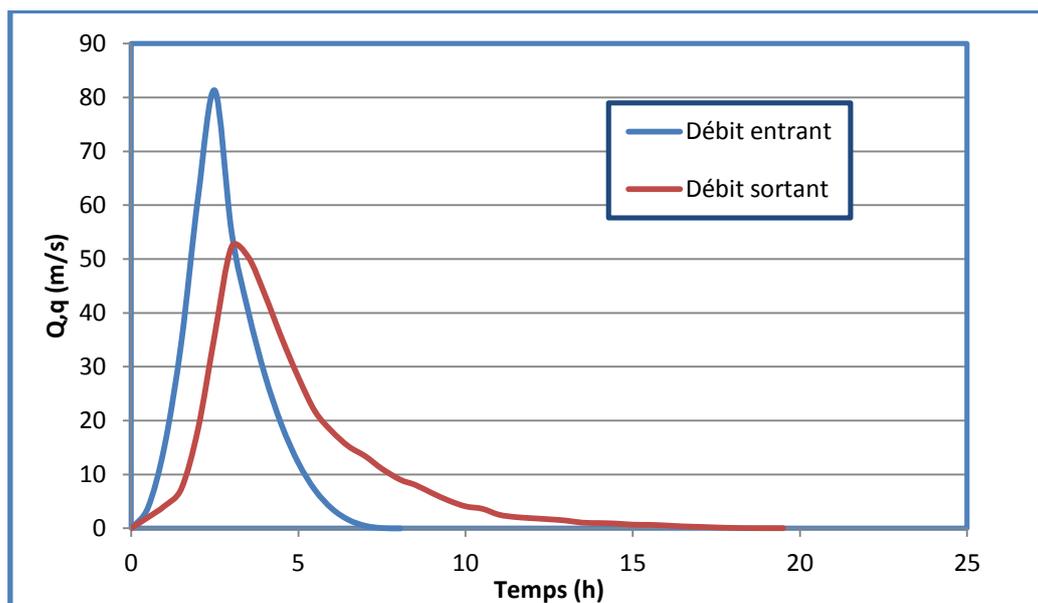
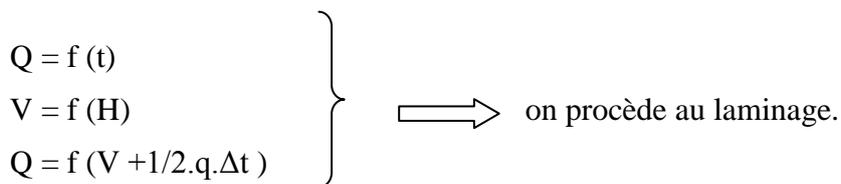


Figure III.24 : Courbe des débits entrants et sortants.

### III.8. 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 déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

#### III.8.1 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 :

$$V_B = \sum V_i \dots\dots\dots(\text{III.71})$$

**Avec :**  $V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \dots\dots\dots(\text{III.72})$

$V_i$  : le volume du barrage à la cote  $i$ .

$L_i$  : Distance entre deux coupes voisines.

$S_i$  : Section transversale correspondante à la coupe  $i$

$$\left[ S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right] \dots\dots\dots(\text{III.73})$$

$B_i$  : Largeur de base  $[B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b] \dots\dots\dots(\text{III.74})$

$m_1, m_2$  : Les fruits des talus.

$b$  : Largeur en crête [m].

**III.8.1.1 Calcul de la revanche :**

La revanche est la tranche comprise entre le niveau de la crête et le niveau des plus hautes eaux (Nphe) ,c'est une hauteur de sécurité pour la protection de l'ouvrage contre les élévations du niveau d'eau et les risques de submersion.

Son calcul passe par la connaissance de la hauteur des vagues (H) qui est en fonction du paramètre fetch (F) conditionne par la vitesse du vent (V). Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

↪ **Formule de STEVENSON GAILLARD:**

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(\text{III.75})$$

**Avec:**  $H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F}$  ; (F < 18 Km).  $\dots\dots\dots(\text{III.76})$

$V = 1,5 + 2H$

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

$F$  : Fetch [km]

$H$  : hauteur de la vague [m]

On a :  $F = 0,653 \text{ km}$ .

**A.N:**

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{0,653} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,653} = 0,79 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,76 = 3,08 \text{ m/s}$$

D'où :

R = 1.08 m
------------

↳ **Formule de MALLET et PAQUANT :**

$$R = H + \frac{v^2}{2g} + S \dots\dots\dots(\text{III.77})$$

**Avec :**  $H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{F}$  et  $V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} H$

S : marge de sécurité , on prend S=0,5m.

**A.N:**  $H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{0,653} = 0,77 \text{ m}$

$$V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} * 0,77 = 2,01 \text{ m/s} \quad , \text{ D'où :}$$

R = 1.48 m
------------

↳ **Formule Simplifiée :**

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

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,653} = 1,24 \text{ m}$$

D'où : R = 1.24 m
----------------------

**Tableau III.54 :** Récapitulatif des résultats de différentes formules.

Formule	Revanche [m]
STEVENSON GAILLARD	1.08
Formule de MALLET et PAQUANT	1.48
Formule Simplifiée	1.24

**Conclusion :** pour une raison de sécurité on prend la valeur la plus proche de la moyenne.

Donc:

<b>R=1,24 m</b>
-----------------

### III.8.1.2. La largeur en crête :

La largeur en crête d'une digue en terre doit être suffisante pour qu'il n'y a pas de circulation d'eau importante dans la digue près de son couronnement, quand la retenue soit pleine, elle doit permettre également, la circulation des engins pour l'entretien de l'ouvrage, elle ne doit jamais être inférieure à 3 mètres.

Elle peut être évaluée à l'aide des formules suivantes:

↪ **Formule T.KNAPPEN:**

$$b_{cr} = 1,65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(\text{III.78})$$

↪ **Formule de F.PREECE :**

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots(\text{III.79})$$

↪ **Formule simplifiée:**

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots(\text{III.80})$$

↪ **Formule pratique:**

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(\text{III.81})$$

**Avec :**

**H<sub>b</sub>**: la hauteur du barrage

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

On admet une valeur de  $t=0.2$  m pour le tassement de la retenue, le tableau suivant nous donne les résultats du calcul.

**Tableau III.55** : Récapitulatif des résultats.

<b>b(m)</b>	<b>H<sub>d</sub>(m)</b>	<b>q (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>N<sub>phe</sub> (m)</b>	<b>H<sub>b</sub>(m)</b>	<b>Bcr (Knappen)</b>	<b>Bcr (Preec)</b>	<b>Bcr (Simplifiée)</b>	<b>Bcr (Pratique)</b>	<b>Bcr (moy)</b>
10	2,25	73,6	639,65	14,67	6,37	5,24	5,86	6,43	5,97
12	2	74,8	639,4	14,42	6,31	5,21	5,81	6,38	5,93
14	1,8	75,2	639,2	14,22	6,27	5,18	5,77	6,33	5,89
16	1,69	75,6	639,09	14,11	6,25	5,16	5,74	6,31	5,87
18	1,54	76	638,94	13,96	6,21	5,14	5,71	6,28	5,84
20	1,45	76,2	638,85	13,87	6,19	5,13	5,70	6,26	5,82
22	1,37	76,4	638,77	13,79	6,18	5,12	5,68	6,24	5,80
24	1,3	76,8	638,7	13,72	6,16	5,11	5,66	6,22	5,79
28	1,18	77,09	638,58	13,6	6,13	5,09	5,64	6,20	5,76
30	1,1	77,65	638,5	13,52	6,12	5,08	5,62	6,18	5,75

**Conclusion** : On opte pour une largeur optimale  $b_{cr}=6$  m.

### III.8.1.3. 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 déversantes, en utilisant les formules citées précédemment.

Et pour chaque volume on peut calculer le cout pour un prix du mètre cube de remblai estimé **600 DA**.

**Tableau III.56** : Coût de la digue pour différentes largeurs déversantes.

Cout de la digue			
b(m)	Hb(m)	V(m <sup>3</sup> )	Montant (million de DA)
10	14,67	33098,066	20,8588
12	14,42	28814,054	18,2884
14	14,22	27817,137	17,6903
16	14,11	27271,963	17,3632
18	13,96	26549,601	16,9298
20	13,87	26118,334	16,6710
22	13,79	25738,221	16,4429
24	13,72	25408,121	16,2449
28	13,6	24847,659	15,9086
30	13,52	24477,826	15,6867

### III.8.2. Calcul du coût de l'évacuateur de crues :

#### III.8.2.1. Coût du déversoir:

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversante épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression...), pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant à la suite l'instabilité de l'ouvrage.

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

$$\frac{Y}{H} = 0.47 \left( \frac{X}{H} \right)^{1.80} \dots\dots\dots(\text{III.82})$$

Ou :

H : Charge sur le seuil [m].

Y : Ordonnée du profil [m].

X : Abscisse du profil [m].

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dév}} = S \cdot L \dots\dots\dots(\text{III.83})$$

S : Section transversale [m<sup>2</sup>].

L : Largeur déversante [m].

En fixant le mètre cube du béton à 42000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

Tableau III.57 : Coût de déversoir.

B(m)	H <sub>d</sub> (m)	S (m <sup>2</sup> )	V (m <sup>3</sup> )	Coût (million de DA)
10	2,25	2,8	28	1,176
12	2	2,55	28,69	1,205
14	1,8	2,12	29,68	1,246
16	1,69	1,9	30,4	1,276
18	1,54	1,75	31,5	1,323
20	1,45	1,74	34,8	1,461
22	1,37	1,72	37,84	1,589
24	1,3	1,7	40,8	1,987
28	1,18	1,54	41,72	2,8922
30	1,1	1,34	42,9	3,385

III.8.2. 2 Calcul du coût du coursier :

Le coursier est l’ouvrage de raccordement, sa fonction est de conduire l’eau au dissipateur d’énergie. Il est construit en béton et prend un profil rectangulaire pour assurer des bonnes conditions de l’écoulement.

A cet effet, le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cour}} \dots \dots \dots (\text{III.84})$$

L’épaisseur du radier et des murs bajoyers est de 0,4 m et le coût du mètre cube de béton est estimée 42000 Da/m<sup>3</sup>.

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = Q_{e,\text{max}}^{0.4} \dots \dots \dots (\text{III.85})$$

Le Tableau ci-dessous, nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes .

Tableau III.58: Coût du coursier.

b(m)	h <sub>d</sub> (m)	q (m <sup>3</sup> /s)	b <sub>cou</sub> (m)	V <sub>bét</sub> (m <sup>3</sup> )	Montant (million de DA)
10	2,25	73.6	5,58	271,048	11.384
12	2	74.8	5,62	272,652	11.451
14	1,8	75.2	5,63	273,184	11.473
16	1,69	75.6	5,64	273,714	11.495
18	1,54	76	5,65	274,242	11.518
20	1,45	76.2	5,66	274,505	11.529
22	1,37	76.4	5,67	274,768	11.540
24	1,3	76.8	5,68	275,293	11.562
28	1,18	77.09	5,69	275,672	11.578
30	1,1	77.65	5,70	276,402	11.608

### III.8.3 Coût total du barrage:

Le cout totale (Digue +Evacuateur de crue) est donnée ci dessous :

Tableau III.59 : Coût total.

Largeur déversante (m)	Coût de la digue (millions de DA)	Cout de l'évacuateur de crue		Coût total (millions de DA)
		Déversoir	Coursier	
10	20,8588	1,176	11.384	33,42
12	18,2884	1,205	11.451	30,94
14	17,6903	1,246	11.473	30,41
16	17,3632	1,276	11.495	30,13
18	16,9298	1,323	11.518	29,57
20	16,6710	1,461	11.529	29,36
22	16,4429	1,523	11.540	29,50
24	16,2449	1,987	11.562	29,81
28	15,9086	2,8922	11.578	30,32
30	15,6867	3,385	11.608	30,60

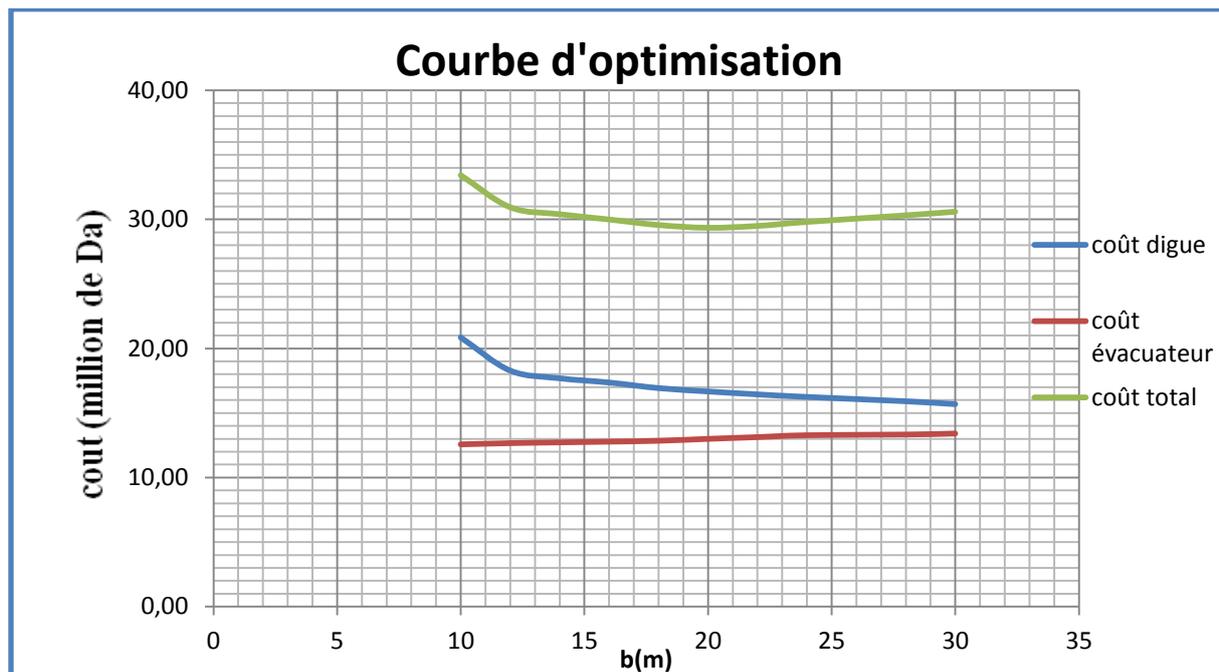


Figure III.25 : Courbe d'optimisation

La courbe d'optimisation représentée par la **Figure III.25**, donne un point optimum correspondant à une largeur du déversoir optimal «  $b=20$  m » pour un coût minimum.

Donc la hauteur du barrage est  **$H_b = 13.87$  m**, correspondant à une cote de crête égale à **640.29 m.NGA**.

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

**Tableau III.60** : Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage.

Désignation	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm <sup>3</sup>	0.08
Volume utile	Mm <sup>3</sup>	0,185
Volume au NNR	Mm <sup>3</sup>	0.265
Cote du fond	m NGA	626.42
Cote NVM	m NGA	633.3
Cote NNR	m NGA	637.4
Cote Nphe	m NGA	638.85
Cote en crête	m NGA	640.29
Largeur en crête	m	6
B dév	m	20

### Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons analysé pratiquement tous les paramètres hydrologiques régissant la réalisation de la retenue collinaire, à savoir les données pluviométriques, les débits, la régularisation de l'écoulement et le laminage de crue effectué par plusieurs méthodes qui nous a ramener a déterminé d'une manière économiques les dimensions de notre ouvrage d'évacuation.

A ce stade nous pouvant dire que le remplissage du réservoir est assurer et aucun risque de submersion est envisageable suite a l'étude des crues qui a été effectué.

A la fin de cette étude hydrologique nous pouvant dire que nous pouvant poursuivre l'étude technique pour le dimensionnement de la digue de notre retenue et ses ouvrages annexes.

**INTRODUCTION :**

Les barrages en terre peuvent être constitués de matériaux de construction de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme terre (ou remblais) couvre toute 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 du 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.

Les caractéristiques géologiques et géotechniques sont la base fondamentale de cette étude. En effet c'est en fonction de la nature du sol de fondation et des matériaux de construction disponibles au voisinage du site du barrage que l'on peut proposer des variantes et en écarter d'autres.

L'utilisation des digues en terre (ou en remblais) présente certains avantages et inconvénients:

**IV.1 Avantages et inconvénients des barrages en remblais :****IV.1.1 Avantages :**

- Utilisation du sol comme matériau local pour la construction de la digue ;
- Possibilité d'utiliser une gamme variée de terre de la cuvette ou des rives ;
- Tous les procédés de construction sont mécanisés;
- Construction de la digue pour une large gamme de hauteur du barrage.

**IV.1.2 Inconvénients :**

- Présence de l'écoulement souterrain dans le corps de la digue, qui crée les conditions de déformation du barrage;
- Grandes pertes d'eau en cas d'utilisation des sols perméables
- L'ajout des dispositifs contre la filtration.

**IV.2 Le choix de l'axe du barrage :**

L'axe du barrage est choisi sur la base de certaines conditions dictées par les critères d'économie, de sécurité et facilité d'exécution de l'ouvrage.

En plus de la topographie, la géologie et l'hydrologie sont toujours prises en considération quant au choix de l'axe. En d'autres termes le choix de l'axe doit être conditionné par :

- L'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau ;
- Tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement ;
- L'axe choisi doit avoir la longueur la plus courte possible.

### **IV.3 Les variantes à choisir :**

Sur la base de l'expérience de la construction mondiale hydrotechnique et l'expérience de la construction des barrages en Algérie et compte tenu des conditions géologiques et géotechniques de la fondation permettant d'envisager un barrage en matériaux locaux, ce qui donne le choix entre les variantes suivantes :

- Barrage en terre homogène en argile.
  - Barrage en terre zonée à noyau d'argile.
  - Barrage en enrochement avec masque amont.
- ❖ **Barrage homogène :** c'est le cas le plus simple à réaliser, du faite de l'abondance des gisements d'argile dont les propriétés « aptitude au compactage » s'avèrent généralement favorables à la confection des remblais étanches et stables. Ceci dit, il faut prévoir un drainage très efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont, pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméables ayant des caractéristiques identiques dans tout le corps du barrage.

Il est constitué d'un seul matériau et comprend :

- ✓ Un talus amont protégé contre l'érosion des vagues par enrochement ou un perré.
- ✓ Un talus aval empierré engazonné.
- ✓ Un tapis drainant protégé par un filtre est disposé sous le talus aval, ce tapis à pour but de rabattre les courants, afin d'augmenter la stabilité du talus aval.

❖ **Barrage zoné :**

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone. La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau qui s'intercale entre deux recharges (amont-aval). Il a l'avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuites.

❖ Barrage avec masque amont :

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés, telles que le manque de matériaux convenables, et la difficulté de mise en œuvre ; alors une digue avec masque amont étanche peut être la solution idéale. Le masque amont est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage. Il présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément, par contre il est plus exposé à l'agression extérieure mécanique et thermique.

Il existe de nombreuses natures de masque étanche telle que béton de ciment ou bitumineux, chapes préfabriquées, membranes souples...etc.

Barrage en terre compactée, homogène

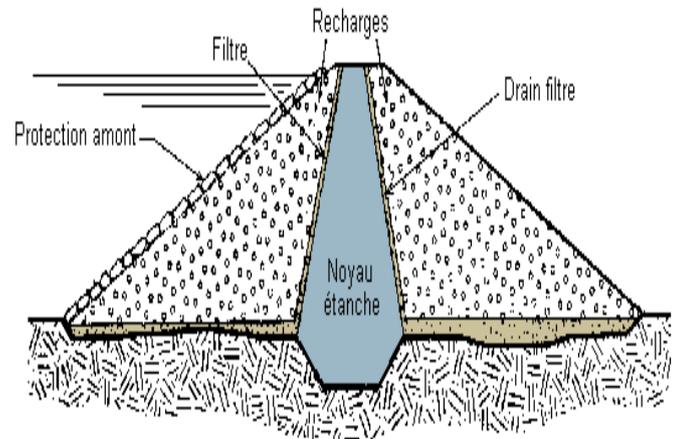
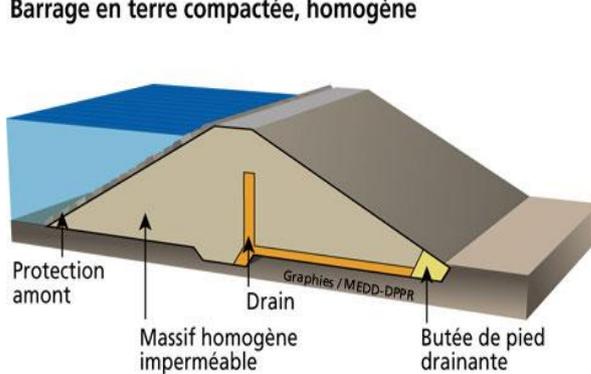


Figure IV.1 : Barrage en terre homogène (Image Google). Figure IV.2: Barrage zonée à noyau d'argile (Image Google).

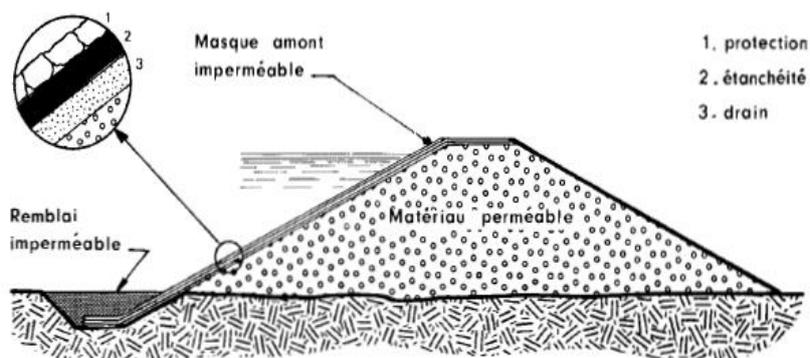


Figure IV.3 : Barrage avec masque amont (Image Google).

#### IV.4 Le choix du type de barrage :

Les principaux paramètres à prendre en considération dans le choix du type de barrage sont :

- ✓ **La topographie du site :** La topographie consiste en premier lieu à vérifier si l'axe choisi autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant. En second lieu vérifier la possibilité d'implantation du barrage et de ces ouvrages annexes.
- ✓ **La morphologie de la vallée :** elle joue un rôle important dans le choix du type de barrage à implanter. Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit précédé à l'amont par un élargissement de la vallée. Les vallées larges conviennent mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai, un site étroit conviendra mieux à un barrage poids et un autre plus étroit conviendra à une voûte lorsque les fondations permettent
- ✓ **Les conditions géologiques et géotechniques:** La nature, la résistance, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées dans le bassin versant, constituent un ensemble de facteurs permettant la détermination du site et du type de barrage à implanter.
  - Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types de barrages.
  - Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard), et les tassements différentiels.
  - Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place.
- ✓ **Les matériaux de construction :** La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du type de barrage à implanter.

En se basant sur ces exigences, on peut déterminer la variante qui convient au site et le type de barrage à implanter.

## IV.5. Profil général de la retenue :

### IV.5.1 Hauteur de la retenue

#### A. Calcul de la revanche

La revanche a été calculée dans l'étude d'optimisation (Chapitre III) :  $R = 1,24$  m

#### B. Calcul des tassements

Sous l'action des charges appliquées, il se développe dans les sols des contraintes qui entraînent des déformations. Les déplacements verticaux vers le bas sont appelés tassements. Dans la plupart des cas la surface du sol est horizontale et les charges appliquées sont verticales, les tassements sont donc les déplacements prépondérants.

Le tassement est dû à la compressibilité du sol c'est à dire au fait qu'il peut diminuer de volume.

Pour les barrages dont la hauteur ne dépasse pas 20 m on peut préalablement prendre le tassement égale à  $(0.5 \div 1.5)$  % de la hauteur du barrage [ANB unitee retenues collinaires ,Manuel de conception et projets typiques des digues en terre].

Donc :  $T = 0.2$  m.

Donc la côte en crête est :  $H_b = C_{NNR} - C_f + h_{dév} + R + t \dots \dots \dots (IV.1)$

$$= 637.4 - 626.42 + 1,45 + 1,24 + 0,2 = 13.87 \text{ m .}$$

Nous prenons la hauteur du barrage :

$H_b = 13.87 \text{ m}$
-------------------------

### IV.5.2 Largeur en crête

D'après l'étude d'optimisation, nous avons trouvé :  $b_{cr} = 6$  m

### IV.5.3 La longueur de la crête

Elle est tirée à partir du plan de l'aménagement, et est égale à : 121.5 m

### IV.5.4 Choix des pentes des talus

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

En se qui consternent le massif on se donne en général des pentes qui paraissent optimal, compte tenu de la nature des matériaux et on vérifie par une étude de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante pour ses pentes.

Le tableau ci-après donne des valeurs des fruits de talus en fonction du type et de la hauteur du barrage qui devront être confirmé par la suite.

**Tableau IV.1** : Valeurs indicatives des fruits de 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 pour un barrage homogène on opte pour :

- Parement amont  $m_1 = 3$ .
- Parement aval  $m_2 = 2,5$ .

Et pour un barrage zoné on opte pour :

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

## **IV.6 Revêtement de la crête et des talus de la digue**

Les talus du barrage en terre sont sensible a l'érosion du au ruissellement des eaux de pluie, au renard provoquer par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, et en se qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues. Il y'a donc lieu de prévoir une protection des talus.

### **A. Le talus aval**

Le talus aval est généralement recouvert de terre végétale et engazonné d'une épaisseur de 5 à 10 cm, ce qui lui permet de mieux résister à l'érosion due à la pluie. Il doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassements.

**B. Le talus amont**

Il sera protégé par un parement d'enrochement (en Rip-rap) en fonction de la hauteur des vagues **H** et leur vitesse de propagation **V**. Le but principal du Rip-rap mis en place sur un remblai est d'empêcher l'érosion et les dégâts pouvant résulter de l'action des vagues. L'expérience a en général, montré que le Rip-rap déversé était le type de protection de talus le plus efficace.

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

Cette méthode est déterminée par la formule suivante :

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

Où :

e : est l'épaisseur de l'enrochement en [m];

V : Vitesse de propagation des vagues déterminée par la formule de Gaillard en [m/s];

sachant que V=3,08 m/s

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique  $\delta$  du matériau d'enrochement.

La valeur de C est donnée par le tableau suivant :

**Tableau IV.2** : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de  $\delta$ .

Pente du talus	Valeurs de C pour différents poids spécifiques		
	$\delta = 2.5$	$\delta = 2.65$	$\delta = 2.80$
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

Pour  $\delta = 2.5$  et d'après le tableau C=0.028, donc nous obtenons une épaisseur d'enrochement e=0.26m Mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,3m.



$$Q = \frac{0,35\gamma_m \cdot h^3}{\left(\frac{\gamma_m}{\gamma} - 1\right)^3 \cdot \sqrt{1+m^3}} \dots\dots\dots(IV.4)$$

$\gamma_m$  : poids volumique de la pierre varie entre (2.2 et 2.6 t/m<sup>3</sup>).

$h$  : hauteur de la vague pour une probabilité déjà constatée.

$\gamma$  : poids volumique de l'eau (1.0 t/m<sup>3</sup>).

$m$  : talus à protéger.

**AN:**             $Q=0.04t$

Le diamètre maximal exprimé en mètre du bloc à placer dans le talus porté à une sphère de diamètre équivalent « D<sub>sph</sub> » est calculé par la formule suivante:

$$D_{sph} = \sqrt[3]{\frac{Q}{0.524 \cdot \gamma_m}} \dots\dots\dots(IV.5)$$

**AN:**         $D_{sph} = 0.313 \text{ m.}$

Le 50 % des blocs doit avoir une taille égale ou supérieure à  $D_{50\%} = K \cdot D_{sph}$ , ou  $K$  est un coefficient qui dépend de la catégorie de l'ouvrage à partir du tableau:

**Tableau IV.4 :** Les valeurs du coefficient  $K$  en fonction de la catégorie de l'ouvrage.

Coefficient	IV	III	II	I
<b>K</b>	0.5	0.55	0.60	0.65

**AN:**    pour  $K = 0.5$  ,     $D_{50\%} = 0.156 \text{ m.}$

Note : En obtenant une valeur  $D_{50\%}$  inférieure à 0,25 m, on prendra  $D_{50\%}$  égal à 0,25m.

L'épaisseur du revêtement est déterminée selon la formule suivante:

$$e = D_{50\%} (2 \div 2.5) \dots\dots\dots (IV.6)$$

**Avec :** 2 est employé en présence d'un bloc classé.

2.5 est employé en présence d'un bloc non classé.

**AN:**         $e = 0.39 \text{ m}$

**Conclusion :** En analysant les résultats obtenus, on adopte pour la suite du dimensionnement de la digue homogène une épaisseur de couche  $e = 40 \text{ cm}$  et un diamètre moyen de 30 cm.

### C. La Crête :

Elle sera renforcé par un revêtement constitué de gros gravier bitumineux permet notamment d'éviter la formation d'ornières dues au passage de véhicules et la dessiccation des dernières couches argileuses compactée.

À fin d'éviter la stagnation des eaux de pluies (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage), une pente de 2% de part et d'autre de l'axe de la crête est à réaliser.

## IV.7 Etanchéité du barrage

### IV.7.1 Le noyau

Le noyau en matériaux argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage, il empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue limitant ainsi sensiblement le débit de fuite. Vers le bas il faut assurer la continuité d'étanchéité en raccordant celle-ci à la fondation imperméable ou au dispositif d'étanchéité des fondation.

- **La hauteur du noyau** La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_N = H_b - 1 \dots \dots \dots (IV.7)$$

**Avec :**  $H_b$  : hauteur du barrage

$H_N$ : hauteur du noyau

**AN :**  $H_N = 13.87 - 1 = 12.87$  m

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

$$L_{CN} = 1/6 * H_b \dots \dots \dots (IV.8)$$

**AN :**  $L_{CN} = 1/6 * 13.87 = 2.3$  m

- **Les fruits des talus**

Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau. La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges puis procéder à la vérification de la condition suivante:

$$\frac{\Delta H}{B_{moy}} \leq I_{adm} \dots \dots \dots (IV.9)$$

**Avec :**  $\Delta H$  : Différence de charge entre l'amont et l'aval ,  $\Delta H = H_1 - H_2$

$H_2$  : Hauteur d'eau à l'aval,  $H_2= 0$ .

$H_1$  : Hauteur d'eau à l'amont,  $H_1=10.98$  m.

$B_{moy}$ : Largeur moyenne du noyau [m]

$I_{adm}$  : Gradient hydraulique du noyau admissible. Il est donné en fonction de la nature du sol de fondation.

Les tableaux IV.5 et IV.6 nous permettent de déterminer le gradient hydraulique  $I_{adm}$ .

Tableau IV.5: Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.

Type de sol de fondation	Classe de barrage			
	I	II	III	IV
	Hauteur du barrage (m)			
Sol rocheux	>100	70÷100	25 ÷70	<25
Sol sablonneux, pierreux, terrain argileux	75	35÷ 75	15 ÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25 ÷50	15 ÷25	<15

D'après le tableau IV.5, la retenue de notre projet est dans la classe IV.

Tableau IV.6: Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage.

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limons	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

D'après le tableau,  $I_{adm} = 1,95$  On sait que :

$$B_{moy} > \frac{\Delta H}{I_{adm}}$$

**A.N:**  $B_{moy} > 5.6 \text{ m}$

Largeur de la base du noyau :

$$Lb = 2 \cdot b_{moy} - L_{CN} \dots \dots \dots (IV.10)$$

**AN:**  $Lb = 2 \cdot 6 - 2.3 = 9.67 \text{ m}$

La largeur de la base est déterminée par une autre formule comme suit:

$$L_{base} = 2 \cdot m \cdot H_N + L_{CN} \dots \dots \dots (IV.11)$$

Où:  $m =$  talus du noyau.

$L_{CN} =$  largeur de la partie supérieure.

$H_N =$  hauteur du noyau.

Cette largeur de base doit remplir la condition suivante:

$$L_{base} > \frac{\Delta H}{I_{adm}} \dots \dots \dots (IV.12)$$

Cette condition est bien vérifié.

De cela et a partir de l'équation (IV.11) on trouve  $m \approx 0.4$ .

- **La côte en crête du noyau**

$$NCN = C_f + H_n = 626.42 + 12.87 = 639.29 \text{ m NGA}$$

#### IV.7.2 Masque en béton bitumineux :

Pour les digues a masque amont ce dernier est très efficace du point de vue étanchéité et suffisamment élastique et plastique pour suivre les déformations du massif qui le supporte sans se dégrader.

Il se compose d'une couche de béton bitumineux filtrant binder de 4 à 5 cm d'épaisseur, d'une couche de binder drainant de 10 à 12 cm d'épaisseur et de deux couches de béton bitumineux étanche d'épaisseur 6 cm chacune, et d'une couche de finition et de peinture de protection thermique superficielle.

## IV.8 Calcul du volume des différents matériaux

Pour faire le choix de la variante à retenir, on doit procéder aux calculs des volumes des différentes variantes en ayant les prix unitaires des divers éléments. La méthode de calcul des volumes a déjà été abordée dans le chapitre III.

### IV.8 .1. Barrage homogène en argile avec drain vertical

#### IV.8 .1.1. Recharges

Le tableau ci-après donne le volume des recharges nécessaires pour la construction de la digue homogène en argile.

**Tableau IV.7** : Calcul des volumes des recharges (argile).

<b>Digue Hb = 13.87 m</b>						
<b>Coupe N°</b>	<b>Hi [m]</b>	<b>Bi[m]</b>	<b>Wi [m<sup>2</sup>]</b>	<b>W<sub>i+1</sub>[m<sup>2</sup>]</b>	<b>Li[m]</b>	<b>Vi [m<sup>3</sup>]</b>
1	0	6	0	99.844	23.5	2347.33
2	7.5	47.25	199.69	405.971	25	10149.29
3	13.87	82.28	612.26	481.963	25	12049.06
4	10.27	62.48	351.67	248.700	25	6217.51
5	6.27	40.48	145.73	72.865	23.5	1712.33
6	0	6	0			
<b>Totale</b>					121.5	<b>32474.55</b>

#### IV.8 .1.2. Protection Rip-rap

Le tableau nous résume le volume du Rip-rap utilisé pour la protection du talus amont.

**Tableau IV.8** : Calcul des volumes du Rip-rap.

<b>Digue Hb= 13.87 m</b>					
<b>Coupe N°</b>	<b>Hi [m]</b>	<b>Wi[m<sup>2</sup>]</b>	<b>W<sub>i+1</sub>[m<sup>2</sup>]</b>	<b>Li[m]</b>	<b>Vi [m<sup>3</sup>]</b>
1	0	0	9.37	23.5	333.53
2	7.5	18.73	24.08	25	602.03
3	13.87	29.43	26.16	25	653.96
4	10.27	22.89	20.46	25	511.46
5	6.27	18.03	9.01	23.5	211.85
6	0	0			
<b>Totale</b>				121.5	<b>2412.83</b>

### IV.8.2. Barrage zoné à noyau d'argile

#### IV.8.2.1. Le noyau :

Il est composé par une argile protégée par un filtre des deux cotée. Le tableau suivant nous donne le volume de l'argile nécessaire pour sa réalisation.

**Tableau IV.9 :** Calcul des volumes du noyau.

<b>Digue Hb= 13.87 m</b>						
<b>Coupe N°</b>	<b>Hi [m]</b>	<b>Bi[m]</b>	<b>Wi[m<sup>2</sup>]</b>	<b>W<sub>i+1</sub>[m<sup>2</sup>]</b>	<b>Li[m]</b>	<b>Vi [m<sup>3</sup>]</b>
1	0	2.5	0	16.57	23.5	389.51
2	6.5	7.7	33.15	65.79	25	1644.74
3	12.87	12.79	98.43	77.99	25	1949.72
4	9.27	9.92	57.55	40.92	25	1022.90
5	5.27	6.72	24.28	12.14	23.5	285.34
6	0	2.5	0			
<b>Totale</b>					<b>121.5</b>	<b>5292.22</b>

#### IV.8.2.2. Les recharges :

Elles sont constituées d'alluvions ou d'envrochement. Le tableau suivant montre le volume des recharges.

**Tableau IV.10 :** Volumes des recharges.

<b>Digue Hb= 13.87 m</b>					
<b>Coupe N°</b>	<b>Hi [m]</b>	<b>Wi[m<sup>2</sup>]</b>	<b>W<sub>i+1</sub>[m<sup>2</sup>]</b>	<b>Li[m]</b>	<b>Vi [m<sup>3</sup>]</b>
1	0	0	76.23	23.5	1791.41
2	6.5	152.47	309.1	25	7727.5
3	12.87	465.73	366.74	25	9168.5
4	9.27	267.75	189.68	25	4742
5	5.27	111.62	55.81	23.5	1311.53
6	0	0			
<b>Totale</b>				<b>121.5</b>	<b>24740.94</b>

#### IV.8.2.3. Protection Rip-rap

Les volumes de protection Rip-rap sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.11 :** Calcul des volumes du Rip-rap

<b>Digue Hb= 13.87 m</b>					
<b>Coupe N°</b>	<b>Hi [m]</b>	<b>Wi[m<sup>2</sup>]</b>	<b>W<sub>i+1</sub>[m<sup>2</sup>]</b>	<b>Li[m]</b>	<b>Vi [m<sup>3</sup>]</b>
1	0	0	9.37	23.5	333.53
2	7.5	18.73	24.08	25	602.03
3	13.87	29.43	26.16	25	653.96
4	10.27	22.89	20.46	25	511.46
5	6.27	18.03	9.01	23.5	211.85
6	0	0			
<b>Totale</b>				<b>121.5</b>	<b>2412.83</b>

### IV.8 .3. Barrage en enrochement à masque amont :

Le volume de la digue de ce type de barrage est le même que celui de la digue homogène c'est-à-dire  $V_d = 32474.55 \text{ m}^3$  et pour le masque amont en béton bitumineux le volume est égale à  $V_M = 1652.02 \text{ m}^3$ .

### IV.9 Estimation du coût des variantes étudiées

Le tableau suivant donne le coût des différentes variantes étudiées.

**Tableau IV.12 :** Les coûts des différentes variantes étudiées.

Variante	Matériaux	Quantité (m <sup>3</sup> )	Prix unitaire (DA)	Coût (DA)	Coût totale (DA)
<b>Homogène</b>	Recharge (argile)	32474.55	600	19484730	23103975
	Enrochement (Rip-rap)	2412.83	1500	3619245	
<b>Zoné</b>	Noyau	5292.22	600	3175332	43905987
	Recharge	24740.94	1500	37111410	
	Enrochement (Rip-rap)	2412.83	1500	3619245	
<b>A masque amont</b>	Recharge	32474.55	1500	48711825	98272425
	Béton bitumineux	1652.02	30000	49560600	

### Conclusion :

D'après l'estimation du coût des trois variantes étudiées , on constate que le barrage homogène est le plus économique, en plus du rapport géologique et géotechnique qui précise que l'assiette destinée à recevoir la retenue collinaire est caractérisée par des formations géologiques qui se présente comme des marnes et des argiles avec passage de grés, cette formation présente une bonne assise pour la réalisation d'une digue en terre homogène en plus de la disponibilité de matériaux imperméables en quantité suffisante à proximité du site .

Pour cela la variante d'une digue homogène s'impose car elle assure le compromis technico-économique.

**Introduction :**

Dans le chapitre précédant, on a choisie la variante la plus adéquate à la réalisation de notre retenue.

Dans le chapitre présent, on va aborder tous les points essentiels de l'étude détaillée de la digue en terre homogène telle que l'étude d'infiltration, les dispositifs de protection contre les effets de l'eau et l'étude de stabilité afin de confirmer le choix de la variante.

**V.1. Dispositifs de protection contre les effets de l'eau :**

Du fait de la charge hydraulique à l'amont du barrage, l'eau s'infiltré progressivement dans le massif du barrage et ses fondations. Dans ce cas il est important de d'éviter que ces eaux infiltrés nuisent à la stabilité de l'ouvrage

Pour cela on doit prévoir à l'intérieur du massif un dispositif drainant qui interceptera ces eaux, ce dernier est composé de drains et de filtres.

**V.1.1. Les drains****A. Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme)**

Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres avec 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 fonction du niveau d'eau dans le talus en aval et sa stabilité dépend des critères du concepteur.

- **Hauteur:**

$$H_{dp} = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots (V.1)$$

**Avec :**  $H_b$  : Hauteur de la retenue [ $H_b = 13.87m$ ]

On prend :  $H_{dp} = 0,15 H_b$ , donc on aura :  $H_{dp} = 2.08 m$ .

- **Fruit des talus :**

$$m_1 = (1 \div 2)$$

et  $m_2 = (1,5 \div 2,5)$

Donc : on prend  $m_1 = 1.5$  et  $m_2 = 2$

- **Largeur au sommet :**

La largeur ( $b_{dp}$ ) est calculée comme suit :

$$b_{dp} = (1/3 \div 1/4) H_{dp} \dots\dots\dots (V.2).$$

On prend  $ber = 1/3 H_{dp}$ . Ce qui donne:  $ber = 0.67 \text{ m}$ .

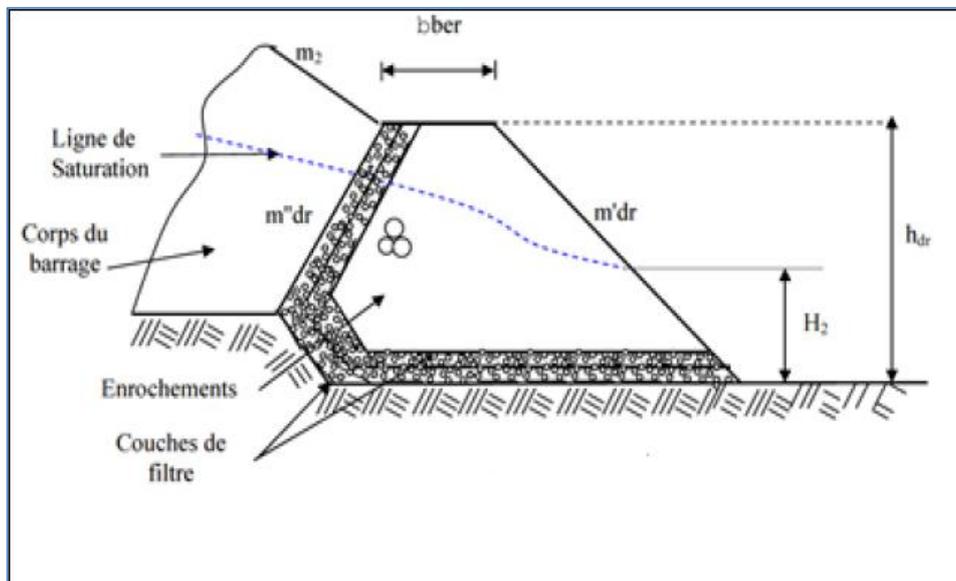
Mais d'après [ANB unitee retenues collinaires, Manuel de conception et projets typiques des digues en terre]. La largeur du prisme dans sa partie supérieure doit être de 3 m pour qu'il puisse être placé et compacté avec les engins de compactage.

- **Largeur en base du drain:**

Elle est exprimé par:

$$B = b_{dp} + (m_1 + m_2) H_{dp} \dots\dots\dots(V.3).$$

**AN:**  $B = 13 \text{ m}$



**Figure V.1 :** Coupe d'un prisme de drainage(Image google).

**B. Dimensionnement du drain tapis**

Le drain tapis est le type de drainage le plus efficace pour la digue, car d'une part, on utilise moins de matériaux saturés, et d' autre part, il contrôle les filtrations de la retenue. Son inconvénient c'est qu'il existe une possibilité d'obstruction qui peut s'avérer très dangereuse. La sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur.

Il se pose habituellement dans la partie avale du massif et au contact de celui-ci avec les fondations.

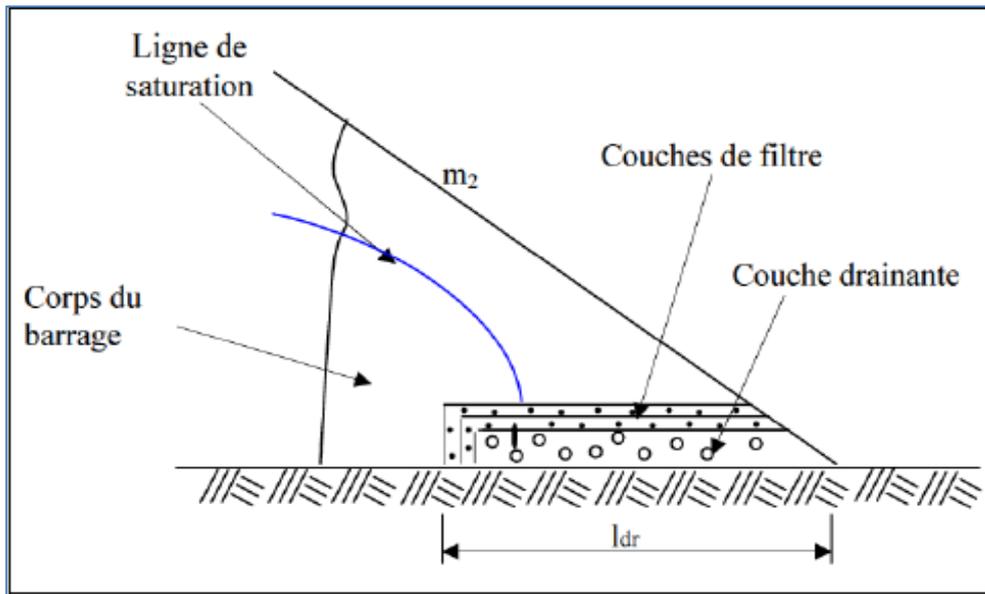


Figure V.2 : Coupe d'un tapis de drainage(Image google).

Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise de la retenue, on trouve environ une valeur de 27m. On recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de  $e=0.80m$

### C. Dimensionnement du drain vertical

Lorsqu'il y a de grands risques d'anisotropie, la seule solution valable est la projection d'un drainage vertical sous forme de bandes d'enrochements ou de graviers protégées de part et d'autre par des filtres de transition (**Figure V.3**). L'eau d'infiltration est acheminée vers l'aval du barrage par un réseau de tuyaux parallèles ou par un drain tapis filtrant s'il faut drainer la fondation.

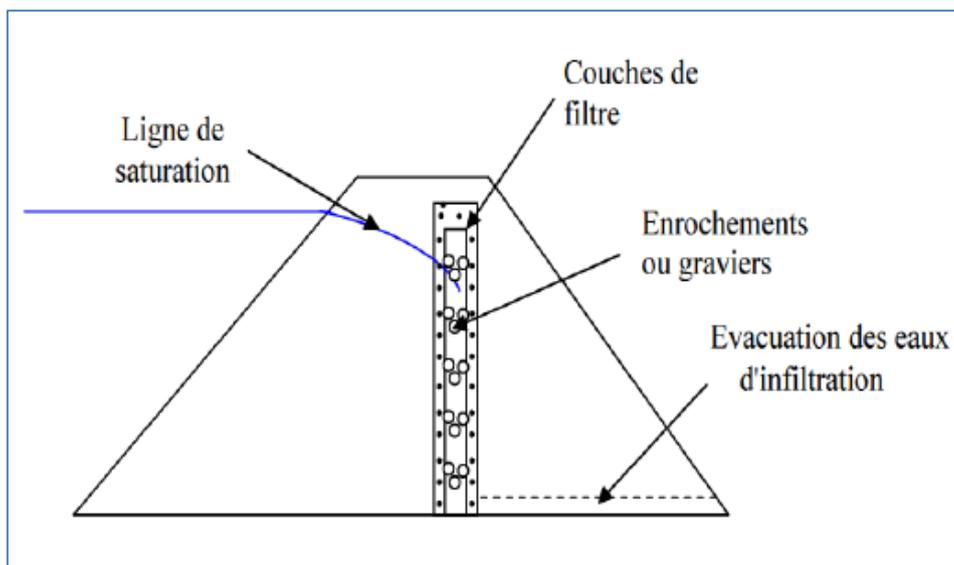


Figure V.3 : Schéma d'un drain vertical(Image google).

La largeur minimale d'un tel drainage est de 1 m nous prenons 2 m, et sa position idéale est à l'aval de l'axe du barrage, sa hauteur doit être supérieure à la hauteur normal de la retenue (NNR) soit  $NNR + 0.2 \div 0.3$  m pour éviter tout risque de contournement.

**Ndr = 637.7m NGA.**

❖ **Clé d'étanchéité :**

Il est recommande d'exécuter une clé d'étanchéité en matériaux argileux compacté a fin de tenir compte de fissurations superficielle et d'hétérogénéités éventuelles, elle sera exécuter dans la continuité de l'axe, ses dimensions sont :

- Largeur minimale à la base de 3 m ;
- Pente de l'ordre de 1/1 ;
- Profondeur de plusieurs mètres avec au minimum 2m par rapport au terrain naturel.

**V.1.2. Les filtres :**

Un filtre est destiné à bloquer la migration des particules fines éventuellement entraînées par la circulation de l'eau dans un massif.

Ils sont constitués de couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et éléments fins des terres drainées. Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont ceux établies par BERTRAM (Université de Harvard), basé sur les conditions de TERZAGHI, perfectionnés en suite par les travaux du corps d'ingénieurs de l'armée et le bureau de réclamation des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984).

La conception des filtres doit obéir a certaines conditions

- ✓ Le filtre ne doit ni se dégrader par entrainement de ses élément, ni se colmater.
- ✓ Il doit posséder une perméabilité supérieur a celle du matériau a protéger
- ✓ Ils doivent être suffisamment fins pour éviter le phénomène de renard

↪ **Critères de conception :**

$$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{85}^{sol}} \leq 4 \div 5 : \text{Condition d'entrainement des particules fines pour le phénomène de renard.}$$

$$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{15}^{sol}} > 4 \div 5 : \text{Condition de perméabilité.}$$

$$\frac{D_{50}^{filtre}}{d_{50}^{sol}} < 25 : \text{Condition de parallélisme des courbes granulométriques.}$$

$$\frac{D_{60}^{filtre}}{D_{10}^{filtre}} \leq 20 : \text{Condition d'uniformité du filtre.}$$

La perméabilité du matériau du filtre peut raisonnablement être estimée par l'expression:

$$K = 0,35 (D_{15})^2 \dots\dots\dots(V.4)$$

Où:  $D_{15}$  [mm]

$K$  [cm/s].

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont:

- Couches horizontales de sables ----- 0,15 m
- Couches horizontales de graviers ----- 0,30 m
- Couches verticales ou inclinées ----- 1,00 m

↪ **Granulométrie de sol a protégé**

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

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

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

Pour construire le fuseau granulométrique nous allons déterminer le  $D_{15}$ ,  $D_{50}$  et  $D_{60}$  du filtre.

$$D_{15 \text{ filtre}} < 5 \times d_{85 \text{ sol}} \dots\dots\dots(V.5)$$

$$D_{15 \text{ filtre}} < 5 \times 0,06 ; D_{15 \text{ filtre}} < 0,3 \text{ mm}$$

$$D_{15 \text{ filtre}} > 4 \times d_{15 \text{ sol}} \dots\dots\dots(V.6)$$

$$D_{15 \text{ filtre}} > 4 \times 0,0008 ; D_{15 \text{ filtre}} > 0,0032 \text{ mm}$$

$$D_{50 \text{ filtre}} < 25 \times d_{50 \text{ sol}} \dots\dots\dots(V.7)$$

$$D_{50 \text{ filtre}} < 25 \times 0,009 ; D_{50 \text{ filtre}} < 0,225 \text{ mm}$$

$$D_{60 \text{ filtre}} < 20 \times D_{10 \text{ filtre}} \dots\dots\dots(V.8)$$

$$D_{60 \text{ filtre}} < 20 \times 0,010 ; D_{60 \text{ filtre}} < 0,02 \text{ mm}$$

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

$$0.0032 \text{ mm} < D_{15 \text{ filtre}} < 0.3 \text{ mm}$$

$$D_{50 \text{ filtre}} < 0.225 \text{ mm}$$

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

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

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

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

En appliquant les conditions citées au par avant on trouve :

$$0.0016\text{mm} < D_{15 \text{ filtre}} < 0.15 \text{ mm}$$

$$D_{50 \text{ filtre}} < 0.113 \text{ mm}$$

Notre filtre est constitué de sable à sable grossier, donc il faut utiliser une épaisseur minimale de 0,15 m pour la couche du filtre horizontale et 1 m pour la couche du filtre verticale.

↪ **Vérification de la condition d'absence du phénomène de renard**

La condition de l'absence du phénomène de renard au massif du sol est vérifiée comme suit :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0.05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots(\text{V.9})$$

**Avec :**  $\eta$  : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre,

$$\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}} \dots\dots\dots(\text{V.10})$$

$$n : \text{Porosité du sol en fonction d'unité ; } n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta \dots\dots\dots(\text{V11})$$

**Ou :**  $n_0 = 0,4$  pour les sols caillouteux

$n_0 = 0,45$  pour les sols argileux.

D'après la courbe granulométriques des filtres :

$$D_5 = 0.0011\text{mm} ; \quad D_{10} = 0.0010\text{mm} ; \quad D_{17} = 0.0018\text{mm} ; \quad D_{60} = 0.013\text{mm}$$

**AN :**  $\frac{0.0011}{0.0018} \geq 0.32 \sqrt[6]{8.125} \cdot (1 + 0.05 \cdot 8.125) \frac{0.3}{1-0.3} \rightarrow 0.61 \geq 0.23$

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

↳ **Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre**

$$K_f \geq (2 + \sqrt[6]{\eta}) \cdot K_N \dots \dots \dots (V.12)$$

$K_f$  : Coefficient de perméabilité du filtre  $4 \cdot 10^{-7}$  m/s.

$K_N$  : Coefficient d'infiltrations du remblai de la digue  $10^{-8}$  m/s.

**AN**:  $K_f \geq 3.4 \cdot 10^{-8}$  m/s , Condition vérifié.

## V.2. Etude des infiltrations

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.

### V.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.

### V.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 débit 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.

**V.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 est basé sur 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 montrer que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$$Y^2 - Y_0^2 - 2XY_0 = 0 \Rightarrow Y = \sqrt{2XY_0 + Y_0^2} \dots\dots\dots(\mathbf{V.13})$$

$$Y_0 = \sqrt{h_e^2 + d^2} - d \dots\dots\dots(\mathbf{V.14})$$

**Avec :**

X et Y : coordonnées dans le plan (x, y).

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0.7b.

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

h<sub>e</sub> : La hauteur d'eau en amont.

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale. Niveau de la retenue normale, h<sub>e</sub> = 10.98 m

**AN :** b=m<sub>am</sub>.h<sub>e</sub>=3\*10.98 = 32.94 m

L'emprise du barrage L<sub>b</sub>= 89.29 m

d=L<sub>b</sub>-(0.7.b)= 89.29-(0.7\*32.94) =59.23 m

On aura donc :  $Y_0 = \sqrt{10.98^2 + (59.23)^2} - 59.23 = 1.01$

D'où l'équation de KOZENY s'écrit sous l'expression suivante :

$$\mathbf{Y^2=2.02 X+1.02\dots\dots\dots(\mathbf{V.15})}$$

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le **tableau V.1**

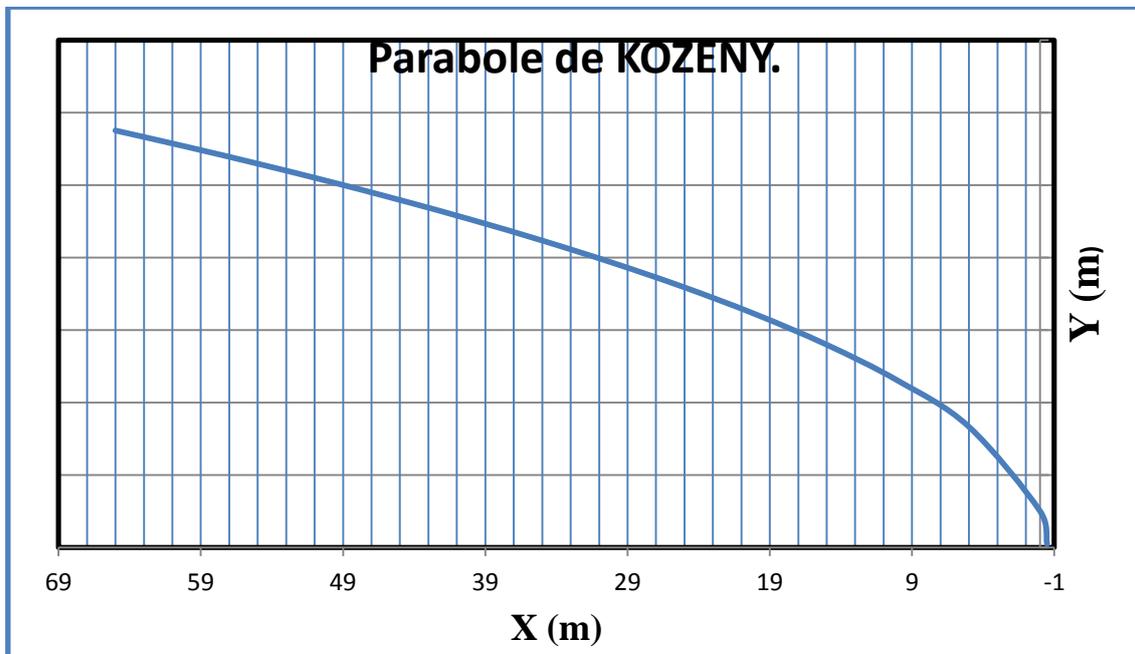
**Tableau V.1** : Coordonnées de la parabole de KOZENY.

<b>X(m)</b>	-0.5	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65
<b>Y(m)</b>	0	1.01	3.3	4.61	5.60	6.44	7.18	7.85	8.47	9.05	9.59	10.10	10.59	11.06	11.5

La parabole coupe le plan d'eau amont en un point A situé à une distance horizontale du talus :  $AB = 0,3 b$ .

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 talus amont en B et tangente à la parabole.

En aval, on fait aboutir la ligne de saturation en un point D sensiblement situé au  $\frac{2}{3}$  de OC.



**Figure V.4** : Représentation de la parabole de KOZENY.

**V.2.2. Débit d'infiltration :**

**A. Pour la digue :**

Nous appliquons la formule de DARCY pour le calcul du débit de fuite a travers la digue.

$$q=K.I.A.....(V.16)$$

**Avec :**

q : Débit de fuite en [m<sup>3</sup>/s/ml] ;

I : Gradient hydraulique adimensionnel ;

A : section d'infiltration par unité de longueur

K : Coefficient de perméabilité [m/s].

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

**Donc :** 
$$q = k.y.\frac{dy}{dx} .....(V.17)$$

**Avec :** 
$$y \frac{dy}{dx} = y_0$$

**D'où :** 
$$q =K.y_0 [m^3/s/ml] .....(V.18)$$

Le débit total à travers le barrage sera :  $Q_d= q.L .....(V.19)$

**AN:**  $q = 7.4.10^{-8} * 1.01 = 7.47.10^{-8} m^3/s/ml .$

D'où:  $Q_d = 7.47.10^{-8} * 89.29 = 6.15.10^{-6} m^3/s.$

$Q_d = 6,15.10^{-6} m^3/s$
----------------------------

**B. Pour la Fondation :**

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de DARCY

$$q = K \cdot I \cdot A \dots\dots\dots (V.20)$$

**Avec :**

K : Coefficient de perméabilité. ( $K = 7.4 \cdot 10^{-8}$  m/s)

I: gradient hydraulique.  $I = \frac{H_b}{L_b}$

( $h_e$  : charge de la retenue,  $L_b$  : L'emprise du barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur.  $A = T \cdot l$  ( $T = 2,5$ m Profondeur du sol de fondation).

**AN:**  $q = K \cdot I \cdot T = 7.4 \cdot 10^{-8} \cdot 0,13 \cdot 2,5 = 2.4 \cdot 10^{-8}$  m<sup>3</sup>/s/ml

D'où:  $Q_F = q \cdot L_b = 2.4 \cdot 10^{-8} \cdot 82.29$   $Q_F = 1,97 \cdot 10^{-6}$  m<sup>3</sup>/s

**C. Débit totale d'infiltration:**

Le débit total à travers le barrage est donné par la somme des débits à travers la digue et la fondation.

D'où:  $Q_b = Q_d + Q_F \dots\dots\dots (V.21)$

**AN:**  $Q_b = 6,15 \cdot 10^{-6} + 1,97 \cdot 10^{-6}$   $Q_b = 8,12 \cdot 10^{-6}$  m<sup>3</sup>/s

**❖ Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :**

La résistance d'infiltration du sol du corps de la digue est donnée par :

$$\frac{\Delta H}{\delta n} \leq I_{adm} \dots\dots\dots (V.22)$$

**Avec :**  $\Delta H$  : perte de charge dans le corps de la digue.

$\delta n$  : épaisseur moyenne de la digue.

$I_{adm}$  : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du **Tableau V.2.**

Tableau V.2: Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage.

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limons	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Comme on l'avait précisé dans le chapitre IV notre barrage et un ouvrage de classe IV et d'après le tableau ci-dessus  $I_{adm}=1.95$

**Donc** :  $\Delta H= 10.98m$  ,  $\delta n=44.15m$  ,  $I=0.25 \leq 1.95$

D'où la résistance à l'infiltration du sol du barrage est assurée.

### V.3. Etude de stabilité :

L'étude d'un projet de digue en terre nécessite la vérification de la stabilité de l'ouvrage aux principaux stades de sa réalisation, et notamment lorsque ses conditions de service sont les plus défavorables, c'est-à-dire lorsque l'eau de la retenue atteint son niveau maximal. L'étude de stabilité correspondante comporte généralement l'étude de l'écoulement permanent à travers la digue et sa fondation et l'étude de stabilité en rupture circulaire du talus aval, cette dernière étant faite à partir des contraintes effectives en prenant en compte les pressions interstitielles obtenues à partir de l'étude d'écoulement.

#### V.3.1. Généralités sur la stabilité des barrages (Talus) :

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (pente des talus en particulier) et des principes de drainage à appliquer. La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique de FELLENIUS et la méthode de BISHOP dite « méthode des tranches », qui est un calcul en rupture circulaire (Méthode conservative).

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

- 1- Soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixent et/ou déterminées à priori.
- 2- Soit par une série de calculs dit dimensionnement, où l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir au coefficient de sécurité souhaité.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

- Le glissement des talus : Il existe plusieurs types :
  - a. Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).
  - b. Glissement en cascade.
  - c. Glissement, puits renard : Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la côte du plan d'eau amont.
- l'instabilité mécanique en fondation.

### **V.3.2. Conséquences de l'instabilité des talus :**

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation. Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- ✓ A la fin de construction (Talus aval).
- ✓ Fonctionnement normal (talus aval).
- ✓ Lors d'une vidange rapide (talus amont).

La vérification des talus du barrage par la méthode grapho-analytique consiste à déterminer le coefficient de stabilité « K », qui est le rapport des moments des efforts de stabilité sur les moments des efforts de basculement (forces motrices), par rapport au centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible «  $k_{adm}$  » déterminé d'après le **Tableau V.3.**

**Tableau V.3 :** Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,2 ÷ 1,3	1,15 ÷ 1,2	1,1 ÷ 1,15	1,05 ÷ 1,1
Spéciales (avec séisme)	1,05 ÷ 1,1		1,05	

Notre barrage fait partie de la IV classe, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme :  $K_{ss,adm} = 1,05 \div 1,1$
- avec séisme :  $K_{as,adm} = 1,05$ .

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

**V.3.3 Ordre de calcul :**

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle de 85° par rapport à la ligne du talus.
3. Tracer les arcs des cercles de rayons  $R_1$  et  $R_2$ , avec :  $R_1 = K_1 H_b$ .  $R_2 = K_2 H_b$ .

$H_b$  : Hauteur totale du barrage ( $H_b = 14m$ ).

( $K_1$ - $K_2$ ) : sont déterminés en fonction des pentes de talus d'après le tableau suivant.

**Tableau V.4 :** Les différentes valeurs de  $K_1$  et  $K_2$ .

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5,5

Pour notre cas :

Talus	Pente du talus	$K_1$	$K_2$	$R_1$ (m)	$R_2$ (m)
Amont	3	1,0	2,3	13.87	31.9
Aval	2,5	0,875	2,025	12.14	28.09

Le centre des rayons étant le point « B ». L'intersection des rayons  $R_1$  ;  $R_2$  avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles. On trace ensuite une courbe de

rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur  $b=0.1R$ , on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la section « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort de séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- ❖ Composante normale (forces stabilisatrices) :  $N = G_n \cdot \cos \alpha$
- ❖ Composante tangentielle (forces motrices) :  $T = G_n \cdot \sin \alpha$

**Avec** :  $\alpha$  : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale

**V.3.4. Calcul des forces appliquées à chaque tranche :**

**a- Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :**

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit :

$$G_n = b (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3) \dots\dots\dots(V.23)$$

Avec :  $h_1$  ,  $h_2$  ,  $h_3$  : hauteurs des tranches;

$\gamma_1$ : densité de la zone du massif située au-dessus de la ligne de saturation;

$\gamma_2$ : densité de la zone du massif située au-dessous de la ligne de saturation;

$\gamma_3$ : densité de l'assise;

$b$  : largeur de la tranche.

**b- Force de pression interstitielle :**

Dans le cas ou le barrage est à son niveau normal dans la retenue (NNR).

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \dots\dots\dots(V.24)$$

U : Pression interstitielle;

dl : Longueur de l'arc délimitant la base de la tranche;

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau = 10KN/m<sup>3</sup>;

h : Hauteur de la tranche.

**c- Forces de cohésion :**

$$F_c = C \cdot dl \dots\dots\dots(V.25)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

**d- Forces dues au séisme :**

$$T = a \cdot G_n \dots\dots\dots(V.26)$$

a : accélération .

G<sub>n</sub> : Poids de la tranche.

**V.3.5. Classement des forces :**

On peut classer toutes ces forces comme suit :

➤ **Les forces stabilisatrices :**

**a. Force de frottement :**

$$F_1 = N n \operatorname{tg} \varphi - U dl \operatorname{tg} \varphi \dots\dots\dots(V.27)$$

$\varphi$  : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

**b. Force de cohésion :**

$$F_c = C \cdot dl \dots\dots\dots(V.28)$$

**Avec :**  $dl = \frac{2\pi R B_i}{360}$

R : rayon de la courbe de glissement;

B<sub>i</sub> : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement;

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N n - U dl) \operatorname{tg}\varphi + c dl] R \dots\dots\dots (V.29)$$

➤ **Les forces motrices :**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle ( $T_n$ ), (force de cisaillement) du poids ( $G_n$ ) qui provoque le glissement du talus. +

-

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (V.30)$$

Remarque :  $\sin \alpha = \frac{\text{Numero d'ordre de la section divisé}}{10}$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

**V.3.6. Calcul du coefficient de sécurité par FELLENIUS pour les différents types de fonctionnement :**

Le coefficient «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de la retenue.

**A. Retenue pleine :**

$$K_{ss} = \frac{\sum(Nn-pi)\operatorname{tg}\varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Gn.\sin\alpha_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.31)$$

$$K_{as} = \frac{\sum(Nn-pi)\operatorname{tg}\varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Gn.\sin\alpha_n + (\frac{1}{\gamma}) \sum Gn.a_{ni}.d_{ni}} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.32)$$

K<sub>ss</sub> : Coefficient de sécurité sans séisme ;

K<sub>as</sub> : Coefficient de sécurité avec séisme.

**B. Retenue vide (Fin de construction) :**

$$K_{ss} = \frac{\sum Nn.\operatorname{tg}\varphi + \sum C.dl}{\sum T_n} \dots\dots\dots (V.33)$$

$$K_{as} = \frac{\sum(Nn-pi)\operatorname{tg}\varphi + \sum Ci.dl}{\sum T_n + (\frac{1}{\gamma}) \sum a.Gn.d_n} \dots\dots\dots (V.34)$$

**C. Vidange rapide :**

Le calcul se fait uniquement pour le talus amont, car la vidange rapide d’une retenue en terre peut lui causer des dégâts.

$$K_{SS} = \frac{\sum Nn.tg\varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum T_{ni}} \geq K_{adm} \dots\dots\dots(V.35)$$

$$K_{as} = \frac{\sum Nn.tg\varphi + \sum Ci.dl}{\sum T_{ni} + (\frac{1}{\gamma}) \sum Gn.a_{ni}.d_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots(V.36)$$

**Tableau V.5:** Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation		Coefficients de sécurité FELLENIOUS	
		Sans séisme K <sub>ss</sub>	Avec séisme K <sub>as</sub>
Fin de construction	<b>Talus aval</b>		
	R1=17.43	1.8	1.52
	R2=21.37	1.98	1.87
	R3=32.88	2.01	1.99
Retenue normal	<b>Talus aval</b>		
	R1=32.20	1.85	1.45
	R2=22.74	2.01	1.87
	R3=18.20	1.75	1.66
Vidange rapide	<b>Talus amont</b>		
	R1=37.37	2.26	1.87
	R2=28.45	2.10	1.90
	R3=22.24	1.98	1.63

**Conclusion :**

On remarque d’après les résultats obtenus des calculs de stabilité par FELLENIOUS que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible avec séisme et sans séisme.

Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus choisie pour notre ouvrage.

## **INTRODUCTION :**

Pendant d'élaboration d'un projet de barrage, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes qui sont considérablement lié à la sécurité et à l'exploitation des barrages. La conception de ces ouvrages doit tenir compte du type de barrage, sa fondation, la géologie des rives de la vallée, ainsi que la topographie du site et l'occupation du site en aval.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue seront.

- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- L'ouvrage de vidage de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.

Chaque catégorie d'ouvrages comporte différentes variantes, présentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrages le plus adéquat a notre retenue.

### **VI.1. Les évacuateurs de crues :**

L'évacuateur de crues doit être en mesure de débiter, sans que le barrage soit submergé, la plus grande crue calculée, survenant lorsque la retenue est à son niveau maximal et sans créer d'érosion en aval risquant d'endommager l'ouvrage.

#### **VI.1.1. 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 de la fondation.
- ✓ La facilité d'entretien.
- ✓ La facilité de modification.
- ✓ Le coût de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories :

**a.** Les évacuateurs à surface libre appelés déversoirs.

**b.** Les évacuateurs vannés, ils peuvent être de fond ou de demi fond : par puits noyé

#### **VI.1.2. Différents types des évacuateurs de crues :**

Selon leur forme et leur emplacement on distingue :

**A. Les évacuateurs de crues de surface ou latéral :**

Les déversoirs à seuils libre se révèlent la meilleure option en termes de fiabilité, simplicité, sécurité, coûts de construction et maintenance. Ils ne nécessitent aucune intervention humaine pour leur fonctionnement et ne sont donc pas susceptible de tomber en panne en cas de crue, ou bien de s'ouvrir intempestivement en période normale. L'évacuateur de surface est le plus répandu en raison de sa facilité d'implantation et ses avantages hydrauliques, on distingue :

**1. Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal :**

L'Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal a un seuil disposé face à la rivière : l'écoulement ne change pas de direction. Il présente les avantages suivants:

- ✓ Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet, ainsi que la facilité de réalisation
- ✓ Le coût de réalisation est peu élevé. Cependant, ils ne permettent aucune maîtrise du débit déversé (et donc des variations de débit à l'aval), ils exigent donc une protection telle qu'un dissipateur d'énergie en aval.

**2. Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral :**

L'évacuateur est à entonnement latéral lorsque le seuil est disposé parallèlement à la rivière : l'écoulement change de direction à 90°. Lorsque le débit de crue est important, le seuil est en principe très long, ce qui conduit en général à choisir ce type d'évacuateur. L'évacuateur de crues latéral à entonnement latéral présente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante. L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

**B. Les évacuateurs vannés de fond ou de demi fond :**

Les évacuateurs de crues de demi-fond ou de fond comportent une partie verticale en forme de puits qui se prolonge par une galerie ou une conduite qui passe sous l'ouvrage ou sous l'un de ses appuis et rejoint la vallée au pied du barrage. Ils fonctionnent en charge normalement sur tout ou partie de leur longueur. De manière générale, les pertuis de fond comprennent deux vannes : une vanne de garde et une vanne de contrôle du débit.

**1. Evacuateur de crues en puits (tulipe) :**

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval. La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice.

Ce type d'ouvrage équipe le plus souvent les grands barrages vu les avantages suivants:

- a. Évacuation d'importants débits ( $80 < Q < 6000$ ) m<sup>3</sup>/s.

**b.** Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs présente les inconvénients suivants :

- a.** Problème de saturation (débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
- b.** Problème de vibration.
- c.** Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- d.** Prévoir des protections anti vortex (coût et entretien).
- e.** Dissipation au pied de la digue.

## **2. Evacuateur de crues en siphon :**

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, il représente les avantages suivants:

- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.

Ses inconvénients sont :

- Amorçage et le désamorçage.
- Entretien indispensable.
- Débit faible à évacuer.
- Dispositif sur le corps de la digue.

### **VI.1.3. Choix de la variante :**

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles.

Ceci nous conduit à rejeter cette variante en plus des difficultés d'implantation. L'évacuateur de crue latéral s'adapte rigoureusement à notre site, du faite que les excavations seront réduites.

« L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal » peut être envisagé, puisque la largeur déversante n'est pas très importante et la topographie permet l'implantation. Le bon fonctionnement et la sûreté de celui si pour les crues dépassant celle de projet et la facilité de réalisation rend cette variante la plus adéquate du côté technique et économique.

### **VI.1.4. Dimensionnement de l'évacuateur de crue:**

L'évacuateur de crues est constitué d'éléments suivants :

- 1- Un canal d'approche.
- 2- Un déversoir.
- 3- Un chenal.
- 4- Un convergent.
- 5- Un coursier.
- 6- Un bassin de dissipation.
- 7- Un canal de restitution.
- 8- des murs bajoyers

**1- Le canal d'approche:**

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider pacifiquement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est peu turbulent avec une vitesse faible.

Donc on doit créer une plate forme d'approche arasée à la cote du niveau normale de la retenue; NNR =637.4 m NGA.

➤ **Vitesse d'approche:**

La vitesse est donnée par la relation suivante:

$$V = \frac{Q}{(m.(h+p)+b).(h+p)} \dots\dots\dots (VI.1)$$

b: largeur du déversoir (b=20 m).

Q: débit évacué (Q=76.2 m<sup>3</sup>/s).

p : hauteur de pelle (p = 1m)

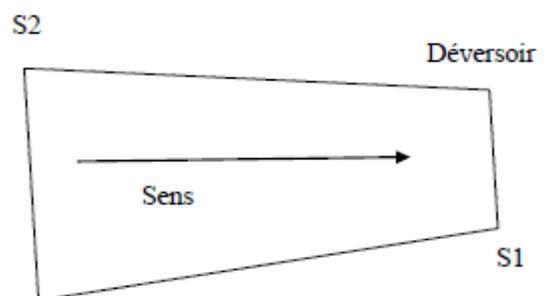
H : charge déversante (h = 1.45 m).

m : fruit de talus du canal d'approche, on prend m = 1 pour le canal non revêtus.

**AN :** On trouve: V=1.25 m/s.

➤ **Paramètres du canal :** Les paramètres de calculs sont résumés comme suit :

Section(S <sub>2</sub> )	
Surface (m <sup>2</sup> )	61.01
périmètre (m)	44.5
rayon hydraulique (m)	1.37
Coefficient de Chézy(m <sup>1/2</sup> /s)	42.15
Hauteur d'eau (m)	2.45



**Figure VI.1:** schéma descriptif du canal d'approche.

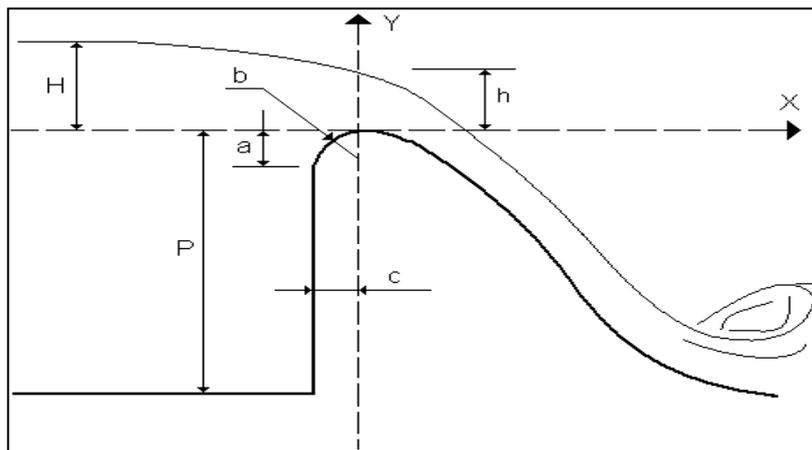
La vitesse admissible pour le sol en place  $V_{adm} = (0,45-1,97)$  m/s

On a :  $V < V_{adm}$  donc pas de risque d'érosion et d'affouillement.

## 2. Le déversoir :

La capacité d'évacuation est contrôlée par le déversoir situé dans la partie amont de l'évacuateur. La partie aval (chenal, coursier, etc.) doit être conçue pour évacuer le débit du déversoir sans perturber le régime d'écoulement. Le débit du déversoir est fonction de la charge sur le seuil et du profil de la crête.

Le profil Creager est généralement adopté puisqu'il conduit à une lame déversante qui adhère à la forme de ce profil en plus il a l'avantage d'éviter toute suppression qui provoque des décollement donc la cavitation et l'érosion par la suite.

**Figure VI.2 :** Les paramètres du profil d'un déversoir

D'après la figure VI.2, on à:

$$a = 0.12 \times H_{dev} = 0.12 \times 1.45 = 0.17 \text{ m}$$

$$b = 0.4 \times H_{dev} = 0.4 \times 1.45 = 0.6 \text{ m}$$

$$c = 0.3 \times H_{dev} = 0.3 \times 1.45 = 0.43 \text{ m}$$

Les coordonnées du profil Creager sont déterminées par la formule suivante et récapitulés dans le tableau VI.1 :

$$Y = 0.5 \frac{X^{1.85}}{H^{0.85}} \dots \dots \dots (VI.2)$$

**Avec:** H : Charge sur le déversoir en[m].

**Tableau VI.1:** Coordonnées du Profil de déversoir de type Creager .

X(m)	Y(m)
0	0
0.2	0.037
0.4	0.134
0.6	0.283
0.8	0.483
1	0.729
1.2	1.022
1.4	1.359
1.6	1.740
1.8	2.163
2	2.629



**Figure VI.3 :** Profil du déversoir

**3- Canal d'écoulement :**

Le canal d'écoulement se situe à l'aval immédiat du déversoir, il doit posséder une pente suffisamment faible ( $i_0 < i_c$ ) pour assurer un écoulement fluvial. La forme rectangulaire est généralement la plus adaptée pour le canal. L'écoulement dans ce canal n'est généralement pas uniforme, car le canal est trop court. Il s'établit un ressaut, juste à l'aval du déversoir, qui conduit à un écoulement fluvial. Dans notre cas, on prend une pente de 0.1 %

➤ **Calcul de la profondeur critique :**

L'écoulement dans le canal est fluvial du fait que la pente est souvent inférieure à la pente critique.

La phase de passage d'un régime fluvial au régime torrentiel ou vis-versa est appelée régime critique où la surface libre occupe le niveau critique, on considère qu'elle est atteinte au point de changement de section.

On calcule la profondeur critique par la formule suivante:

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots \dots \dots (VI.3)$$

**Avec:**

$$q : \text{débit spécifique, } q = \frac{Q}{b} \text{ [m}^2/\text{s]} \dots\dots\dots (\text{VI.4})$$

Q: débit à évacuer (Q=76.2 m<sup>3</sup>/s).

b: largeur du canal (b=20m).

g: Accélération de pesanteur (g=9,81m<sup>2</sup>/s).

$$\underline{\text{AN}} : \quad hc=1,14 \text{ m.}$$

➤ **Calcul de la profondeur normale :**

La profondeur normale  $h_n$  (profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement était uniforme) se déduit de la formule de Chézy.

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I} \dots\dots\dots (\text{VI.5})$$

Avec :

S : section du chenal  $S=b \cdot h_n$  ;

I : pente du chenal  $I=0,1\%$  ;

$$C: \text{coefficient de Chézy, } C = \frac{R^{1/6}}{n} \dots\dots\dots (\text{VI.6})$$

$$R : \text{rayon hydraulique, } R = \frac{S}{P} = \frac{b \cdot h_n}{2 \cdot h_n + b} \dots\dots\dots (\text{VI.7})$$

En remplaçant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (b \cdot h_n)^{5/2} \cdot (2 \cdot h_n + b)^{-3/2} \dots\dots\dots (\text{VI.8})$$

On trouve :  $h_n = 1.33 \text{ m.}$

➤ **La Pente critique :**

La pente critique se détermine a partir de la formule de Manning pour  $h = h_c$  :

$$I_c = \left[ \frac{Q \cdot (b + 2h_c)^{2/3}}{k \cdot (b \cdot h_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots (\text{VI.9})$$

**Avec:**  $I_c$ : la pente critique [m/m].

K: coefficient de Manning –Strickler

On trouve :  $I_c = 0.15 \%$

**Conclusion :**  $I_c = 0.15\% > 0,1\%$  et  $h_c = 1.14 \text{ m} < 1.33\text{m}$

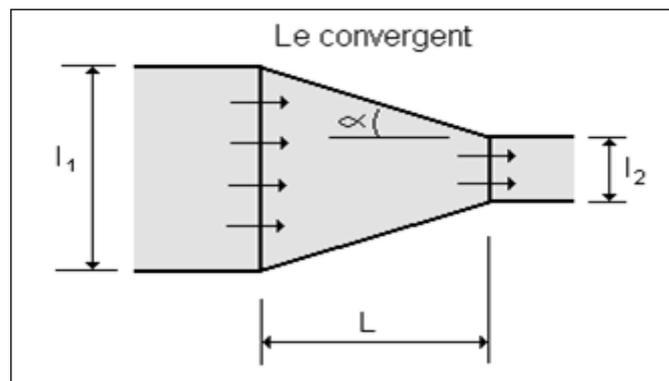
$I < I_c$  et  $h_n > h_c$  les deux conditions sont vérifiées donc l'écoulement est fluvial.

**4- Transition (Le 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 celle du coursier dans sa partie terminale. 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 soit vérifiée :

$$tg(\alpha) < \frac{1}{3F} \dots \dots \dots (VI.10)$$



**Figure VI.4:** Schéma descriptif d'un convergent

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante : (Ref : Manuel de conception et projets typiques des évacuateurs de crues, page33) :

$$L = 1.6(l_1 - l_2) \dots \dots \dots (VI.11)$$

**Avec :**  $l_1$  : Largeur au plafond du bief amont en m.

$l_2$ : Largeur au plafond de la section de contrôle en m c'est la largeur du coursier au même temps.

La largeur finale du convergent se calcule par la formule suivante :

$$l_2 = Q_{max,d}^{0.4} \dots \dots \dots (VI.12)$$

**Avec :**  $L_2$  : largeur finale du convergent [m]

$Q_{\max}$ : débit déversé [m<sup>3</sup>/s].

**AN :**  $l_2 = 6$  m

De cela:  $L=1.6*(20-6) = 20.06$  on prend 21m.

$$tg(\alpha) = \frac{(l_1-l_2)/2}{L} = 0.3$$

Le nombre de Froud est donné par la formule suivante :

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} \dots \dots \dots \text{(VI.13)}$$

**Avec :**

V : vitesse d'écoulement [m/s]

g : l'accélération de la pesanteur .

h : Le tirant d'eau [ m].

**AN :**  $V = \frac{Q}{h \cdot l_1} = 2.63$  m/s ,  $F=0.7 \Rightarrow \frac{1}{3F} = 0.47$ .

D'où :  $tg(\alpha) = 0.3 < \frac{1}{3F} = 0.47$  donc la condition est vérifié.

➤ **Calcul de 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 est égal 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.

$$h = h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9.81} * \frac{76.2^2}{6}} = 2.54 \text{ m} \dots \dots \dots \text{(VI.14)}$$

➤ **La vitesse à la sortie du convergent :**

$$V = \frac{Q}{h \cdot l_2} = 5 \text{ m/s} \dots \dots \dots \text{(VI.15)}$$

**5- Le coursier :**

Le coursier fait suite au chenal d'écoulement et conduit l'eau du convergent au bassin de dissipation. Il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

➤ **La pente critique :**

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique. La pente critique se détermine par la formule de Manning pour (h=h<sub>c</sub>).

$$I_c = \left[ \frac{Q \cdot (b + 2h_c)^{2/3}}{k \cdot (b \cdot h_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots \text{(VI.16)}$$

K: coefficient de Manning-Strickler (K=71.43).

**AN :** I<sub>c</sub> = 0.36 %

➤ **la profondeur normale:**

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme (c'est-à- dire la section transversale et la pente de la surface libre sont constantes) elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme de Manning :

$$Q = K \cdot S \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots \text{(VI.17)}$$

**Avec :**

Q: le débit à évacuer [m<sup>3</sup>/s] ;

S : section du chenal S= b.h<sub>n</sub> ;

I : pente du coursier I=21.9 % ;

R : rayon hydraulique R=S/P.

**AN :** h<sub>n</sub> = 0.64 m

**Conclusion :** I = 21.9% > I<sub>cr</sub> = 0,36% et h<sub>n</sub> = 0.64 m < h<sub>cr</sub> = 2.54m.

Donc le régime d'écoulement dans le coursier est torrentiel.

**Tableau VI.2:** Différents paramètres de calcul de la ligne d'eau.

Q m <sup>3</sup> /s	Strickler	I (m/m)	h <sub>n</sub>	h <sub>c</sub>	L (m)
76.2	71.43	0,219	0.64	2.54	61.8

Les calculs de la ligne d'eau ont été vérifiés par le logiciel " Canal 21 " les résultats sont présentés dans (Tableau VI.3; Figure V.4).

Tableau VI.3: Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Section	X(m)	Y (m)	V(m/s)	Froude	H <sub>s</sub> (m)	J (mm/m)
Amont	0.00	2.50	5,002	1.031	3.829	0.034
1	4.42	1.831	8,362	1.973	4.380	0.0118
2	8.83	1.622	9,773	2.45	5.247	0.0170
3	13.25	1.389	10,225	2.77	6.182	0.022
4	17.66	1.202	10,061	2.93	6.581	0.0275
5	22.05	1.195	11,333	3.31	7.433	0.0328
6	30.91	1.076	11,868	3.653	8.253	0.0382
7	35.33	1.045	12,711	3.970	8.650	0.0435
8	39.74	0.993	12,878	4.126	9.410	0.0489
9	44.16	0.950	13,005	4.26	10.15	0.0542
10	48.58	0.931	13,303	4.402	10.57	0.0594
11	52.99	0.914	14,307	4.778	11.19	0.0646
12	57.41	0.898	14,567	4.908	11.524	0.0746
Aval	61.82	0.884	14,792	5.023	12.06	0.0794

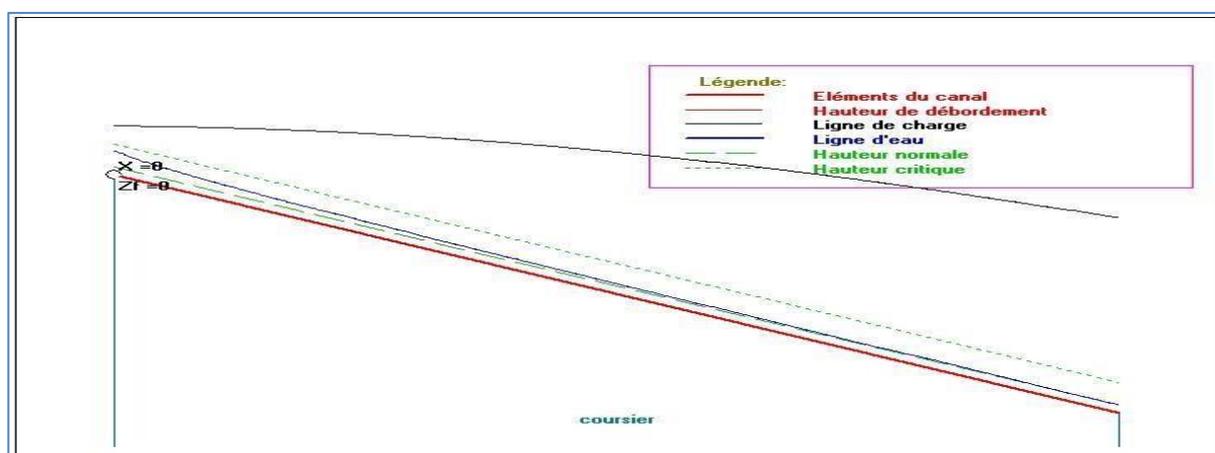


Figure VI.5 : Caractéristiques de l'écoulement dans le coursier (calculées par Canal 21)

- ❖ **Interprétation** : on remarque que les vitesses croît rapidement et atteigne des valeurs très importante ce qui influe sur le régime qui transite entre un régime fluviale a torrentiel.

### 6- Le dissipateur d'énergie:

L'énergie créée à la fin du coursier qui est due aux grandes vitesses 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) "The 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 :  $Fr = 5.023$  donc  $4.5 \leq Fr \leq 9$  Il y'aura formation d'un ressaut stationnaire . Donc on doit projeter un bassin de dissipation type II.

Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes qui sont mis en place pour permettre de raccourcir le bassin et d'éviter le déplacement du ressaut..

#### ➤ Détermination des caractéristiques du bassin :

D'après les données, nous avons :  $Fr = 5.023$  et  $y_1 = 0.884$  m et d'après la formule d'impulsion :

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) \dots \dots \dots \text{(VI.18)}$$

**Avec :**

$y_1$  : Tirant d'eau avant le ressaut en (m).

$y_2$  : Tirant d'eau après le ressaut en (m).

Donc :  $y_2 = 5.55$  m.

#### ➤ Vitesse a la sortie du coursier

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{by_1} \dots \dots \dots \text{(VI.19)}$$

**AN :**  $V = \frac{76.2}{6 \cdot 0.884} = 14.37 \text{ m/s}$

➤ **Longueur du bassin :**

A partir de l'abaque de ANNEXE IV :  $\frac{L}{y_2} = 2.4$

**Donc :**  $L = 13.32 \text{ m}$  , on prend  $L_{\text{bassin}} = 14 \text{ m}$

➤ **Dimensionnements des blocs de chute :**

La hauteur de bloc de chute est calculée comme suit :  $h_1 = y_1 = 0.884 \text{ m}$

Largeur de bloc de chute =  $y_1 = 0.884 \text{ m}$ .

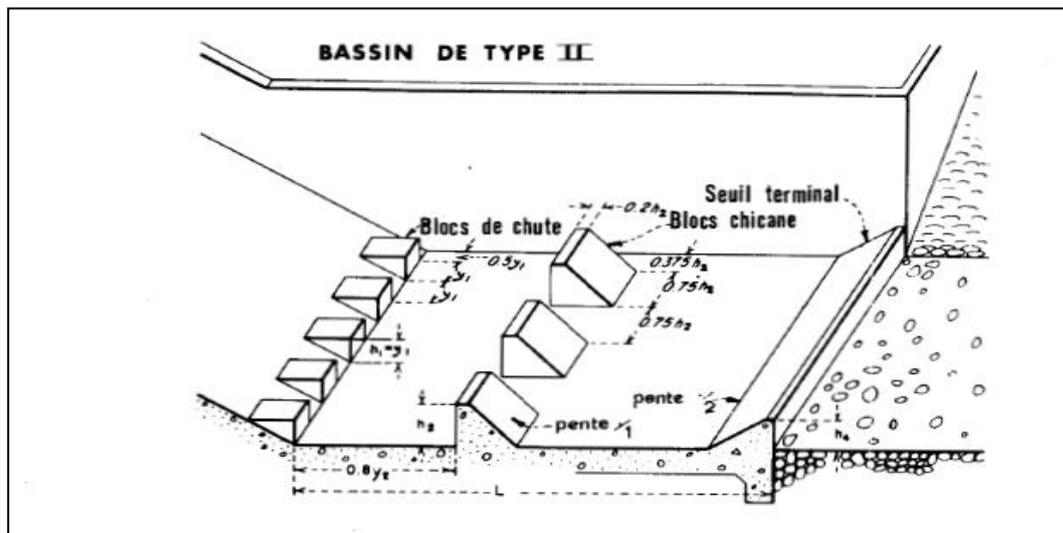
Hauteur des blocs chicanes :  $h_2 = 1.33 \text{ m}$

Espacement :  $e = 0.75 \cdot h_2 = 1 \text{ m}$

Espacement entre les blocs chicane et les blocs de chutes =  $0.8 \cdot y_2 = 4.44 \text{ m}$

Hauteur du seuil terminal :  $h_4 = 1.2 \text{ m}$ .

Le schéma du dissipateur d'énergie type II est présenté dans la **figure V.5** :



**Figure VI.6 :** Bassin de dissipation type II \_USBR

**7- Canal de restitution:**

Le canal de restitution a pour but d'acheminer les eaux évacuées vers le l'oued après la dissipation de son énergie, la forme est trapézoïdale avec un fruit de talus de 1/1.

➤ **La hauteur critique :**

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.105 \cdot \sigma_{cr}^2\right) \cdot K \dots \dots \dots \text{(VI.20)}$$

**Avec** :  $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \dots\dots\dots (VI.21)$

et  $\sigma = \frac{K \cdot m}{b} \dots\dots\dots (VI.22)$

**Donc** :  $h_{cr} = 2.2 \text{ m}$

➤ **Pente critique :**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots\dots\dots (VI.23)$$

**Avec** :  $S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_c$  donc :  $S = 18.04 \text{ m}^2$

$P = b + h \cdot \sqrt{1 + m^2}$  donc :  $P = 9.11 \text{ m}$

$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr}$  donc :  $R_{cr} = 1.97 \text{ m}$

$C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6}$  donc :  $C_{cr} = 56.65 \text{ m}$

**AN** :  $I_{cr} = 0.30\%$

➤ **La profondeur normale**

D'après la formule de manning nous avons le debit :

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I} \dots\dots\dots (VI.24)$$

$$\frac{nQ}{\sqrt{I}} = (13h + h^2)^{5/3} / (13 + h\sqrt{2})^{2/3} \dots\dots\dots (VI.25)$$

Après des approximations successives on trouve  $h_n = 2.8 \text{ m}$

➤ **Vitesse d'écoulement :**

$$V = \frac{Q}{S} = C \cdot \sqrt{R \cdot I} \dots\dots\dots (VI.26)$$

On trouve :  $V = 2.4 \text{ m/s}$

**8- Hauteur des murs bajoyers**

➤ **Hauteur des murs à l'entrée du déversoir :**

$$H_M = h_e + r \dots\dots\dots (VI.27)$$

$H_M$  : Hauteur des murs bajoyers en [m].

$h_e$  : lame d'eau sur le déversoir [m].

$r$  : Revanche de sécurité (m) donnée par :

$$r = 0,61 + 0,14 \cdot V^{1/3} \dots \dots \dots (VI .28)$$

**AN :**  $V=Q/S = 1.52$  m/s de cela :  $r = 0.86$  m

Donc :  $H_M = 2.45 + 0.86 = 3.31$  m.

➤ **Hauteur des murs du chenal :**

$$H_M = h_e + r$$

**Avec :**  $r = 0,6 + 0,05 V_n \cdot (H_n)^{1/3} \dots \dots \dots (VI .29)$

On trouve :  $r = 0.9$  m et  $h = 2.45$  m ,

Donc :  $H_M = 3.35$  m.

➤ **Hauteur des murs au début du coursier :**

$$H_M = h_e + r$$

**Avec :**  $r = 0,6 + 0,05 V_c \cdot (H_c)^{1/3} \dots \dots \dots (VI .30)$

On trouve :  $H_M = 3.35$  m.

➤ **Hauteur des murs a la fin du coursier :**

$$H_M = h_e + r$$

**Avec :**  $r = 0,6 + 0,05 V_f \cdot (H_f)^{1/3} \dots \dots \dots (VI .31)$

On trouve :  $r = 1.2$  m et  $h_e = 0.884$  m donc  $H_M = 2.08$  m

➤ **hauteur de bassin de dissipation :**

$$H_M = h_e + r$$

**Avec :**  $r = (V1 + Y2) \cdot 0.1 \dots \dots \dots (VI .32)$

$$= (14.5 + 5.55) \cdot 0.1 = 2\text{m}$$

On trouve :  $r = 2$  m et  $h_e = 5.55$  m donc  $H_M = 7.55$  m

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d'une épaisseur de 0.3m 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.

### VI.1.5. Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier (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 :

$$b/h < (10 \div 12) \text{ et } Fr^2 < 40 \dots\dots\dots (\text{VI .33})$$

- b : largeur du coursier.
- Fr : Nombre de Froude.
- h : profondeur d'eau minimale dans le coursier.

**AN :**  $b/h = 6/0.884 = 6.8$  et  $Fr^2 = (5.023)^2 = 25.23 < 40$

Les deux conditions sont vérifiées donc pas d'apparition de vagues roulantes.

## VI .2 Dimensionnement de 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.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

Le volume maximum demandé est celui du mois de juillet.  $V_{\max} = 0.073 \text{ Mm}^3$

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} \dots\dots\dots (\text{VI .34})$$

**Avec :** T : temps de prise (T=30 jours a raison de 15h de fonctionnement)

**D'où :**  $Q_{\max} = 0.043 \text{ m}^3/\text{s}.$

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \sqrt{2gH}} \dots\dots\dots (\text{VI . 35})$$

**Avec :**  $\mu$ : coefficient de débit = 0.25

H : charge d'eau minimale H= 4.1 m

**On trouve :**  $S=0.02 \text{ m}^2$

Et de cela le diamètre de la prise d'eau sera égal donc à  $D_{pe} = 159 \text{ mm}.$

Nous prenons :  $D_{pe} = 200 \text{ mm}$

### VI.2.1 Correction du coefficient de débit $\mu$ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i}} \dots \dots \dots \text{(VI.36)}$$

**Avec :**  $\sum \xi_i$ : Somme des coefficients de pertes de charge singulières et elles sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

Donc :  $\sum \xi = 2.09$        $\mu = 0.5$

**A.N** :  $S = 0.013 \text{ m}^2$ .

**Donc :**  $D = 0.167 \text{ m}$ . On prend diamètre normalise :  **$D_{pe} = 200 \text{ mm}$** .

### VI.2.2 calcul de la vitesse:

On sait que :  $V = Q / S \dots \dots \dots \text{(VI.37)}$

De cela on trouve :  $V = 1.37 \text{ m/s}$

## VI.3 Dimensionnement de la vidange de fond:

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage doit être placé en fond de la retenue et ayant une capacité d'évacuation supérieur a celle d'une prise d'eau , il a pour rôle :

- ✓ D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus aval).
- ✓ De vider la retenue pour des raison de surveillance, entretien ou réparation de barrage et de ses ouvrages annexes.
- ✓ De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier)

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise d'eau, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

La conduite en charge est disposé sous le barrage, et pour s'assurer de son étanchéité absolue pour ne pas crée des pressions interstitielles du aux fuites on adopte une conduite en acier enrobé dans du béton munie de redans anti renard.

En plus cette variante est économique.

### VI.3.1 Calcul du débit de vidange:

Nous calculons le débit a évacuer, donc le débit de consommation agricole qui vas être utile a l'irrigation des terrain agricole avoisinante en plus du débit annuel entrant en continu .

En utilisant la formule suivante :

$$Q_{vf} = Q_c + Q_r \dots \dots \dots (VI.38)$$

**AN :**  $Q_{vf} = 0.09 + 0.019 = 0.109 \text{ m}^3/\text{s}$

### VI.3.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gH} \dots \dots \dots (VI.39)$$

D'où :  $S = \frac{Q_{vf}}{\mu \sqrt{2gH}} \dots \dots \dots (VI.40)$

**Avec :**  $Q_{vf}$  : Débit de la vidange de fond (m<sup>3</sup>/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval = 10.98m

$\mu$  : Coefficient de débit :  $\mu \in [0,3 - 0,85]$ .

**AN :** pour  $\mu = 0.4$ ,  $S = 0.036 \text{ m}^2$

Le diamètre de la conduite :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \dots \dots \dots (VI.41)$$

**AN :**  $D_{vf} = 214 \text{ mm}$

On prend un diamètre normalise :  $D_{vf} = 250 \text{ mm}$

### VI.3.3 Correction du coefficient de débit $\mu$ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi i}} \dots \dots \dots (VI.42)$$

**Avec :**  $\sum \xi i$ : Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

- Coefficients des pertes de charge linéaires :

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda l}{D} \dots \dots \dots (VI.43)$$

**Avec :**  $\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \dots \dots \dots (VI.40)$

$\lambda$  : Coefficient de perte de charge

n : Coefficient de rugosité [n = 0,014].

D : Diamètre de la conduite [D = 250 mm].

L : longueur de la conduite de vidange en [m] (L = 95 m).

**AN :**  $\lambda = 0,041$        $\xi_{lin} = 14.67$

- **Coefficient des pertes de charge singulières:**

$$\xi_{\text{entrée}} = 0,50$$

$$\xi_{\text{sortie}} = 0,00$$

$$\xi_{\text{vannes}} = 0,10$$

$$\xi_{\text{grille}} = 0,25$$

$$\underline{\text{AN:}} \quad \sum \xi s = 1.85$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+(1.85+1.67)}} = 0.28$$

De cela :  $S = 0.062$

Donc :  $D_{vf} = 333 \text{ mm}$

On prend un diamètre normalisé  $D_{vf} = 400 \text{ mm}$

### VI.3.4 Calcul du temps de vidange :

On fait les calculs de telle sorte a trouver le temps essentiel que met cette conduite de vidange a évacuer les eaux de toute la retenue.

Au fur et a mesure que la retenue se vide la hauteur d'eau H baisse et de meme pour le debit Q.

Donc on vas découper la hauteur d'eau en tranche et on calculera pour chacune:

- le debit vidangé ou évacuer a l'aide de la formule:

$$Q_{ei} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gHi} \dots \dots \dots \text{(VI .44)}$$

- le temps de vidange pour chaque tranche (i) est donnée par :

$$\Delta ti = \frac{Vi}{Q_{ei}} \dots \dots \dots \text{(VI .45)}$$

**Avec :** Vi : le volume évacué pour chaque tranche.[m<sup>3</sup>]

Les résultats de calcul sont sonnées dans le tableau suivant .

Tableau VI.4: Calcul du temps de vidange.

Niveau d'eau dans la retenue [mNGA]	Volume correspondant [m <sup>3</sup> ]	Volume évacué Vi [m <sup>3</sup> ]	Hauteur d'eau [m]	Debit évacué [m <sup>3</sup> /s]	Debit moyen Qmoy [m <sup>3</sup> /s]	Temps de vidange [s]
637.4	265000		10.98	0,859		
636.5	200500	64500	10.08	0,826	0,841	76541,607
635.5	150500	50000	9.08	0,784	0,801	62098,042
634.5	110300	40200	8.08	0,739	0,758	52760,588
633.5	79900	30400	7.08	0,692	0,712	42453,960
632.5	56000	23900	6.08	0,641	0,662	35829,580
631.5	36400	19600	5.08	0,586	0,609	31916,760
630.5	21200	15200	4.08	0,525	0,551	27334,012
629.5	11000	10200	3.08	0,456	0,485	20766,727
628.5	4900	6100	2.08	0,375	0,409	14663,270
627.5	1100	3800	1.08	0,270	0,314	11769,297
626.5	0	1100	0.08	0,073	0,130	6394,547
Σ T (s)						382528,391
Σ T (j)						4.43

- **Recommandation sur les dispositifs mise en place pour la conduite de vidange :**
  - Il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (colmatage), et d'autre part prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements.
  - Prévoir 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 minimums de vidange qu'ont doit tenir en compte sont donnés dans le (Tableau VI.5).

**Tableau VI.5** : Dispositifs de la vidange de fond en fonction de  $H^2 \cdot \sqrt{V}$

$H^2 \sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position des vannes
$\leq 30$	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	
$\geq 1500$	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne réglable en avale.

**Avec :** H : Hauteur du barrage en [m].

V : Volume d'eau stocké en [ $Mm^3$ ].

**AN:**  $H^2 \sqrt{V} = 82.74$  ,  $30 < H^2 \sqrt{V} < 100$

**De cela :** le diamètre trouver après les calcule effectué est bien adapté en plus de cela on prévoit une vanne en aval.

### Conclusion :

A la fin de ce chapitre nous somme arriver à déterminer les dimensions et particularités de nos ouvrages annexes qui joue un rôle essentiel dans le fonctionnement de notre barrage.

Nous avons opter pour un évacuateur de crue latérale a entonnement frontale et cela pour sa conformité avec les caractéristiques de notre retenue, pour une vidange de fond en charge avec une conduite de 400mm de diamètre et une prise jumelé a cette dernière avec un prélèvement d'eau qui s'effectue à un seul niveau de prise à une côte élevée par rapport à celle du volume mort et Les organes de commandes seront regroupés avec ceux de la vidange au pied aval de la digue.

### Introduction :

La bonne connaissance du site et la conception judicieuse de l'ouvrage ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage, il faut porter soin à l'exécution et les moyens qui y sont consacrés pour la réussite de l'opération.

L'organisation d'un chantier est l'ensemble de dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions d'un projet ou d'un travail quelconque.

Cette organisation consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter. Organiser un chantier revient donc à prendre toutes les mesures possibles pour que la réalisation du projet se fasse:

- ✓ En conformité avec les plans établis;
- ✓ De bonne qualité;
- ✓ Aux moindres délais;
- ✓ Aux moindres coûts;
- ✓ Sans accidents humains.

### VII.1. Installation de chantier :

**1. Installations destinées au personnel :** Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

**2. Installations destinées au stockage des matériaux :** Pour les ciments nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange, ce qui facilite le dosage du béton. Les aciers doivent être stockés dans des endroits à l'abri d'une forte humidité (baraquements, hangars...).

**3. Installations destinées à la réparation des engins :** Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

**4. Installations pour la préfabrication :** Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes ...etc.

### VII.2. Ordre d'exécution des travaux

1. Installation du chantier;
2. Implantation des axes des différents ouvrages;

3. Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dit et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues;

### **VII.3. Successions des opérations du chantier :**

#### **A. Travaux préparatoires :**

- Aménagement des pistes de circulation des engins et des aires de stockage de matériaux de construction;
- Décapage de l'emprise de la digue et des installations du chantier;
- Préparation des zones d'emprunt;
- Déboisement et défrichage de la cuvette.

#### **B. Exécution de l'ouvrage**

- Remblaiement de la clé d'encrage et des fondations jusqu'au terrain naturel;
- Mise en place de la conduite de prise d'eau
- Approvisionnement des matériaux filtrants;
- Exécution du remblai de la retenue;
- Génie civil des ouvrages de prise
- Génie civil de l'évacuateur de crues;
- Mise en place de revêtement des talus;
- Mise en place des équipements hydromécaniques;
- Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de la crête de la digue et de route d'accès....

### **VII.4. Besoins mécaniques des principaux travaux**

Nous prévoyons une route d'accès à tous les ouvrages pendant la construction, les engins utilisés sont:

- Pour l'exécution des déblais et des remblais nous utilisons des bulldozers;
- Pour l'extraction des alluvions nous utilisons des pelles retro;
- Pour le transport des terres nous utilisons des camions à benne;
- Pour les travaux de finition (régalage et compactage) nous utilisons des niveleuses et des compacteurs à pneus.

- Pour le bétonnage on utilise, le plus souvent, des bétonnières pour la fabrication des bétons nécessaires pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur .....

### **1. Travaux de terrassement :**

Les travaux de terrassement sont exécutés avec le même matériel utilisé pour les voies d'accès (bulldozers, pelles retro, camions à benne, niveleuses, compacteurs à pneus...)

### **2. Excavation de la fouille :**

L'excavation de la fouille (à ciel ouvert) se fait à l'aide de bulldozers et des pelles; la succession des travaux est comme suite:

- Creusage et déplacement des terres en utilisant un bulldozer;
- Chargement des terres dans des camions à benne à l'aide d'une pelle chargeuse ou en utilisant des chargeurs;
- Le transport des terres se fait à l'aide des camions à benne qui permettent aussi leur déchargement.

### **3. Exécution de la digue**

#### **a- Décapage de la couche végétale**

- Pour le creusage et le déplacement des terres nous utilisons des bulldozers;
- Des chargeurs sont utilisés pour le chargement des terres;
- Le transport des terres est assuré par des camions à bennes.

#### **b- Exécution de la digue**

Une fois la fondation de la digue préparée, on procède à la mise en place des terres dans le corps de la digue. Cette opération consiste à l'épandage (régalage) des matériaux du remblai, suivi d'un nivellement à l'aide d'une niveleuse, humectation (humidifier) puis compactage jusqu'à l'obtention du degré de compactage exigé par le projet se fait à l'aide des compacteurs à pneus (pour tout type de sols) ou Les compacteurs à pied dameurs (pour les sols fins).

### **Protection des talus :**

- Talus Amont : Enrochement, gravier, sable
- Talus Aval : Couche végétale
- Travaux de finition, aménagement et revêtement de la crête route d'accès.

**4. Réalisation de la vidange de fond :**

- Excavation de la tranchée le long de la trace de la vidange de fond à l'aide d'une pelle mécanique.
- Préparation et mise du béton de propreté pour les conduites le long du tracé .
- Pose des conduites (montage, soudure).
- Réalisation du remblai déverse en argile
- Exécution de la chambre de commande et montage des vannes.
- Réalisation du bassin d'amortissement et en fin le canal de restitution.

**5. Etapes de réalisation de l'évacuateur de crue :**

- Exécution de la fouille de l'évacuateur le long de la trace à l'aide de pelles mécaniques ou de bulldozers
- Aménagement du fond du canal.
- Coffrage : doit avoir une raideur suffisante pour résister à la pression du béton et suffisamment bien ajustés entre eux afin d'éviter les pertes de mortiers, ferrailage, bétonnage, blocs par blocs et mise des joints.
- Protection en enrochement à l'entrée et à la sortie de l'ouvrage.

**6. Rendement des différents engins :**

**a. Engin de prélèvement :**

L'engin utilisé est la "chargeuse-pelleteuse", munie d'une pelle rétro et d'un chargeur. Nous pourrions utiliser aussi l'excavateur; son rendement est estimé à:

$$R_{ex} = gn \frac{K_r \cdot K_u}{K_a} \dots\dots\dots (VII .1)$$

**Avec :** n: nombre de cycles de l'excavateur =3600/T;

T: durée d'un cycle= f (distance et volume de la carrière);

g : capacité du godet= (2,15÷2,5) m<sup>3</sup>;

Kr: coefficient de remplissage du godet = (0,8 ÷0,9);

Ku: coefficient d'utilisation = (0,7 ÷0,9);

Ka: coefficient d'ameublissement du sol = (1,14 ÷1,25).

**b. Engin de transport :**

L'engin le plus souvent utilisé est le camion à benne. Son rendement est estimé à:

$$R_b = 60. Q \frac{K_i \cdot K_u}{T} \dots\dots\dots (VII .2)$$

**Avec :** Q: capacité du camion benne;

Ki: coefficient d'uniformité de présentation du camion de charge  $K_i=0,9$ ;

Ku: coefficient d'utilisation =0,85;

T : durée du cycle de travail = f(chargement, transport, Déchargement, retour a vide).

### **c. Engin de nivellement :**

L'engin qui est utilisé souvent est la niveleuse.Son rendement est estimé à:

$$R_n = q.n.K_u.K_p \dots \dots \dots \text{(VII .3)}$$

- Avec :**
- Q : volume du sol devant la lame de niveleuse;
  - n : nombre de cycle pour une opération complète;
  - Ku: coefficient d'utilisation;
  - Kp: coefficient de perte du sol.

### **d. Engin de compactage :**

Les engins de compactage sont diversifiés et interviennent suivant la nature du sol à compacter et la profondeur. Leur rendement est évalué suivant cette formule:

$$R = K \frac{V.L.H}{N} \dots \dots \dots \text{(VII .4)}$$

- Avec :**
- K: coefficient d'efficience;
  - V: vitesse du compacteur;
  - L: largeur traitée;
  - H: épaisseur de la couche;
  - N: nombre de passes.

## **VII.5 Planification :**

### **VII.5.1 Définition :**

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;

- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

### VII.5.2 Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

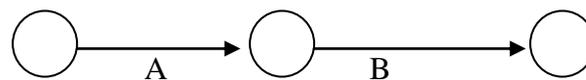
1. Méthodes basées sur le réseau ;
2. Méthodes basées sur le graphique.

#### VII.5.2.1 Méthodes basées sur le réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. Elles peuvent être successives, simultanées, convergentes. On distingue deux types de réseaux :

##### ➤ Réseau à flèches :

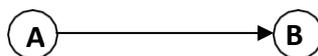
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

##### ➤ Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

#### VI.5.2.1.1 Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- ✓ **Etablissement d'une liste des tâches :** Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.
- ✓ **détermination des tâches antérieures :** Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.
- ✓ **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.5.2.1.2 Différentes méthodes basées sur le réseau :

↪ **Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :** L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

- **1ère phase :** l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;
- **2ème phase :** analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;
- **3ème phase :** adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

↪ **Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technic):** C'est-à-dire une technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

↪ **Méthode P.D.M (Procédure Diagramme Méthode):** C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) relations à savoir :

- Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- Finition de l'opération (A) et commencement de (B) ;
- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

### VII.5.2.2 Méthodes basées sur le graphique :

↪ **Méthode linéaire (ligne of balance technico):** Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

↪ **Méthode à barre :** Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail).

### VII.5.2.3 Les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

- ✓ **la collecte d'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.
- ✓ **la décomposition du projet :** C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

- ✓ **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 .

**VII.5.3 Les paramètres de la méthode C.P.M :**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : Temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{array} \right.$$

**VII.5.3.1 Chemin critique (C.C) :**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$CC \iff \left\{ \begin{array}{l} MT = 0 \\ \sum TR_{c.c} = D.T.P_{cc} \end{array} \right.$$

**VII.5.3.2 Attribution des durées de chaque opération :**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ; Dimensions du projet.
- En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q.N}{n} \dots\dots\dots (VII .5)$$

**Avec :**

Q= Quantité de travail ;

N= Rendement ;

n =Nombre d'équipes.

**VII.5.4 Les plannings :**

Il existe trois types de plan de travail :

**VII.5.4.1 Plan de travail au plus tôt :**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

**VII.5.4.2 Plan de travail au plus tard : (PTPP)**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard, les tâches ne sont pas retardées. l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

**VII.5.4.3 Plan de travail intermédiaire :**

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre une date au plus tôt et date au plus tard. l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

**VII.6 Délai de construction et programme des travaux :**

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de 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 taches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bonne conscience la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;

- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération
- Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir :

- La mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservi par du personnel qualifié;
- Le bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport;
- La combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

## VII.7 Symboles des différentes opérations:

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : Symboles des opérations

Phases des Travaux	Operations	Durée (mois)
<b>Phase 01</b> : Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier.	A	1
<b>Phase 02</b> : Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage;	B	2
<b>Phase 03</b> : Décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange.	C	1
<b>Phase 04</b> : Excavations de l'évacuateur de crues.	D	1
<b>Phase 05</b> : Preparation des zones d'emprunt.	E	2
<b>Phase06</b> : Réalisation (coffrage+coulage) de l'évacuateur de crues.	F	2
<b>Phase 07</b> : Déboisement de la cuvette.	G	3
<b>Phase 08</b> : Remblai de la tranche d'ancrage et des foundations.	H	1
<b>Phase 09</b> : Approvisionnement du filter.	I	2
<b>Phase 10</b> : Mise en place du système de drainage.	J	1
<b>Phase 11</b> : Remblai compacté.	K	4
<b>Phase 12</b> : Revêtements des talus .	L	3
<b>Phase 13</b> : Equipments hydrauliques.	M	1
<b>Phase 14</b> : Travail de finitions.	N	2

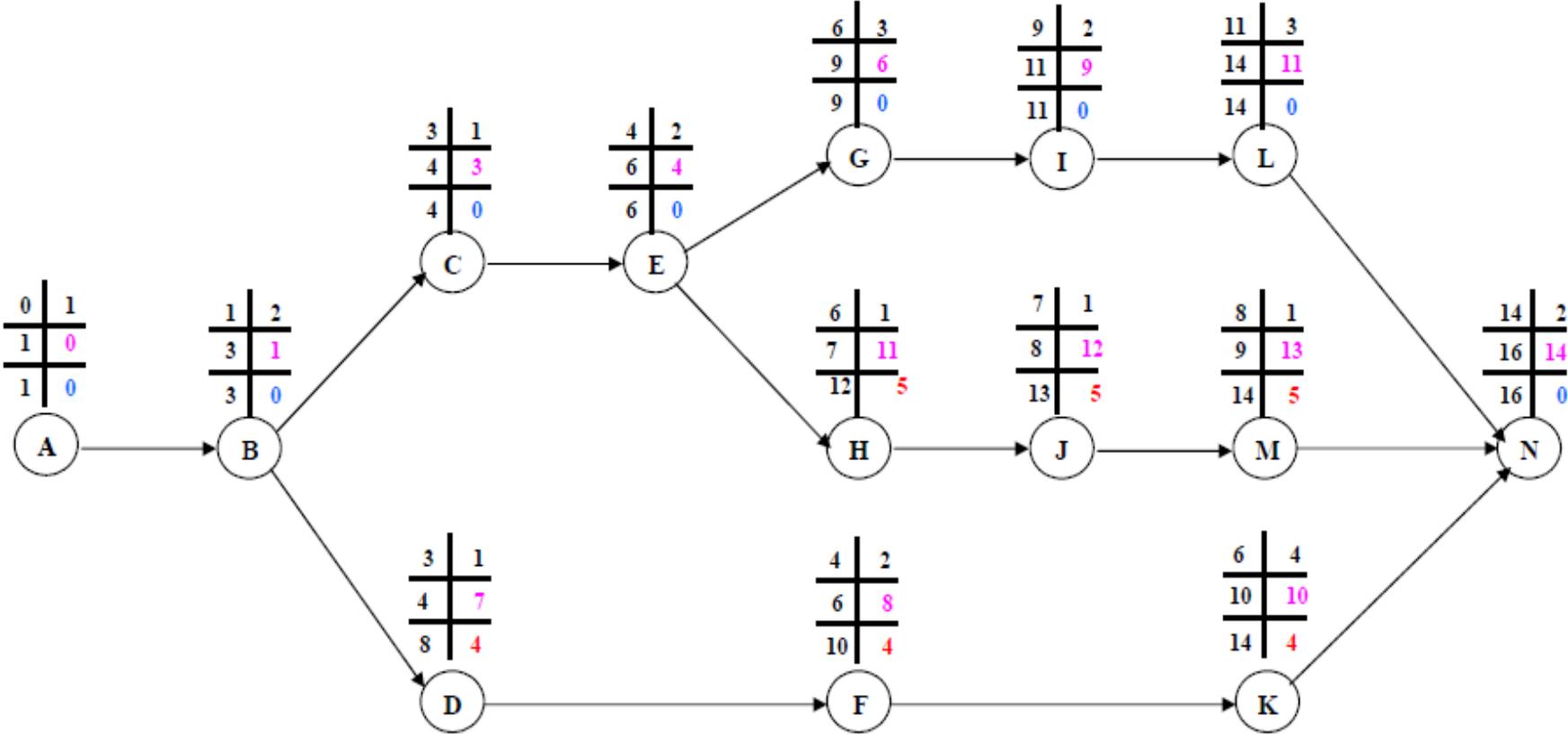


Figure VII.1 : Réseau à nœuds

➤ **Détermination des chemins critiques :**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.2 :** Détermination du chemin critique.

Operation	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
<b>A</b>	1	0	1	0	1	0
<b>B</b>	2	1	3	1	3	0
<b>C</b>	1	3	4	3	4	0
<b>D</b>	1	3	4	7	8	4
<b>E</b>	2	4	6	4	6	0
<b>F</b>	2	4	6	8	1	4
<b>G</b>	3	6	9	6	9	0
<b>H</b>	1	6	7	1	1	5
<b>I</b>	2	9	1	9	1	0
<b>J</b>	1	7	8	1	1	5
<b>K</b>	4	6	1	1	1	4
<b>L</b>	3	1	1	1	1	0
<b>M</b>	1	8	9	1	1	5
<b>N</b>	2	1	1	1	1	0

D'après nos calculs, le temps de réalisation de la retenue collinaire sur oued Larouah est estimé à 16 mois.

**Tableau VII .3 :** Programme des travaux pour la réalisation du la retenue collinaire.

Phase de realisation	Mois 1	Mois 2	Mois 3	Mois 4	Mois 5	Mois 6	Mois 7	Mois 8	Mois 9	Mois 10	Mois 11	Mois 12	Mois 13	Mois 14	Mois 15	Mois 16
<b>Phase01 :</b> Travaux de préparation, installation de chantier	1															
<b>Phase02 :</b> Décapages généraux et ouverture de la tranchée d’ancrage de la tranchée d’ancrage		2														
<b>Phase03:</b> décapage et réalisation de la portion de tranchée d’ancrage au droit de la conduite de vidange.				1												
<b>Phase04:</b> Excavations de l’évacuateur				1												
<b>Phase05:</b> Préparation des zones d’emprunt;					2											
<b>Phase06:</b> Réalisation (coffrage +coulage)					2											
<b>Phase07:</b> Déboisement de la cuvette							3									
<b>Phase08:</b> Remblai de la tranche d’ancrage							1									
<b>Phase09:</b> Approvisionnement du filtre ;										2						
<b>Phas10:</b> Mise en place un système de drainage								1								
<b>Phase11:</b> Remblai compacté						4										
<b>Phase12:</b> Revêtements de talus												3				
<b>Phase13:</b> Equipements hydraulique									1							
<b>Phase14 :</b> Travaux de finitions;																2

## VII.8 Estimation du cout du projet:

Tableau VII. 4 : Récapitulatif du coût des travaux.

<b>Digue</b>			
<b>Travaux</b>	<b>Prix (DA)</b>	<b>Quantité (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Total (DA)</b>
Décapage de la couche de terre végétale	180	5350	963000.00
Remblai	600	32474.55	19484730.00
Enrochements (Rip-Rap)	2000	1500	3000000.00
Graviers	3000	2050	6150000.00
Drain et filtre	3000	2500	7500000.00
<b>Total</b>			<b>47660000</b>
<b>Evacuateur de crue</b>			
Décapage de la terre végétale	180	200	60000
Déblai	400	1000	380000
Confection du béton de propreté dosé à 150 kg/m <sup>3</sup>	4000	100	400000
Confection du béton armé dosé à 350kg/m <sup>3</sup>	42000	350	14700000
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
Joints water stop , injection au mortier bitumineux	2000	510	1020000
<b>Total</b>			<b>17570000</b>

<b>Galerie de dérivation, vidange de fond et prise d'eau</b>			
Déblai	400	200	80000
Remblai	1500	100	150000
Béton armé 350 kg/m <sup>3</sup>	42000	190	4370000
Béton de propreté 150 kg/m <sup>3</sup>	4000	55	220000
Conduite métallique Ø 400	6000	100	60000
Conduite métallique Ø200	4000	100	40000
Vannes Ø400	60000	1 (U)	60000
Vannes Ø 200	40000	1 (U)	40000
<b>Total</b>			<b>5020000</b>

L'estimation totale de l'aménagement s'élève à la somme de : **81 841 221,00 DA.**

### **Conclusion :**

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes.

La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Nous pouvons dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les tâches critiques, et perturbent d'une certaine manière 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.



### Introduction :

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci assurent la protection de la santé des travailleurs.

Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers. Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers. Ces règlements doivent être strictement appliqués, et contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourraient être tenus comme responsables en cas de non application des règles du chantier .

### VIII.1 Causes des accidents de travail :

L'analyse des accidents, les plus fréquents, fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielles).

#### A. Causes humaines : Ces causes sont:

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- 

#### B. Causes techniques : Ces causes sont:

- Les mauvaises conditions de travail.
- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- Le manque d'éclairage.

### VIII.2 Conditions dangereuses dans le chantier :

On peut citer :

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Conditions climatiques défavorables.

### VIII.3 Actions dangereuses :

- intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervention sans précaution sur des machines en mouvement.
- Action sans prévention ou sans autorisation.
- Le non utilisation de l'équipement de protection individuelle.
- L'imprudence durant le travail.
- Le rythme de travail inadapté.

### VIII.4 Mesures préventives:

La protection du personnel doit être assurée de manière bien satisfaisante par les services appropriés.

1. Les appareils de levage doivent être installés sur une surface présentant une résistance suffisante.
2. Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celles fixées.
3. Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
4. Les abris doivent être aérés et chauffés.

### VIII.5 Principales fonction du service de sécurité :

#### A. Etudes:

1. Participation au Comité d'Hygiène et de Sécurité.
2. Analyse des postes de travail « Etude Sécurité».
3. Suggestions du Personnel.
4. Statistique: élaboration et commentaires.
5. Rapport avec l'administration.

#### B. Exécution :

1. Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
2. Réalisations pratiques des suggestions et des études.

#### C. Contrôle :

1. Enquêtes à la suite des accidents.
2. Inspections des installations.
3. Visites périodiques effectuées par les organismes.
4. Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

### D. Animation :

1. Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
2. Equipes de secours.
3. Formation spéciale concernant certaines professions.

### VIII.6 Plan de sécurité de sécurité adapte aux travaux de réalisation :

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé un plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondations profondes.

On a résumé ce plan dans le tableau suivant :

**Tableau VIII. 1** : Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation.

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
Prévenir les risques d'accident par chutes.	Disposition concernant : <ul style="list-style-type: none"> <li>• La réalisation du chantier de jour comme nuit.</li> <li>• Les zones interdites au public.</li> <li>• Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard.</li> <li>• Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages,</li> </ul>
Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Repérage des lignes électriques.</li> </ul>
Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : <ul style="list-style-type: none"> <li>- De renversement des engins ;</li> <li>- De l'éboulement des terrains ;</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.</li> </ul>
Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Interdiction de dépassement et de stationnement.</li> </ul>
Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Définition des lieux de stockage des divers matériaux.</li> <li>• Moyens de calage de chargement et de déchargement.</li> </ul>

Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	<ul style="list-style-type: none"><li>• Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.</li></ul>
Prévenir les chutes des objets.	<ul style="list-style-type: none"><li>• Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.</li></ul>
Prévenir les ruptures des organes de levage.	<ul style="list-style-type: none"><li>• Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules</li></ul>
Heurts des personnes par les outils.	<ul style="list-style-type: none"><li>• Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisante les uns des autres.</li></ul>

**Conclusion :**

Des milliers d'accident graves ont leurs origines dans de simples blessures qu'on aurait pu éviter par l'emploi de dispositifs de sûreté (casque, gants masques, Lunette....)

Tous ces accidents ainsi que les détériorations du matériel qui les accompagnent Fréquemment sont d'autant plus regrettables qu'ils sont presque exclusivement dus à la négligence et à l'inobservation des règles les plus élémentaires de sécurité.

Donc tout le personnel du chantier doit être persuadé que la sécurité, dans la construction du barrage, a la même importance que la qualité du travail et le respect des programmes et du devis. Il lui appartient donc de participer à la lutte contre les accidents du travail et les maladies professionnelles.

## CONCLUSION GENERALE

---

Dans le cadre du mémoire de fin d'études, nous avons essayé d'étudier l'ensemble des aspects qui concernent la faisabilité de la retenue collinaire sur Oued Larouah dans la commune de Sidi Naâmane, wilaya de Médéa.

L'ensemble des éléments qui ont été étudiés ont été basés sur les données de la morphologie du site, la topographie, la géologie, l'hydrologie et la mécanique des sols, et cela a conduit par la suite à établir une étude comparative et rationnelle des variantes, pour dégager la plus adéquate tout en vérifiant sa stabilité.

Au court des différents chapitres du mémoire, nous avons essayé de traiter et d'étudier en détail les principales caractéristiques de la digue. Ce travail a permis de tirer les conclusions suivantes :

- ✓ Du point de vue géologique et géotechnique, le site proposé s'est avéré favorable à l'implantation d'une retenue, sans risque majeur sur les fondations ou l'ancrage de la digue.
- ✓ Le choix d'un barrage type « barrage homogène en argile » On constate que les zones d'emprunt prospectées ont des propriétés adéquates à la réalisation de la retenue, de plus les volumes sont relativement importants, bien au-delà des besoins nécessaires pour la réalisation du corps de la digue.
- ✓ Les ouvrages annexes ont été bien étudiés et dimensionnés selon plusieurs méthodes, le calcul de stabilité a été bien vérifié.
- ✓ La retenue peut assurer la pérennité de l'alimentation en eau pour l'irrigation, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres.

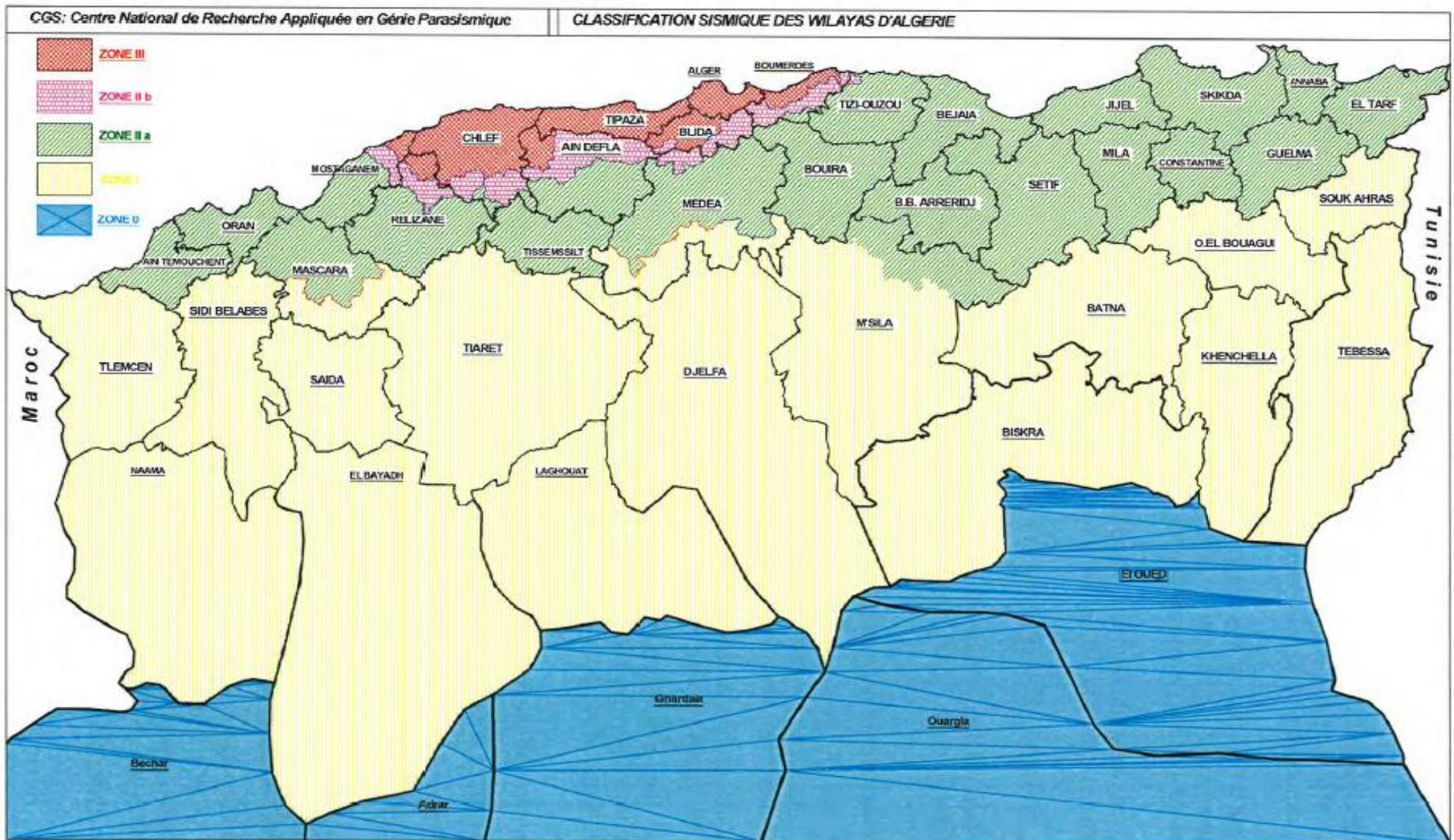
Enfin, on peut dire que cette étude nous a permis d'aborder différents volets qui concernent l'étude de faisabilité d'une retenue collinaire, tout en mettant en pratique toute les notions acquises en théorie le long de notre cursus universitaire.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- **Bernardo, R. A et Santos, L. (Avril 2004).** *Manuel de conception et projet typique des digues en terres : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages.* ANBT Alger.
- **Comité Français des Barrage et Réservoir .(Juin 1993).***Barrages en Remblai.*53 pages.
- **Durand, J.M et Royet,P et Meriaux ,P . (1999).** *Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et Equatoriale.* CEMAGREF, 415 pages.
- **Ministère de l'agriculture. (1998).** *technique des barrages en aménagement rural.*
- **Touaibia,B et Benlaoukli,B.( 2004).** *Introduction au dimensionnement des retenues collinaires.*ISBN 9947-0-0508-9.
- **Touaibia,B et Benlaoukli,B.(Avril 2004).**l'expérience algérienne dans le domaine des études de retenues collinaires ,*Revu des sciences de l'eau*, pp.153-162.
- **Mihoubi,N. (2009).** « classification hydrogéologique des formations lithologiques » *Fonctionnement et gestion hydrogéologique et hydrologique des ressources en eau du bassin de Hammam Grouz*, Thèse magister : Sciences de la terre. Constantine : Université de MONTOURI, p.17.



# ANNEXE I



La carte des zones sismique de l'Algérie et le zonage globale des différentes wilayas .

# ANNEXE I

---

**Tableau** : Coefficient d'accélération de séisme .

Groupe	Zone				Classification des ouvrages selon leur importance
	I	II a	II b	III	
<b>1A</b>	0.15	0.25	0.30	0.40	<b>Ouvrages d'importance vitale</b>
<b>1B</b>	0.12	0.2	0.25	0.30	<b>Ouvrages de grande importance</b>
<b>2</b>	0.10	0.15	0.20	0.25	<b>Ouvrages courants</b>
<b>3</b>	0.07	0.10	0.14	0.18	<b>Ouvrages de faible importance</b>

# ANNEXE II

**Tableau III.53** : Résultats de calcul du laminage par de la méthode **Hildenblat**.

Temps	Q	Qbar	Qbar-q	(Qbar-q).Δt	V+0.5q.Δ t	q
0	0	1,920	1,920	1382,40	265000,00	0
0,5	3,84	9,605	7,605	5475,60	266382,40	2,00
1	15,37	24,975	20,97	13528,60	271858,00	4,133
1,5	34,58	48,025	40,695	34778,04	285386,60	7,33
2	61,47	71,380	53,380	19477,69	320164,64	18,456
2,5	81,29	68,180	33,180	12359,77	339642,33	35,968
3	55,07	47,675	-4,325	-3301,20	352002,10	52,26
3,5	40,28	34,340	-15,660	-5831,40	348700,90	50,381
4	28,4	23,765	-19,565	-9899,40	343285,50	43,33
4,5	19,13	15,630	-19,700	-10055,30	340597,60	35,33
5	12,13	9,610	-18,390	-8100,28	334352,08	28,00
5,5	7,09	5,385	-16,275	-6652,11	322164,31	21,66
6	3,68	2,635	-15,365	-5412,30	319104,10	18,00
6,5	1,59	1,040	-13,96	-4986,88	317855,58	15,201
7	0,49	0,280	-12,720	-3586,05	308238,45	13,369
7,5	0,07	0,035	-10,965	-2085,63	298823,07	11,028
8,05	0	0	-9,00	-1973,82	292231,26	9,00
8,5	0	0	-8,00	-1865,00	286343,00	8,027
9	0	0	-6,50	-1785,43	281574,79	6,512
9,5	0	0	-5,00	-1664,90	277767,86	5,12
10	0	0	-4,00	-1526,40	274711,20	4,053
10,5	0	0	-3,00	-1398,60	273523,40	3,602
11	0	0	-2,50	-1241,99	272344,79	2,50
11,5	0	0	-2,00	-1152,30	271771,21	2,061

# ANNEXE II

**Tableau III.53 : Résultats de calcul du laminage par de la méthode Hildenblat.**

12	0	0	-1,85	-1003,20	270420,81	1,85
12,5	0	0	-1,65	-869,53	269283,94	1,653
13	0	0	-1,42	-689,80	268378,91	1,42
13,5	0	0	-1,02	-608,99	267689,11	1,023
14	0	0	-0,95	-560,00	267080,12	0,952
14,5	0	0	-0,86	-488,60	266520,12	0,86
15	0	0	-0,65	-401,60	266031,52	0,655
15,5	0	0	-0,622	-321,20	265629,92	0,622
16	0	0	-0,50	-260,00	265308,72	0,50
16,5	0	0	-0,333	-239,76	265048,72	0,333
17	0	0	-0,245	-176,40	264808,96	0,245
17,5	0	0	-0,131	-94,32	264632,56	0,131
18	0	0	-0,050	-36,00	264538,24	0,05
18,5	0	0	-0,012	-8,64	264502,24	0,012
19	0	0	-0,005	-3,60	264493,60	0,005
19,5	0	0	0	0,00	264490,00	0

# ANNEXE III

Calculs de stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=17.43m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sina	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\phi$	N*tang $\phi$	dn	a*Gn*dn	
-3	1,74	1,7	0	0	-0,3	0,954	4,523	-1,357	4,315	1,827	2,777	0,57	2,459	17,230	7,793	
-2	1,74	2,5	0	0	-0,2	0,980	6,641	-1,328	6,507	1,779	2,704	0,57	3,709	16,970	11,269	
-1	1,74	3,9	0	0	-0,1	0,995	10,301	-1,030	10,249	1,752	2,663	0,57	5,842	16,860	17,368	
0	1,74	4,4	0	0	0	1,000	11,582	0,000	11,582	1,743	2,649	0,57	6,602	16,690	19,331	
1	1,74	4,8	0	0	0,1	0,995	12,602	1,260	12,539	1,752	2,663	0,57	7,147	16,270	20,503	
2	1,74	5	0	0	0,2	0,980	13,151	2,630	12,885	1,779	2,704	0,57	7,345	16,090	21,160	
3	1,74	5,1	0	0	0,3	0,954	13,256	3,977	12,645	1,827	2,777	0,57	7,208	16,720	22,163	
4	1,74	5	0	0	0,4	0,917	13,020	5,208	11,933	1,902	2,891	0,57	6,802	15,900	20,702	
5	1,74	5	0	0	0,5	0,866	12,942	6,471	11,208	2,013	3,059	0,57	6,389	14,720	19,050	
6	1,74	4,7	0	0	0,6	0,800	12,210	7,326	9,768	2,179	3,312	0,57	5,568	13,730	16,764	
7	1,74	3,6	0	0	0,7	0,714	9,464	6,625	6,759	2,441	3,710	0,57	3,853	13,050	12,351	
8	1,74	1,9	0	0	0,8	0,600	4,968	3,974	2,981	2,905	4,416	0,57	1,699	11,010	5,469	
								33,756				36,324			64,621	193,924

<b>K ss</b>	<b>1.8</b>
<b>K as</b>	<b>1.52</b>

# ANNEXE III

Calculs de stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=21.37m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sina	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\emptyset$	N*tang $\emptyset$	dn	a*Gn*dn
-3	2,14	2,5	0	0	-0,30	0,954	8,014	-2,404	7,645	2,240	3,405	0,570	4,357	19,510	15,635
-2	2,14	3,4	0	0	-0,20	0,980	11,027	-2,205	10,804	2,181	3,315	0,570	6,158	19,720	21,745
-1	2,14	4,2	0	0	-0,10	0,995	13,463	-1,346	13,396	2,148	3,265	0,570	7,636	19,100	25,715
0	2,14	4,8	0	0	0,00	1,000	15,386	0,000	15,386	2,137	3,248	0,570	8,770	18,600	28,619
1	2,14	5,2	0	0	0,10	0,995	16,797	1,680	16,713	2,148	3,265	0,570	9,526	18,320	30,772
2	2,14	5,5	0	0	0,20	0,980	17,630	3,526	17,274	2,181	3,315	0,570	9,846	17,490	30,835
3	2,14	5,5	0	0	0,30	0,954	17,502	5,251	16,696	2,240	3,405	0,570	9,517	16,500	28,878
4	2,14	5,5	0	0	0,40	0,917	17,470	6,988	16,011	2,332	3,544	0,570	9,127	15,970	27,900
5	2,14	5,1	0	0	0,50	0,866	16,220	8,110	14,047	2,468	3,751	0,570	8,007	15,060	24,427
6	2,14	4,5	0	0	0,60	0,800	14,264	8,559	11,412	2,671	4,060	0,570	6,505	14,850	21,183
7	2,14	3,4	0	0	0,70	0,714	10,963	7,674	7,829	2,992	4,548	0,570	4,463	13,250	14,526
8	2,14	1,8	0	0	0,80	0,600	5,770	4,616	3,462	3,562	5,414	0,570	1,973	11,010	6,353

<b>1.98 K<sub>ss</sub></b>	<b>1.98</b>
<b>K<sub>as</sub></b>	<b>1.87</b>

# ANNEXE III

Calculs de stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=32.88m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sina	N=Gn*Cosa	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-5	3,29	0,6	0	1,1	-0,5	0,866	8,710	-4,355	7,543	3,797	5,771	0,57	4,300	21,200	18,465
-4	3,29	1,2	0	1,75	-0,4	0,917	15,560	-6,224	14,261	3,588	5,453	0,57	8,129	20,680	32,179
-3	3,29	1,5	0	2,01	-0,3	0,954	18,500	-5,550	17,648	3,447	5,239	0,57	10,059	20,500	37,925
-2	3,29	1,7	0	2,53	-0,2	0,980	21,992	-4,398	21,547	3,356	5,101	0,57	12,282	20,180	44,379
-1	3,29	2,6	0	2,46	-0,1	0,995	26,238	-2,624	26,107	3,305	5,023	0,57	14,881	19,700	51,689
0	3,29	3,4	0	2,03	0	1,000	27,678	0,000	27,678	3,288	4,998	0,57	15,777	19,310	53,447
1	3,29	4	0	1,63	0,1	0,995	28,443	2,844	28,300	3,305	5,023	0,57	16,131	19,045	54,169
2	3,29	4,4	0	1,48	0,2	0,980	29,710	5,942	29,110	3,356	5,101	0,57	16,593	18,483	54,914
3	3,29	4,6	0	0,63	0,3	0,954	26,283	7,885	25,072	3,447	5,239	0,57	14,291	18,805	49,424
4	3,29	4,7	0	0	0,4	0,917	23,082	9,233	21,155	3,588	5,453	0,57	12,058	18,885	43,590
5	3,29	4,5	0	0	0,5	0,866	22,204	11,102	19,229	3,797	5,771	0,57	10,961	18,050	40,078
6	3,29	4,1	0	0	0,6	0,800	20,019	12,011	16,015	4,110	6,247	0,57	9,129	18,424	36,883
7	3,29	3,3	0	0	0,7	0,714	16,177	11,324	11,553	4,604	6,998	0,57	6,585	18,054	29,206
8	3,29	2	0	0	0,8	0,600	9,958	7,966	5,975	5,480	8,330	0,57	3,406	18,414	18,336
9	3,29	0,7	0	0	0,9	0,436	3,679	3,311	1,604	7,543	11,466	0,57	0,914	19,187	7,059

K ss	2.01	K as	1.99
------	------	------	------

# ANNEXE III

Calculs de stabilité pour le cas du fonctionnement normale talus aval (R=18.20)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sina	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\theta$	N*tang $\theta$	Ui	Ui*dli	Ui*tang $\theta$	dn	a*Gn*dn
-3	1,7	1,73	0	0	-0,25	0,97	4,52	-1,13	4,38	1,80	2,74	0,57	2,50	0	0	0,000	17,230	7,79
-2	1,7	2,54	0	0	-0,167	0,99	6,64	-1,11	6,55	1,77	2,69	0,57	3,73	0	0	0,000	16,970	11,27
-1	1,7	3,94	0	0	-0,083	1,00	10,30	-0,86	10,27	1,75	2,66	0,57	5,85	0	0	0,000	16,860	17,37
0	1,7	4,43	0	0	0	1,00	11,58	0,00	11,58	1,74	2,65	0,57	6,60	0	0	0,000	16,690	19,33
1	1,7	4,82	0	0	0,083	1,00	12,60	1,05	12,56	1,75	2,66	0,57	7,16	0	0	0,000	16,270	20,50
2	1,7	5,03	0	0	0,167	0,99	13,15	2,19	12,97	1,77	2,69	0,57	7,39	0	0	0,000	16,090	21,16
3	1,7	5,07	0	0	0,25	0,97	13,26	3,31	12,83	1,80	2,74	0,57	7,32	0	0	0,000	16,720	22,16
4	1,7	4,98	0	0	0,333	0,94	13,02	4,34	12,28	1,85	2,81	0,57	7,00	0	0	0,000	15,900	20,70
5	1,7	4,95	0	0	0,417	0,91	12,94	5,39	11,76	1,92	2,91	0,57	6,71	0	0	0,000	14,720	19,05
6	1,7	4,67	0	0	0,5	0,87	12,21	6,10	10,57	2,01	3,06	0,57	6,03	0	0	0,000	13,730	16,76
7	1,7	3,62	0	0	0,583	0,81	9,46	5,52	7,69	2,15	3,26	0,57	4,38	0	0	0,000	13,050	12,35
8	1,7	1,9	0	0	0,667	0,75	4,97	3,31	3,70	2,34	3,55	0,57	2,11	0	0	0,000	11,010	5,47

<b>K ss</b>	<b>1.75</b>
<b>K as</b>	<b>1.66</b>

# ANNEXE III

## Calculs de stabilité pour le cas du fonctionnement normale talus aval (R=22.74m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sina	N=Gn*Cosa	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	2,1	2,5	0	0	-0,40	0,917	8,014	-3,206	7,345	2,332	3,544	0,57	4,186	0	0	0	15,900	12,742
-3	2,1	3,44	0	0	-0,30	0,954	11,027	-3,308	10,519	2,240	3,405	0,57	5,996	0	0	0	15,900	17,533
-2	2,1	4,2	0	0	-0,20	0,980	13,463	-2,693	13,191	2,181	3,315	0,57	7,519	0	0	0	15,340	20,652
-1	2,1	4,8	0	0	-0,10	0,995	15,386	-1,539	15,309	2,148	3,265	0,57	8,726	0	0	0	14,850	22,849
0	2,1	5,24	0	0	0,00	1,000	16,797	0,000	16,797	2,137	3,248	0,57	9,574	0	0	0	14,440	24,255
1	2,1	5,5	0	0	0,10	0,995	17,630	1,763	17,542	2,148	3,265	0,57	9,999	0	0	0	14,140	24,929
2	2,1	5,46	0	0	0,20	0,980	17,502	3,500	17,148	2,181	3,315	0,57	9,775	0	0	0	13,960	24,433
3	2,1	5,45	0	0	0,30	0,954	17,470	5,241	16,665	2,240	3,405	0,57	9,499	0	0	0	13,900	24,283
4	2,1	5,06	0	0	0,40	0,917	16,220	6,488	14,866	2,332	3,544	0,57	8,473	0	0	0	13,960	22,643
5	2,1	4,45	0	0	0,50	0,866	14,264	7,132	12,353	2,468	3,751	0,57	7,041	0	0	0	14,160	20,198
6	2,1	3,42	0	0	0,60	0,800	10,963	6,578	8,770	2,671	4,060	0,57	4,999	0	0	0	14,480	15,874
7	2,1	1,8	0	0	0,70	0,714	5,770	4,039	4,121	2,992	4,548	0,57	2,349	0	0	0	14,980	8,643
8	2,1	3,42	0	0	0,80	0,600	10,963	8,770	6,578	3,562	5,414	0,57	3,749	0	0	0	15,460	16,949
9	2,1	2,57	0	0	0,90	0,436	8,238	7,414	3,591	4,903	7,452	0,57	2,047	0	0	0	16,540	13,626

<b>K ss</b>	<b>2.01</b>
<b>K as</b>	<b>1.78</b>

# ANNEXE III

Calculs de stabilité pour le cas du fonctionnement normale talus aval (R=32.20m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sina	N=Gn*Cosa	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	3,3	1	0	1,5	-0,4	0,917	13,159	-5,263	12,060	3,588	5,453	0,570	6,874	1	5	0,844	25,830	33,989
-3	3,3	2	0	2,2	-0,3	0,954	21,790	-6,537	20,786	3,447	5,239	0,570	11,848	2	8	1,243	25,050	54,583
-2	3,3	2,9	0	2,3	-0,2	0,980	26,534	-5,307	25,998	3,356	5,101	0,570	14,819	2	8	1,311	24,420	64,796
-1	3,3	3,8	0	2,5	-0,1	1	32,236	-3	32,074	3,305	5,023	0,570	18,282	2	8	1,402	24,130	77,784
0	3,3	4,8	0	2	0,0	1,000	34,785	0,000	34,785	3,288	4,998	0,570	19,828	2	7	1,157	23,910	83,172
1	3,3	5,9	0	1,6	0,1	0,995	38,139	3,814	37,948	3,305	5,023	0,570	21,630	2	5	0,929	23,600	90,008
2	3,3	6,9	0	1,5	0,2	0,980	42,159	8,432	41,307	3,356	5,101	0,570	23,545	1	5	0,844	23,470	98,947
3	3,3	7,4	0	0,6	0,3	0,954	39,668	11,900	37,841	3,447	5,239	0,570	21,569	1	2	0,359	23,500	93,220
4	3,3	6,8	0	0	0,4	0,917	33,340	13,336	30,557	3,588	5,453	0,570	17,417	0	0	0,000	23,820	79,417
5	3,3	5,7	0	0	0,5	0,866	28,162	14,081	24,389	3,797	5,771	0,570	13,902	0,000	0,000	0,000	24,290	68,405

<b>K<sub>ss</sub></b>	<b>1.85</b>
<b>K<sub>as</sub></b>	<b>1.45</b>

# ANNEXE III

## Calculs de stabilité pour le cas de vidange rapide (R=22.24m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sina	N=Gn*Cosa	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	2,2	0	0,880	0	-0,30	0,954	5,265	-1,579	5,022	2,331	3,544	0,57	2,863	23,950	12,609
-2	2,2	0	2,970	0	-0,20	0,980	17,768	-3,554	17,409	2,270	3,450	0,57	9,923	23,288	41,379
-1	2,2	0	4,640	0	-0,10	0,995	27,759	-2,776	27,620	2,235	3,398	0,57	15,743	22,774	63,219
0	2,2	0	5,910	0	0,00	1,000	35,357	0,000	35,357	2,224	3,380	0,57	20,153	22,427	79,295
1	2,2	0	6,780	0	0,10	0,995	40,562	4,056	40,358	2,235	3,398	0,57	23,004	22,261	90,295
2	2,2	0	7,210	0	0,20	0,980	43,134	8,627	42,263	2,270	3,450	0,57	24,090	22,285	96,125
3	2,2	0	7,240	0	0,30	0,954	43,314	12,994	41,319	2,331	3,544	0,57	23,552	22,503	97,469
4	2,2	1,650	6,760	0	0,40	0,917	45,947	18,379	42,111	2,427	3,688	0,57	24,003	22,911	105,268
5	2,2	3,980	4,070	0	0,50	0,866	37,626	18,813	32,585	2,568	3,903	0,57	18,574	23,499	88,418
6	2,2	1,330	0	0	0,60	0,800	4,437	2,662	3,550	2,780	4,226	0,57	2,023	24,310	10,786

<b>K<sub>ss</sub></b>	<b>1.98</b>
<b>K<sub>as</sub></b>	<b>1.63</b>

# ANNEXE III

Calculs de stabilité pour le cas de vidange rapide (R=28.45m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sina	N=Gn*Cosa	dli	C*dli	tang $\phi$	N*tang $\phi$	dn	a*Gn*dn
-4	2,845	0,00	2,020	0	-0,40	0,917	15,459	-6,184	14,169	3,104	4,718	0,57	8,076	32,990	51,000
-3	2,845	0,00	4,230	0	-0,30	0,954	32,372	-9,712	30,881	2,982	4,533	0,57	17,602	31,890	103,236
-2	2,845	0,00	6,060	0	-0,20	0,980	46,377	-9,275	45,440	2,904	4,414	0,57	25,901	30,940	143,492
-1	2,845	0,00	7,540	0	-0,10	0,995	57,704	-5,770	57,415	2,859	4,346	0,57	32,726	30,170	174,093
0	2,845	0,00	8,670	0	0,00	1,000	66,352	0,000	66,352	2,845	4,324	0,57	37,821	29,600	196,402
1	2,845	0,00	9,150	0	0,10	0,995	70,025	7,003	69,674	2,859	4,346	0,57	39,714	29,500	206,575
2	2,845	0,00	9,360	0	0,20	0,980	71,633	14,327	70,185	2,904	4,414	0,57	40,006	29,420	210,743
3	2,845	0,00	9,360	0	0,30	0,954	71,633	21,490	68,333	2,982	4,533	0,57	38,950	29,590	211,961
4	2,845	0,00	8,950	0	0,40	0,917	68,495	27,398	62,777	3,104	4,718	0,57	35,783	30,000	205,484
5	2,845	2,19	5,860	0	0,50	0,866	54,193	27,096	46,932	3,285	4,993	0,57	26,751	30,650	166,101
6	2,845	4,21	2,360	0	0,60	0,800	36,027	21,616	28,822	3,556	5,406	0,57	16,428	62,510	225,207
7	2,845	4,29	0,000	0	0,70	0,714	18,308	12,815	13,074	3,984	6,055	0,57	7,452	32,550	59,591
8	2,845	0,77	0	0	0,80	0,600	3,286	2,629	1,972	4,742	7,207	0,57	1,124	21,687	7,126

<b>K<sub>ss</sub></b>	<b>2.10</b>
<b>K<sub>as</sub></b>	<b>1.90</b>

# ANNEXE III

## Calculs de stabilité pour le cas de vidange rapide (R=37.37m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	3,737	0	2,92	0,81	-0,4000	0,9165	34,3479	-13,739	31,480	4,077	6,198	0,57	17,944	17,636	60,576
-3	3,737	0	4,09	1,91	-0,3000	0,9539	52,8920	-15,868	50,456	3,917	5,955	0,57	28,760	17,200	90,974
-2	3,737	0	5,14	2,63	-0,2000	0,9798	67,8867	-13,577	66,515	3,814	5,797	0,57	37,914	16,657	113,079
-1	3,737	0	6,25	2,99	-0,1000	0,9950	81,2648	-8,126	80,857	3,756	5,709	0,57	46,089	16,201	131,657
0	3,737	0	7,36	2,99	0,0000	1	92,4231	0,00	92,423	3,737	5,680	0,57	52,681	15,845	146,444
1	3,737	0	8,48	2,64	0,1000	0,9950	101,5238	10,152	101,015	3,756	5,709	0,57	57,579	15,604	158,418
2	3,737	0	9,59	1,92	0,2000	0,9798	108,2426	21,649	106,056	3,814	5,797	0,57	60,452	15,488	167,646
3	3,737	0	10,7	0,81	0,3000	0,9539	112,5566	33,767	107,372	3,917	5,955	0,57	61,202	15,502	174,485
4	3,737	0	11,08	0	0,4000	0,9165	111,3820	44,553	102,083	4,077	6,198	0,57	58,187	15,649	174,302
5	3,737	1,62	8,53	0	0,5000	0,8660	94,8290	47,414	82,124	4,315	6,559	0,57	46,811	15,926	151,025
6	3,737	3,67	4,95	0	0,6000	0,8000	70,3322	42,199	56,266	4,671	7,100	0,57	32,071	16,328	114,838
7	3,737	5,85	0,42	0	0,7000	0,7141	37,0142	25,910	26,433	5,233	7,954	0,57	15,067	16,840	62,332
8	3,737	2,63	0	0	0,8000	0,6000	14,7425	11,794	8,845	6,228	9,467	0,57	5,042	17,444	25,717

<b>K ss</b>	<b>2.2</b>
<b>K as</b>	<b>1.87</b>

# ANNEXE III

---

# ANNEXE IV

## Bassin de dissipation de type II

