

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE - ARBAOUI Abdellah –

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

# MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

## THEME DU PROJET

### ETUDE DE VARIANTES DE LA DIGUE DU BARRAGE DE TABEGGART (W.BATNA)

#### PRESENTE PAR

Djalal KRIBES

#### Devant les membres du jury

B.TOUAIBIA

Professeur

Présidente

A.ZEROUAL

Maître de Conférences (B)

Examineur

M.BOUZIANE

Maître Assistant (A)

Examineur

E.OSMANI

Maître Assistant (A)

Examineur

M.K.MIHOUBI

Professeur

Promoteur

28 Juin 2017





## ملخص:

تطرقنا من خلال هذا المشروع إلى دراسة شاملة لإنشاء سد على مستوى واد تابقارت الواقع في إقليم ولاية باتنة، وهذا في إطار عملية تزويد حوالي أكثر من 800 هكتار من الأراضي الفلاحية المجاورة بمياه السقي. وفق الدراسة الجيولوجية والهيدرولوجية تمكنا من تصميم السد البالغ ارتفاعه 30 مترا بسعة استيعاب تقدر بحوالي 14 مليون متر مكعب على امتداد 984 متر، بالإضافة إلى التحقق من ثبات المنشأة.

فيما يخص تنظيم مراحل الأشغال وتجهيزات الاستغلال تم التعمق في هذين الجانبين من أجل السيرورة الحسنة لتحقيق المشروع واستغلاله على أكمل وجه.

## Résumé :

Le présent travail a pour objectif l'étude de faisabilité du barrage Tabeggart (Wilaya de Batna), une étude qui comporte les différents volets d'études permettant de dimensionner l'ouvrage constitué d'une digue d'une 30 mètre de haut mobilisant une capacité de près 14 millions de m<sup>3</sup>. L'aménagement est doté des instruments d'auscultations afin de garantir son bon fonctionnement et de pouvoir satisfaire les besoins de près 800 ha de terre arable situé à l'aval du réservoir

## Abstract :

In the present work we have done a technical and economic study for the establishment of dam in wadi Tabeggart, in Wilaya of Batna, in order to supply more than 800 ha of agricultural land. According to geological and hydrological results the dam is 30 meter high for the storage of 14 million cubic meters. The organization of construction site and auscultation equipments are fully detailed conforming to Algerian regulation.

# Table de matières

<b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre I : SITUATION DU SITE DU BARRAGE ET SYNTHESE DES TRAVAUX D'ETUDES ANTERIEURES.....</b>	<b>2</b>
<b>Introduction.....</b>	<b>2</b>
<b>I.1 Choix du site du barrage.....</b>	<b>2</b>
<b>I.2 Présentation du site du barrage.....</b>	<b>2</b>
<b>I.3 Situation géographique du barrage.....</b>	<b>3</b>
<b>I.3.1 Situation géographique.....</b>	<b>3</b>
<b>I.3.2 Situation hydrographique.....</b>	<b>4</b>
<b>Conclusion.....</b>	<b>4</b>
<b>Chapitre II : ETUDE DE GEOLOGIQUE, GEOTECHNIQUE ET SEISMICITE.....</b>	<b>5</b>
<b>Introduction.....</b>	<b>5</b>
<b>II.1 Etude géologique.....</b>	<b>5</b>
<b>II.1.1 Description géologie de la région.....</b>	<b>5</b>
<b>II.1.2 Géologie du site.....</b>	<b>5</b>
<b>II.1.3 Géologie de la fondation.....</b>	<b>7</b>
<b>II.2 Sismicité.....</b>	<b>8</b>
<b>II.2.1 Critères du risque sismique.....</b>	<b>8</b>
<b>II.3 Zones d'emprunt.....</b>	<b>10</b>
<b>II.4 Etude Géotechnique.....</b>	<b>11</b>
<b>II.4.1 Site du barrage.....</b>	<b>11</b>
<b>II.4.2 Zones d'emprunt.....</b>	<b>11</b>
<b>II.4.3 Zone de carrière potentielle.....</b>	<b>17</b>
<b>Conclusion.....</b>	<b>17</b>
<b>Chapitre III : ETUDE HYDROLOGIQUE.....</b>	<b>18</b>
<b>Introduction.....</b>	<b>18</b>
<b>III.1 Caractéristiques géométriques du bassin.....</b>	<b>18</b>
<b>III.2 Hypsométrie du bassin versant.....</b>	<b>20</b>
<b>III.2.1 Le relief.....</b>	<b>20</b>
<b>III.2.2 Caractéristiques hydrographique du bassin.....</b>	<b>24</b>
<b>III.3 Etude de précipitation.....</b>	<b>30</b>
<b>III.3.1 Homogénéisation des données.....</b>	<b>30</b>
<b>III.3.2 Ajustement des précipitations maximales journalières.....</b>	<b>32</b>

III.3.3 Pluies de courtes durées et leurs intensités à différentes fréquences .....	38
III.3.4 Etude des apports .....	42
III.3.5 Transport solide et détermination du volume mort.....	49
III.4 Etude des crues .....	51
III.4.1 Construction de l'hydrogramme de crue par la méthode de Sokolovsky.....	55
III.4.2 Régularisation de l'écoulement.....	59
III.5 Laminage des crues.....	72
III.5.1 Méthode de MUSKINGUM .....	73
III.6 Optimisation.....	81
III.6.4 Calcul des coûts.....	84
Conclusion.....	90
<b>Chapitre IV : ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE.....</b>	<b>91</b>
Introduction .....	91
IV.1 Pré-sélection du type du barrage.....	91
IV.1.1 Barrages en béton compacté au rouleau (BCR).....	91
IV.1.2 Barrages en remblai.....	93
IV.3 Variantes susceptible à être projetées sur le site .....	94
IV.3.1 Barrage poids en BCR.....	94
IV.3.2 Barrage en enrochement à masque bitumineux .....	95
IV.3.3 Barrage en remblai à noyau argileux.....	95
IV.3.4 Barrage à noyau étanche en béton armé.....	95
IV.4 Volume de la digue.....	96
IV.5 Estimation des coûts .....	97
IV.6 Etude comparative .....	97
Conclusion.....	98
<b>Chapitre V : ETUDE ET DIMENSSIONNEMENT DE LA VARIANTE CHOISIE : .....</b>	<b>99</b>
Introduction .....	99
V.1 Dimensionnement du barrage .....	99
V.1.1 Hauteur de barrage .....	99
V.1.2 Calcul de largeur en crête .....	100
V.1.3 Longueur en crête.....	101
V.1.4 Protection de la crête.....	101
V.1.5 Bermes .....	101
V.1.6 Protection des talus.....	102
V.2 Noyau en argile .....	104
V.2.1 Calcul du tassement.....	104

<b>V.3 Drain et Filtres</b> .....	105
<b>V.3.1 Rôle des drains et filtres</b> .....	105
<b>V.3.2 Constitution des drains et filtres</b> .....	105
<b>V.3.3 Disposition des drains et filtres</b> .....	105
<b>V.4 Clé d'étanchéité</b> .....	107
<b>V.5 Classification de l'ouvrage</b> .....	107
<b>Conclusion</b> .....	107
<b>Chapitre VI : CALCUL D'INFILTRATION ET DE STABILITE DES TALUS</b> .....	109
<b>Introduction</b> .....	109
<b>VI.1 Etude des infiltrations dans le barrage et dans les fondations</b> .....	109
<b>VI.1.1 Détermination des équipotentiels et des lignes de courant hydraulique :</b> .....	109
<b>VI.1.2 Tracé de la ligne de saturation</b> .....	110
<b>VI.1.3 Tracé des équipotentiels et des lignes de courant</b> .....	110
<b>VI.1.4 Calcul du débit de fuite par infiltration</b> .....	111
<b>VI.1.5 Le phénomène de "Renard"</b> .....	112
<b>VI.2 Etude de stabilité</b> .....	113
<b>VI.2.1 Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)</b> .....	113
<b>VI.2.2 Méthode de FELLENIUS</b> .....	114
<b>Conclusion</b> .....	120
<b>Chapitre VII : ORGANISATION DES TRAVAUX DE CHANTIER</b> .....	121
<b>Introduction</b> .....	121
<b>VII.1 Réalisation du barrage</b> .....	121
<b>VII.1.1 Installation du chantier</b> .....	121
<b>VII.1.2 Préparation de la fondation du barrage</b> .....	122
<b>VII.1.3 Carrières et zones d'emprunt</b> .....	122
<b>VII.1.4 Transport des matériaux</b> .....	122
<b>VII.1.5 Mise en œuvre du remblai</b> .....	122
<b>VII.1.6 Travaux de finitions</b> .....	122
<b>VII.2 Contrôle de compactage</b> .....	123
<b>VII.3 Méthodes de planification</b> .....	123
<b>VII.3.1 Méthode basées sur le réseau</b> .....	123
<b>VII.3.2 Méthode du chemin critique</b> .....	123
<b>VII.4 Diagramme de GANTT</b> .....	127
<b>VII.5 Suivi des travaux</b> .....	127
<b>VII.5.1 Méthode des courbes en S</b> .....	127
<b>VII.5.1.1 Objectif</b> .....	128

<b>VII.5.1.2 Graphiques</b> .....	128
<b>Conclusion</b> .....	129
<b>Chapitre VIII : Instrumentations D'Auscultation Du Barrage</b> .....	130
<b>Introduction</b> .....	130
<b>VIII.1 Indications</b> .....	130
<b>VIII.2 Auscultation Interne</b> .....	130
<b>VIII.2.1 Chambre des cellules</b> .....	130
<b>VIII.2.2 Piézomètres</b> .....	132
<b>VIII.2.3 Pendule</b> .....	132
<b>VIII.3 Auscultation Externe</b> .....	134
<b>VIII.3.1 Topographie</b> .....	134
<b>VIII.3.2 Tassomètres</b> .....	135
<b>VIII.3.3 Inclinomètres</b> .....	136
<b>VIII.4 Exploitation</b> .....	136
<b>VIII.4.1 Pluviomètre</b> .....	137
<b>VIII.4.2 Bac class A</b> .....	137
<b>VIII.4.3 Echelles Linnimétriques, Linnimétrie enregistreur</b> .....	138
<b>VIII.4.4 Débitmètre</b> .....	139
<b>VIII.4.5 Sismographe</b> .....	140
<b>VIII.5 Système d'alarme</b> .....	140
<b>VIII.5.1 Sirènes</b> .....	140
<b>Conclusion</b> .....	141
<b>Conclusion Générale</b> .....	142

# Listes des planches

- Planche 1/7 :** Plan d'aménagement de la cuvette sur oued Tabeggarte commune d'Ouled Si Slimane W.Batena.
- Planche 2/7 :** Coupe géologique transversale suivant l'axe de la digue
- Planche 3/7 :** Coupes transversales des variantes de la digue.
- Planche 4/7 :** Coupe transversale de la variante de la digue choisie avec détails.
- Planche 5/7 :** Calcul de la ligne de saturation.
- Planche 6/7 :** Calcule de stabilité de la digue suivant les différentes situations.
- Planche 7/7 :** Chemin critique et planning d'exécution des travaux (Gantt).



## **INTRODUCTION GENERALE**

Depuis la nuit des temps l'eau a été toujours considérée comme une richesse pour l'être humain et pour son développement économique.

Vu l'importance du secteur agricole et sa forte demande en eau destiné à l'irrigation, on fait appel aux infrastructures hydrotechniques les plus perfectionnées pour stocker et exploiter cette ressource d'une manière rationnelle et efficace.

A partir de cette philosophie, l'Algérie s'est lancée dans la construction des barrages sur les différents cours d'eau.

Parmi ces derniers, l'oued de Tabeggart dans la wilaya de Batna représente une opportunité pour satisfaire les exigences des agriculteurs de la région.

Notre projet fait partir des solutions proposées pour répondre aux besoins en irrigation.

Le but de l'ouvrage est d'approvisionner les terres arables en eau pendant les périodes sèches.



# **Chapitre I : SITUATION DU SITE DU BARRAGE ET SYNTHÈSE DES TRAVAUX D'ÉTUDES ANTÉRIEURES**

## **Introduction**

Au stade de conception d'un barrage, il est nécessaire d'examiner tous les documents existants dans le cadre d'estimation des besoins et la quête de site possible peuvent satisfaire la demande. La solution choisie doit répondre au mieux aux critères technico-économique.

### **I.1 Choix du site du barrage**

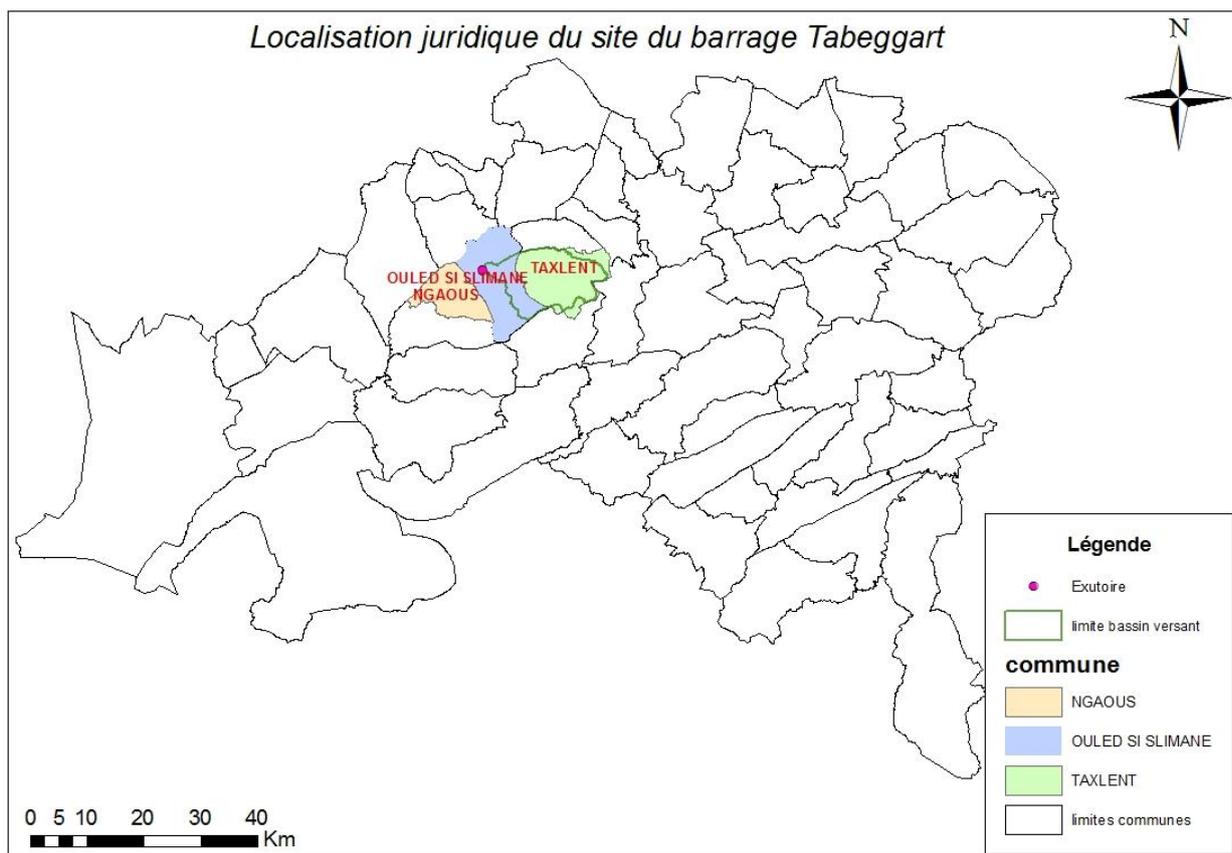
Le choix de site d'un barrage est conditionné par les caractéristiques Topographiques, Morphologiques et Géologiques de plus la disponibilité des matériaux et le régime des crues.

Parmi les critères déterminants le choix on citera les éléments suivants :

- Volume de la retenue « conditionne toute conception du barrage » (sauf exception)
- L'apport autorise le remplissage de la retenue, en satisfaisant les besoins dont elle fait l'objet.
- L'emplacement idéale, resserrement de la vallée et sur des appuis saines.
- La nature, résistance et perméabilité des fondations définissant le type de barrage et les précautions à prendre.

### **I.2 Présentation du site du barrage**

L'exutoire de barrage de Tabeggart est situé à l'est de la commune d'Ouled Si Slimane (Fig. I.1), avec un bassin versant qui s'étend sur la totalité de la commune de Taxlent. Les eaux stockées dans la retenue ont pour destination l'irrigation de 800 ha de terre agricole dans les environs.



**Figure I.1** Localisation du site de barrage de Tabeggart sur la carte de la wilaya de Batna (MNT 2017)

### I. 3 Situation géographique du barrage

#### I.3.1 Situation géographique

Le site du barrage de Tabeggart se trouve à  $\varphi = 35.58^\circ$  N et  $\lambda = 5.62^\circ$  E, dans la wilaya de Batna, à 2 km au nord-est de la ville de N’Gaous, à 4.5 km au sud-est de la localité d’Ouled Si Slimane et à 100 km à l’ouest de Batna.

Le site est accessible en empruntant la Route Nationale N°78.

**Tableau I.1** Les coordonnées du site de barrage Tabeggart prévu (ANBT, 2016)

Système XGS 84	UTM (Fuseau 31)
Latitude $35,58^\circ$	X = 740 529
Longitude $5,62^\circ$	Y = 3 941 243
	Z = 740

### **I.3.2 Situation hydrographique**

Le bassin versant de Tabeggart appartient au bassin principal 'Chott el Hodna' dans le sous bassin de N'Gaous drainé par l'oued Tabeggart, prenant ses sources de Jbel Thifrane (1705 m) et Jbel Bou Ghioul (1868 m) à l'est de la commune de Taxlent.

### **Conclusion**

Dans cette partie on a présenté le site de point de vue Topographique et Hydrographique, le bassin présente les caractéristiques requises pour une éventuelle projection d'un barrage, de ce fait on peut cerner les situations géologique, géotechnique et hydrologique.



# Chapitre II : ETUDE DE GEOLOGIQUE, GEOTECHNIQUE ET SEISMICITE

## Introduction

Le but de la présente étude est la détermination de la nature géologique de site du barrage afin de valider sa faisabilité, et de connaître les caractéristiques géotechniques des matériaux pouvant faire l'objet d'éléments de son construction et de ces ouvrages annexes.

## II.1 Etude géologique

### II.1.1 Description géologie de la région

La région correspondant au tiers le plus occidental des Monts de Batna-Bellezma, qui barrent à l'est le bassin fermé du Chott el Hodna. Le relief montagneux, boisé et occupé par une population nombreuse mais disséminée, s'oppose aux plaines de piedmont qui l'entourent et où la population se regroupe principalement dans les zones d'irrigation des importantes sources karstiques issues de ce massif calcaire. Ce massif est formé essentiellement de calcaires, de dolomies, de marnes et de marno-calcaires qui constituent la terminaison périantyclinale complexe et faillée de ces montagnes. Dans la plaine, affleurent des marnes recouvertes le plus souvent par des épandages détritiques et, localement, par des dépôts carbonatés de sources.

Les observations lithologiques et structurales permettent de mettre en évidence plusieurs épisodes de déformations et de retracer l'histoire géologique de la région.

### II.1.2 Géologie du site

Le site du barrage comporte les formations géologiques suivantes :

- **Historique et Actuel q<sup>7</sup>**

Le dépôt historique est visible le lit du oued sous forme d'une très basse terrasse, haute de 3 à 4 m.

Les dépôts actuels, sont formés de limons accumulés dans les bas-fonds colonisés par les roselières, sauf dans le lit de l'oued où ils sont constitués par de gros galets et des lentilles sableuses.

- **Cherien "Rharbien" q<sup>6</sup>**

Sous son faciès limoneux à débit prismatique, bouffées de calcaire diffus, niveaux hydromorphiques et Hélicidés, le Chérien-"Rharbien" (Ballais, 1975) n'existe que dans les parties basse des vallées. De rares petits cônes "capsiens" de galets subanguleux reposent sur les autres dépôts quaternaires.

- **"Soltanien" q<sup>5</sup>**

Sa couverture mince (30 cm à 3 m) de petits galets, graviers et sables, à pouppées calcaires.

- **"Tensieftien" q<sup>4</sup>**

Sous forme de cônes. La couverture de galets subarrondis, peu épaisse (50 cm à 2m), est prise dans un encroûtement calcaire blanc, riche en nodules à la base et dur au sommet. Localement cet encroûtement est homogène sur toute l'épaisseur du niveau qui prend alors l'aspect d'une dalle conglomératique stratiforme, proche de celui du niveau "salétien".

- **"Saletien" q<sup>2</sup>**

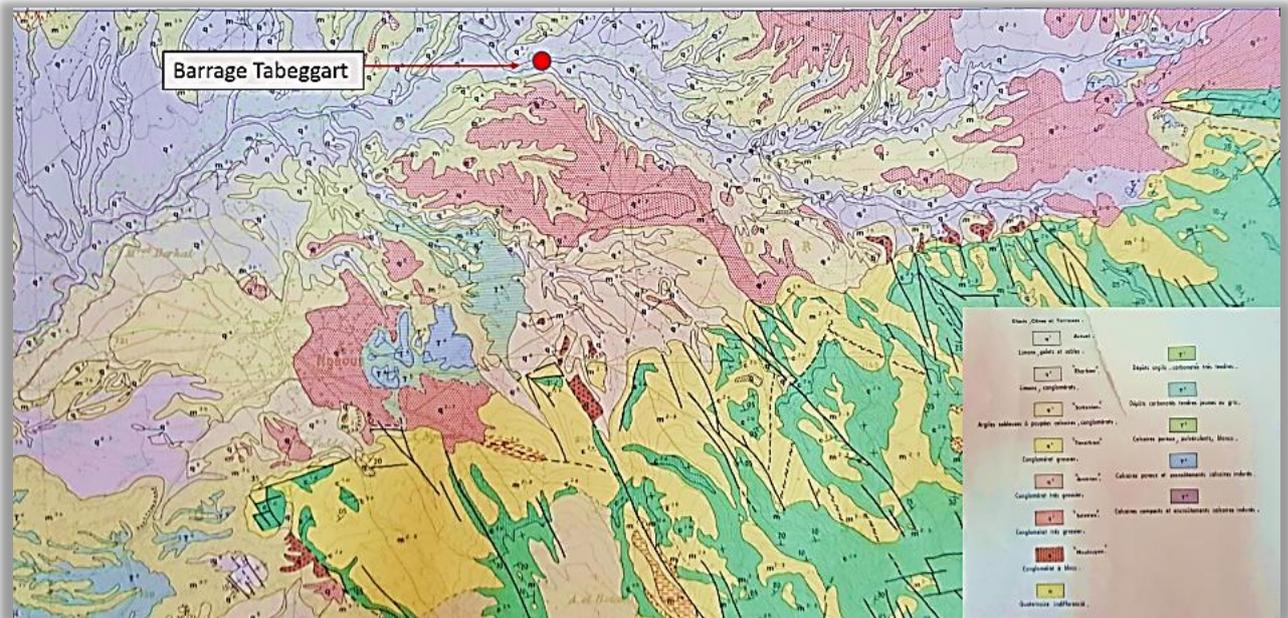
Une épaisseur faible (1 à 3m), est formée d'un conglomérat très dur à ciment travertineux et galets bien roulés, longs de 6 à 10 cm.

- **"Les Travertins" T<sup>4</sup>**

Ce niveau est caractérisé par son aspect massif et sa grande épaisseur. Celle-ci peut en effet dépasser 20 m dans l'axe des anciens chenaux d'écoulement. Il est composé de bancs lapidifiés poreux au sommet du travertin et d'alternance d'horizons carbonatés pulvérulents sablo-gypseux à concrétions calcaires (nodules et granules) et de niveaux d'encroûtement assez indurés, de 50 cm à 2 ou 3 m d'épaisseur. Ceux-ci correspondent soit à des bancs à tubulures creuses (moules de tiges) ou à empreintes de feuilles et moules de petits Gastéropodes, soit à des accumulations stratiformes, parfois ravinantes, de nodules concrétionnés de toutes tailles cimentés par des carbonates blancs sableux et gravillonnaires.

- **Miocène m<sup>3</sup>**

Le Miocène 3, épais de 1200 m environ, est essentiellement composé de marnes vertes à gypse et sel diffus (m<sup>3b</sup>, à microfaune d'âge langhien, serravalien et tortonien. Elle renferme cependant dans son tiers inférieur de minces bancs gréseux roux et débute par un banc de calcaire à Algues, discordant de 10° au maximum sur le Miocène 2.



### II.1.3 Géologie de la fondation

La géologie de la fondation est déterminée en tenant compte des données extraites de la carte géologique et la campagne de reconnaissance traduite par les forages effectués sur cette fondation.

Dix forages de prospections sont réalisés dans l'assiette du barrage dont les résultats sont présentés dans l'Annexe A. le résultat est le suivant :

La couche superficielle (terrasse) on rencontre des couche d'argile jaunâtre partiellement sableux, graveleux de profondeur variable de 1 – 6,5 m, à partir de là le site dispose de substratum de nature marneuse sombre d'aspect Schisteux compacté. Représentant un bon support pour un éventuel barrage.

## II.2 Sismicité

### II.2.1 Critères du risque sismique

Le concept du risque sismique comprend l'analyse des conséquences possibles des séismes sur les ouvrages. Pour la conception parasismique d'importants ouvrages, le risque sismique est défini aux plusieurs niveaux :

a- Séisme de Base d'Exploitation (SBE)- *Operating Basis Earthquake (OBE)*

Il est défini par le déplacement du sol qui est prévu avec la probabilité de 50% qu'il ne sera pas dépassé lors de la vie d'exploitation de l'ouvrage. Lors de ce niveau de séisme, l'ouvrage, les ouvrages annexes et l'équipement doivent rester fonctionnels, et les dommages facile à réparer.

b- Niveau de Séisme Normal (NSN)- *Normal Earthquake (NE)*

C'est le séisme qu'on peut attendre lors de la période d'exploitation de l'ouvrage avec la probabilité de  $R = 37\%$ . Lors du niveau de séisme normal, aucuns dommages de l'ouvrage ne sont admis.

c- Niveau de Séisme de Projet Maximale (NSPM)- *Maximal Design Earthquake (MDE)*

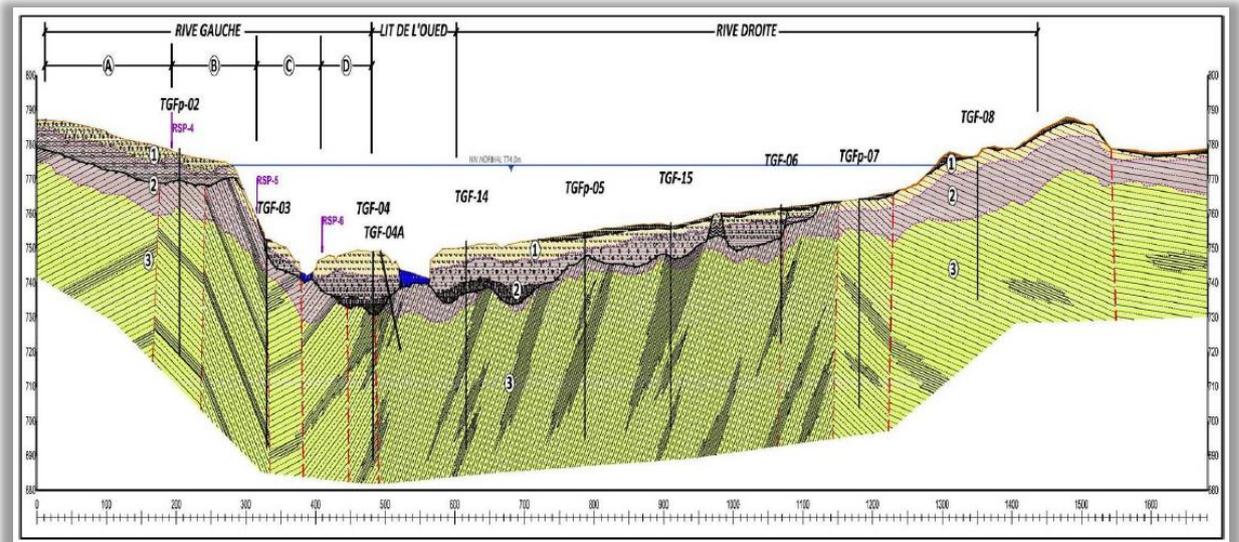
En général, le niveau de risque pour le séisme maximal fait 10%. Pourtant, selon les recommandations les plus récentes d'CIGB (Commission Internationale des Grandes Barrages), Il est nécessaire de prendre aussi le niveau de risque de 1%. Lors du niveau de séisme maximal, l'ouvrage peut subir de grands dégâts, qui ne peuvent être réparé, mais les vies humaines et l'environnement ne peuvent être menacés.

d- Séisme Maximal Crédible (SMC)- *Maximum Credible Earthquake (MCE)*

Il est défini comme la limite supérieure de la magnitude attendue sur une faille active ou dans une zone tectonique déterminée. La probabilité d'occurrence d'un tel événement va de quelques centaines d'années, à quelques dizaines de milliers d'années en fonction des conditions géotectoniques.

**Tableau II.1** Accélération sismique de projet au niveau du substratum segmenté (ANBT)

		ROCHE BASE	RIVE DROITE	LIT DE L'OUED	RIVE GAUCHE A	RIVE GAUCHE B	RIVE GAUCHE C	RIVE GAUCHE D	
R%	Tr ans	$a_h(\text{cm/s}^2)$							
50	144	<b>149.01</b>	182.97	204.8	181.93	171.08	187.28	175.06	<b>SBE</b>
37	218	<b>174.43</b>	215.00	240.5	213.77	200.96	220.04	205.71	<b>NE</b>
10	1000	<b>271.59</b>	335.99	375.58	334.06	313.97	343.83	321.51	<b>SMD</b>
1	10000	<b>401.55</b>	500.30	558.39	497.39	467.37	511.82	478.89	<b>SMC</b>



**Figure II.2** Coupe du zonage géophysique du site de barrage (ANBT 2016)

**Tableau II.2** Coefficient d'accélération selon le (R.P.A 2003)

<b>Classification des ouvrages selon leur importance</b>	<b>Groupe</b>	<b>Zone I</b>	<b>Zone II</b>	<b>Zone III</b>
Ouvrage d'importance vitale	1A	0.15	0.25	0.40
Ouvrage de grande importance	1B	0.12	0.20	0.30
Ouvrage courants	2	0.10	0.15	0.25
Ouvrages de faible importance	3	0.07	0.10	0.18

- ✘ Le coefficient d'accélération est : 0.15.
- ✘ R.P.A : Règlement Parasismique Algérien.



## II.4 Etude Géotechnique

### II.4.1 Site du barrage

22 sondages carottés verticaux de profondeur (20 à 60 m), ainsi qu'un sondage incliné à la rive droite de 40 m de profondeur.

La cuvette du barrage de Tabeggart est caractérisée par une faible infiltration, étanche à l'échelle d'un barrage.

### II.4.2 Zones d'emprunt

a- Matériaux argileux : 11 échantillons normaux du sol, 47 échantillons remaniés du sol.

La surface totale de la zone est de : 910 659 m<sup>2</sup>, la zone est subdivisée en 4 parties P1-P2-P3-P4.

- Quantité des matériaux :

**Tableau II.3** Quantités des argiles de la zone d'emprunt

	<b>Profondeur moyenne (m)</b>	<b>Surface (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Volume (m<sup>3</sup>)</b>
<b>Partie 1</b>	3,5	491 385	1 719 847,5
<b>Partie 2</b>	2,5	58 635	146 587,5
<b>Partie 3</b>	5,75	156 894	886 450
<b>Partie 4</b>	4,5	223 745	1 006 850
	<b>Total :</b>	<b>910 659</b>	<b>3 759 735</b>

- Identification du sol

Les résultats des essais de laboratoire des paramètres géotechniques des matériaux argileux sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II.4** Résultats des essais de laboratoire

Essai de laboratoire	Zone d'emprunt d'Argile			
	P.1	P.2	P.3	P.4
<b>Teneur des grains D &lt; 2 mm (%)</b>	86,5 – 100 (97,85)	84,9 – 99,6 (94,15)	91,8 – 99,8 (98,2)	98,3 – 99,9 (99,2)
<b>D &lt; 0,08 mm (%)</b>	65,3 – 98,4 (91,1)	56,6 – 94,4 (76,15)	70,4 – 96,6 (87,47)	76,7 – 93,5 (86,8)
<b>D &lt; 0,002 mm (%)</b>	22,7 – 66,1 (50,3)	12 – 49 (29,23)	20,4 – 61,6 (44,48)	24,6 – 59,8 (40,84)
<b>Teneur en matières organiques</b>	2,4 – 7,8 (4,32)	0,8 – 4,16 (3,08)	1,8 – 7,54 (4,52)	0,6 – 6,34 (20,46)
<b>Teneur en CaCO<sub>3</sub> (%)</b>	3,95 – 39,64 (9,31)	31,32 – 34,62 (32,98)	3,85 – 27,38 (16,6)	3,8 – 35,73 (20,46)
<b>Teneur en eau naturelle <math>\omega</math> (%)</b>	2,2 – 17,61 (9,31)	6,9 – 10,12 (8,3)	7,5 – 12,26 (9,36)	9,33
<b>Proctor <math>\gamma_d</math> (t/m<sup>3</sup>)</b>	1,65	1,91	1,58	1,65
<b>Proctor <math>w_{opt}</math> (%)</b>	18,3	14,2	17,8	16,5
<b>Densité <math>\gamma</math> (t/m<sup>3</sup>)</b>	1,64 – 2,23 (1,88)	1,71 – 2,14 (1,92)	1,77 – 1,9 (1,84)	1,66 – 1,89 (1,77)
<b>Poids spécifique <math>\gamma_s</math> (t/m<sup>3</sup>)</b>	2,41 – 2,71 (2,53)	2,52 – 2,48 (2,5)	2,48 – 2,72 (2,6)	2,48 – 2,58 (2,53)
<b>Limite de liquidité <math>\omega_l</math> (%)</b>	32,08 – 60,07 (48,71)	24,1 – 44,01 (34,25)	33,89 – 54,56 (43,77)	32,6 – 43,47 (40,63)
<b>Indice de plasticité <math>I_p</math> (%)</b>	15,33 – 38,1 (25,86)	8,19 – 23,97 (17,06)	14,46 – 32,12 (23,12)	17,18 – 27,57 (23,85)

- Courbe granulométrique des matériaux argileux en Annexe (A).
- Cisaillement direct et Triaxial :

En moyenne :

$$C_{\text{argiles}} = 6,5 \text{ kN/m}^2.$$

$$\Phi_{\text{argile}} = 24^\circ.$$

- Essai d'œdométrique :

**Tableau II.5** Résultats des essais d'œdométrique

Paramètres	Zone d'emprunt d'Argile			
	P.1	P.2	P.3	P.4
<b>Pc (Kpa)</b>	92 – 178 (137,72)	120 – 128 (124)	57 – 161, 9 (109,45)	73 – 145 (117,57)
<b>Cc (%)</b>	18,12 – 22,21 (20,07)	10,48 – 15,89 (13,18)	16,85 – 19,3 (18,07)	14,33 – 20,94 (17,71)
<b>Cg</b>	2,9 – 7,95 (4,81)	1,1 – 1,68 (1,39)	4,14 – 2,5 (3,32)	1,8 – 4,07 (2,91)

- Coefficient de la perméabilité

**Tableau II.6** Coefficient de perméabilité

Paramètres	Zone d'emprunt d'Argile			
	P.1	P.2	P.3	P.4
<b>Mx (m/s)</b>	1,01x10 <sup>-10</sup> - 3,26x10 <sup>-7</sup> (7,65x10 <sup>-8</sup> )	6,18x10 <sup>-10</sup> - 13,54x10 <sup>-7</sup> (1,77x10 <sup>-7</sup> )	1,71x10 <sup>-9</sup> - 1,85x10 <sup>-8</sup> (5,4x10 <sup>-8</sup> )	2,98x10 <sup>-10</sup> - 1,08x10 <sup>-7</sup> (5,4x10 <sup>-8</sup> )

- b- Matériaux sablo-graveleux : 46 échantillons normaux du sol, 14 échantillons remaniés du sol.

La surface globale est de : 34 055 m<sup>2</sup>, La zone d'emprunt est subdivisée en quatre sous parties :

- Quantité des matériaux

**Tableau II.7** Quantités des matériaux sablo-graviers :

		<b>Profondeur moyenne (m)</b>	<b>Surface (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Volume (m<sup>3</sup>)</b>
<b>Partie 1</b>	<b>Couche de filtre</b>	1	94 642	94 642
	<b>Recharge</b>	1,75	175 940	308 308
<b>Partie 2</b>	<b>Couche de filtre</b>	/	/	/
	<b>Recharge</b>	1,34	20 555	27 455
<b>Partie 3</b>	<b>Couche de filtre</b>	/	/	/
	<b>Recharge</b>	1,87	62 333	116 962
<b>Partie 4</b>	<b>Couche de filtre</b>	1,1	148 665	163 530
	<b>Recharge</b>	/	/	/
<b>Totale :</b>		<b>Couche de filtre</b>	<b>243 307</b>	<b>258 172</b>
		<b>Recharge</b>	<b>258 828</b>	<b>452 725</b>

- Identification du sol
- Courbe granulométrique des matériaux sablo-argileux en Annexe (A).

**Tableau II.8** Coefficient d'uniformité et de courbure

	<b>Zone d'emprunt des matériaux sablo-argileux</b>			
	<b>P.1</b>	<b>P.2</b>	<b>P.3</b>	<b>P.4</b>
<b>Coefficient d'uniformité Cu</b>	75	75	33,3	150
<b>Coefficient de courbure Cz</b>	2	1.5	1,33	1,5

$$Cu = \frac{d_{60}}{d_{10}} \dots\dots\dots (II.1)$$

$$Cz = \frac{d_{30}^2}{d_{10} \times d_{60}} \dots\dots\dots (II.2)$$

$d_{60}$  : Taille effective du grain exprimée en mm, représente le plus grand grain par rapport auquel 60% des matériaux constituant cet échantillon est moindre de cette taille.

$d_{10}$  : Taille effective du grain exprimée en mm, représente le plus grand grain par rapport auquel 10% des matériaux constituant cet échantillon est moindre de cette taille.

$d_{30}$  : Taille effective du grain exprimée en mm, représente le plus grand grain par rapport auquel 30% des matériaux constituant cet échantillon est moindre de cette taille.

- Perméabilité des matériaux

Selon la formule de Hazen, le coefficient de filtration est déterminé au moyen de l'équation :

$$k = C(d_{10})^2 \text{ [cm/s]} \dots\dots\dots (II.3)$$

$d_{10}$  : Taille effective du grain exprimée en mm, représente le plus grand grain par rapport auquel 10% des matériaux constituant cet échantillon est moindre de cette taille.

C : coefficient ayant la valeur entre 100 – 150.

**Tableau II.9** Perméabilité des matériaux sablo-argileux

	<b>Zone d'emprunt d'Argile</b>			
<b>Paramètres</b>	<b>P.1</b>	<b>P.2</b>	<b>P.3</b>	<b>P.4</b>
<b>K [m/s]</b>	0,16	$7,88 \times 10^{-2}$	$3,62 \times 10^{-2}$	$2,9 \times 10^{-4}$

- D'autres paramètres obtenus par les essais de laboratoire

**Tableau II.10** Paramètres géotechniques des matériaux sablo-argileux

		<b>Zone d'emprunt des matériaux sablo-graveleux</b>			
		<b>P.1</b>	<b>P.2</b>	<b>P.3</b>	<b>P.4</b>
<b>Poids spécifique</b>		2,5 – 2,66 (2,55)	2,48 – 2,74 (2,58)	2,51 – 2,6 (2,55)	2,49 – 2,75 (2,58)
<b>Densité (t/m<sup>3</sup>)</b>		1,74 – 2,22 (1,85)	1,76 – 1,99 (1,86)	1,88 – 2,09 (1,95)	1,75 – 2,09 (1,92)
<b>Proctor yd (t/m<sup>3</sup>)</b>		1,57 – 2,06 (1,86)	1,82 – 2,05 (1,93)	1,56 – 2,06 (1,87)	1,47 – 2,05 (1,75)
<b>Proctor w<sub>opt</sub> (%)</b>		8,3 – 12,95 (10,26)	9 – 13,75 (11,54)	7,3 – 20,5 (12,93)	9,89 – 20,8 (14,94)
<b>Porosité (%)</b>		43 – 48,4 (44,6)	40,3 – 48,4 (43,71)	41,3 – 43,7 (42,3)	42,01 – 56,36 (46,4)
<b>Essai CU</b>	<b>ccu</b> <b>kN/m<sup>2</sup></b>	39 – 73 (55)	44	58	30 – 67 (49,6)
	<b>φ<sub>cu</sub> °</b>	24 – 29 (27)	30	30	14 – 28 (23)
<b>Masse volumique (t/m<sup>3</sup>)</b>		2,42 – 2,75 (2,61)	2,36 – 2,62 (2,48)	2,48 – 2,65 (2,54)	2,57
<b>Equivalent de sable (%)</b>		93 – 28,7 (20,6)	9,34 – 30 (18,2)	10,5 – 26,4 (2,54)	0,9 – 24,5 (7,22)
<b>Teneur en matière organique</b>		3,32 – 4,42	3,49	1 – 2,1	6,06 – 38,5 (23)
<b>Los Angeles (%)</b>		23,67 – 24,44 (24,16)	23,67 – 24,13 (25,59)	23,66	18,4
<b>Micro Deval (%)</b>		14,26 – 16	19,84 – 22,9	12,14	/
<b>Brésilien (MPa)</b>	<b>sec</b>	4,7 – 3,1	15,6 – 14,7	21,8 – 28	23,3
	<b>sat</b>	4 – 2,5 (2,8)	9,3 – 12,4	18,7 – 15,6	15,6
<b>Compression uniaxiale</b>	<b>sec (MPa)</b>	28 – 73,6 (56,4)	34,2 – 63,4 (47,9)	46,7 – 68,4 (57)	/
	<b>sat (MPa)</b>	22 – 60,9 (44,2)	15,2 – 40,4 (28,2)	28 – 37,8 (30,8)	/

### II.4.3 Zone de carrière potentielle

Deux sondages carottés ont été réalisés de 40 mètre, étendue sur une surface totale : 280 620 m<sup>2</sup>, et un volume global de 5 494 751,8 m<sup>3</sup>

- Caractéristiques des roches de la carrière

Densité (Masse Volumique)	:	2,7	t/m <sup>3</sup>
Equivalent de sable	:	78,58	%
Porosité	:	0,22	%
Los Angles	:	28,3	MPa
Micro Deval	:	31,9	MPa
Compression simple	-sec :	71,19	MPa
	-sat :	27,64	MPa
Essai Brésilien	-sec :	4,03	MPa
	-sat :	3,61	MPa

La répartition des matériaux est détaillée en (Annexe A).

### Conclusion

La nature géologique de la cuvette et de la fondation nous a permis de projeter un barrage sur l'exutoire d'oued Tabeggart, de plus le matériau présent dans la région satisfait en quantité et en qualité les besoins en approvisionnement en matériaux pour la réalisation de la digue et les ouvrages annexes.



# Chapitre III : ETUDE HYDROLOGIQUE

## Introduction

L'hydrologie en tant que science s'intéresse à l'étude de la phase du cycle d'eau, qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines. Elle permet de connaître les potentialités du bassin versant en terme d'écoulement, ainsi d'analyser les données pour évaluer en approximation les paramètres de conception et de dimensionnement des éléments d'un aménagement ainsi que son exploitation, à savoir leur capacité de stockage et les caractéristiques des ouvrages d'évacuation.

Dans l'étude hydrologique des ouvrages on devra considérer :

- La description du bassin versant
- L'analyse des crues : l'estimation du temps de concentration, le débit maximal et le volume de la crue
- La détermination de l'apport moyen annuel et les apports fréquents
- La régularisation des écoulements pour l'estimation de l'apport solide et la capacité de la retenue.

## III.1 Caractéristiques géométriques du bassin

### a- Surface et périmètre

Le bassin versant de l'oued Tabeggart dont l'emplacement de l'exutoire correspond aux coordonnées suivantes en UTM : 740542 en longitude et 3941270 en latitude et une altitude de 747 m, en se basant sur la délimitation du bassin à l'aide du logiciel Arc Gis 10.4 selon le réseau topographique et hydrographique de la zone on obtient les résultats suivants :

Une superficie drainée de 163 km<sup>2</sup>

Un périmètre de bassin vaut de 66 km.

### b- Les caractéristiques de forme

- L'indice de compacité de Gravélius  $K_C$

Cet indice représente le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface.

$$K_C = \frac{P}{P_C} = \frac{P}{2\pi R} \dots\dots\dots(III.1)$$

$$R = \sqrt{\frac{S}{\pi}}, P_C = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad \text{Avec : P : périmètre de bassin versant (km)}$$

$$K_C = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad \text{S : surface du bassin versant (km}^2\text{)}$$

$$K_C = 0.28 \frac{66}{\sqrt{163}} = 1.44$$

- |                  |   |                           |
|------------------|---|---------------------------|
| Si $K_C = 1$     | → | Bassin versant circulaire |
| Si $K_C = 1.128$ | → | Bassin ramassé            |
| Si $K_C > 1.128$ | → | Bassin allongé            |

Selon la valeur du coefficient de Gravélius  $K_C$  le bassin en question est de forme allongée.

- Coefficient d'allongement

Ce coefficient est déterminé selon la formule :

$$K_P = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots(III.2)$$

L : Longueur du talweg principal    L = 6.26            km

S : Surface du bassin versant        S = 163.437472    km<sup>2</sup>

$$K_P = \frac{6.26^2}{163.437472} = 0.24$$

- Rectangle équivalent

La transformation du bassin versant réel en un bassin de forme géométrique rectangulaire toute en conservant les mêmes caractéristiques géométriques (superficie, périmètre) ainsi la répartition hypsométrique et hydrographique afin de se permettre la comparaison entre les bassins versant en point de vue d'écoulement.

$L_r$  : longueur du rectangle équivalent en km.

$l_r$  : largeur de rectangle équivalent en km.

Ce qui donne la surface et le périmètre comme suit

$$S = L_r \times l_r, P = 2 \times (L+l) \rightarrow (1)$$

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

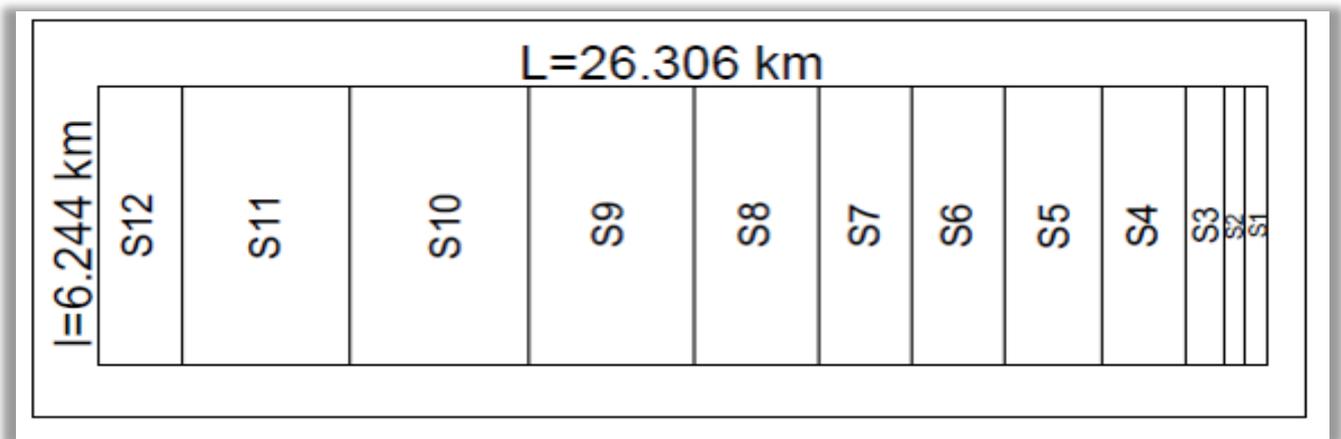
De (1) et (2) on aura :

$$L_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1.128} \left( 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1.128}{K_C} \right)^2} \right) \dots \dots \dots (III.3)$$

$$l_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1.128} \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1.128}{K_C} \right)^2} \right) \dots \dots \dots (III.4)$$

$$L_r = 26.306 \text{ km}$$

$$l_r = 6.424 \text{ km}$$



**Figure III.1** Rectangle équivalent du bassin versant

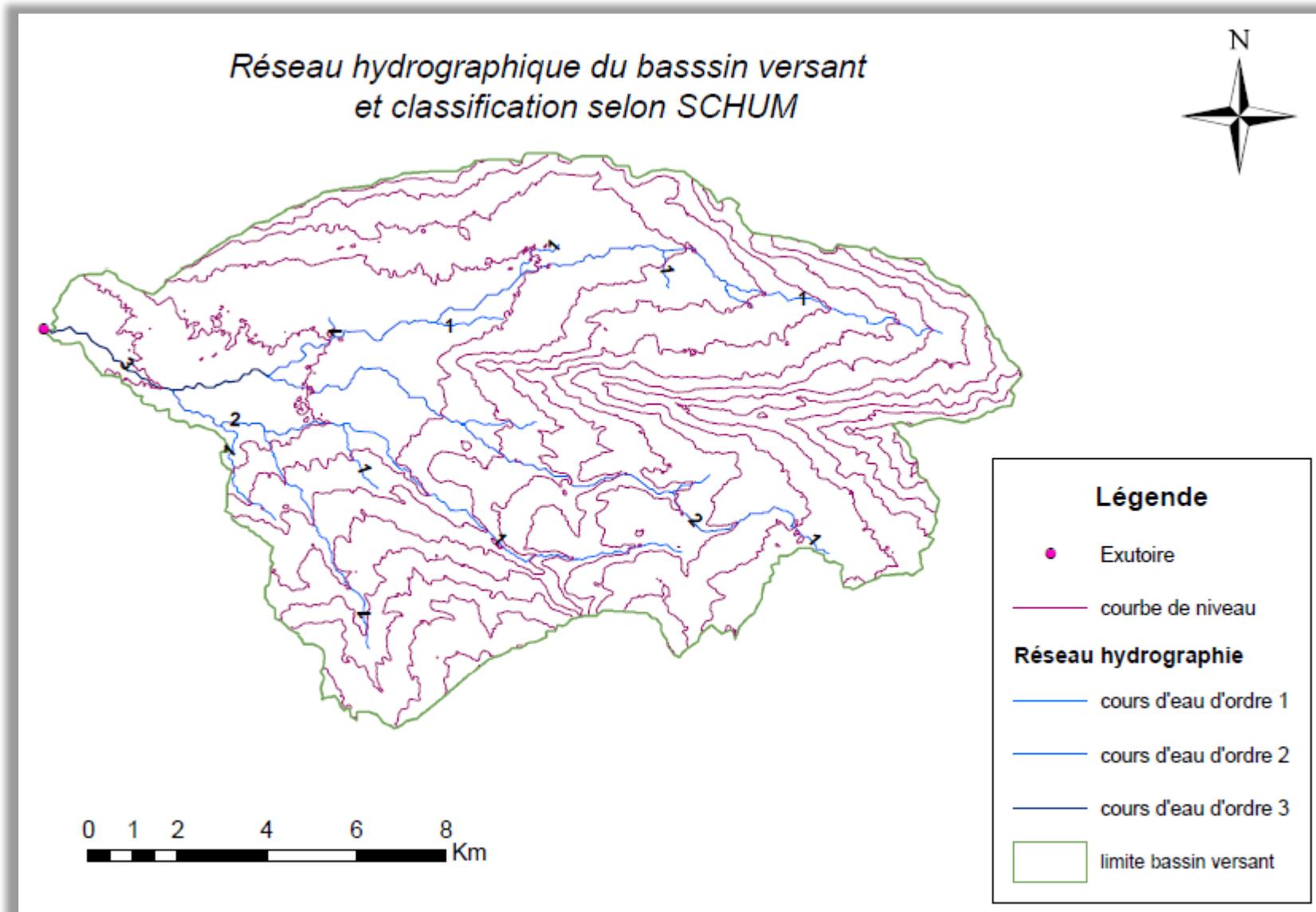
### III.2 Hypsométrie du bassin versant

#### III.2.1 Le relief

a) Répartition et courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique donne un aperçu sur la notion du relief du bassin en faisant intervenir le paramètre de la pente qui correspond à cette zone par la représentation graphique de l'altitude du bassin versant en fonction de sa surface (pourcentage de surface). Pour un intervalle d'altitude classé et choisi correspond un pourcentage de surface.



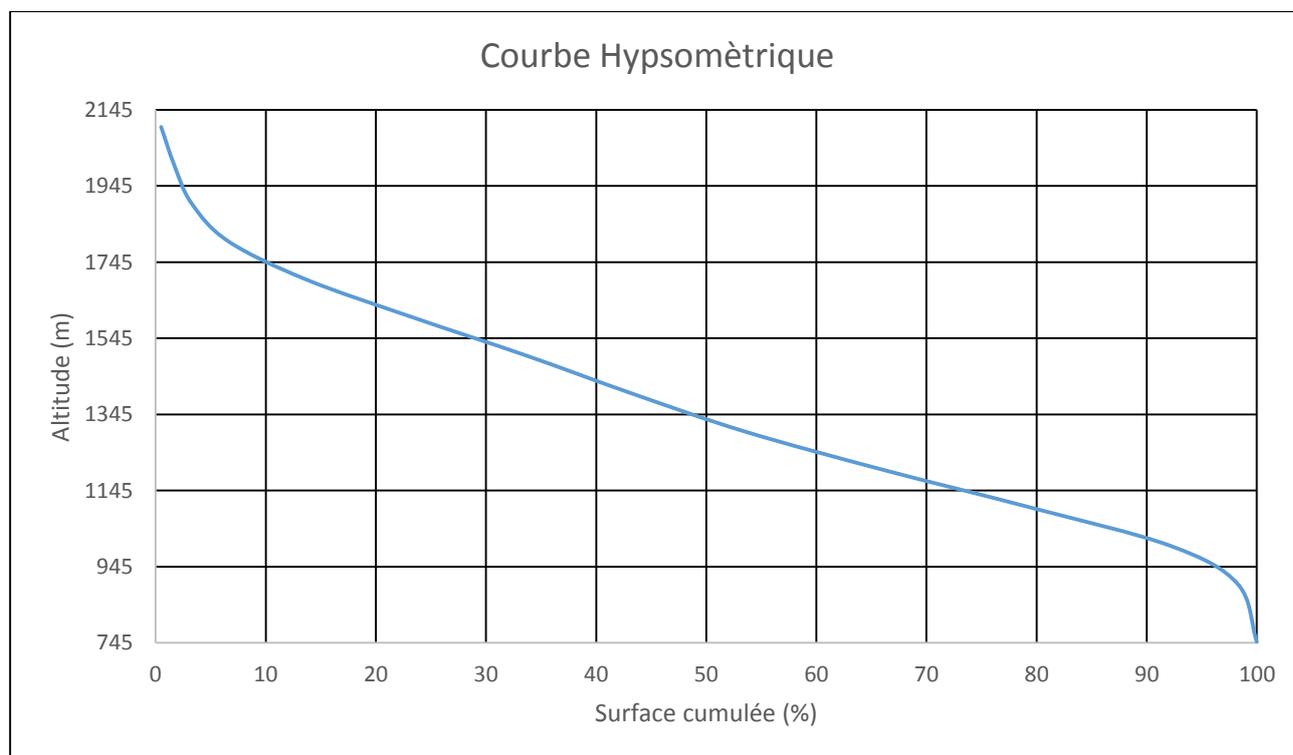


**Figure III.2** Classification de Schum

- La répartition des surfaces ainsi que leur pourcentage par rapport aux intervalles des altitudes est résumée par le tableau suivant

**Tableau III.1** Surfaces du bassin en fonction des altitudes

ALTITUDES (m)		Si (km <sup>2</sup> )	Si (%)	Si cumulées (%)
2000	2100	0.829	0.5	0.5
1900	2000	1.94	1.19	1.69
1800	1900	2.545	1.56	3.25
1700	1800	5.458	3.34	6.59
1600	1700	11.487	7.03	13.62
1500	1600	15.897	9.73	23.35
1400	1500	16.804	10.28	33.63
1300	1400	15.741	9.63	43.26
1200	1300	16.785	10.27	53.53
1100	1200	20.394	12.48	66.01
1000	1100	22.089	13.52	79.53
900	1000	20.618	12.62	92.15
800	900	9.988	6.11	98.26
748	800	2.848	1.74	100

**Figure III.3** Courbe hypsométrique du bassin versant.

b) Détermination des altitudes caractéristiques ( $H_{\max}$  ;  $H_{\min}$  ;  $H_{50\%}$  ;  $H_{95\%}$  ;  $H_{5\%}$  ;  $H_{\text{moy}}$ )

D'après la topographie et la courbe hypsométrique :

- L'altitude maximale  $H_{\max}$   $H_{\max} = 2100 \text{ m}$
- L'altitude minimale  $H_{\min}$   $H_{\min} = 748 \text{ m}$

D'après la courbe ci-dessous on peut déterminer :

- L'altitude médiane  $H_{50\%}$   $H_{50\%} = 1248 \text{ m}$
- L'altitude à 95% de la surface  $H_{95\%}$   $H_{95\%} = 852 \text{ m}$
- L'altitude à 5% de la surface  $H_{5\%}$   $H_{5\%} = 1750 \text{ m}$
- L'altitude moyenne  $H_{\text{moy}}$  par la formule  $H_{\text{moy}} = 774 \text{ m}$

suivante

$$H_{\text{moy}} = \sum \frac{S_i H_i}{S} \dots \dots \dots \text{(III.5)}$$

## c) Calcul des indices de pente :

- Indice de pente global  $I_g$

$$I_g = \frac{D}{L_r} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L_r} \dots \dots \dots \text{(III.6)}$$

Avec

- D : Dénivelé entre  $H_{5\%}$  et  $H_{95\%}$  (m)
- $L_r$  : Longueur du rectangle équivalent (km)

$$I_g = \frac{(1750 - 852)}{26.306} \rightarrow I_g = 34.14 \text{ m/km} \rightarrow I_g = 3.414 \%$$

- Indice de pente de roche  $I_p$  :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L_r}} \left[ \sum_{i=1}^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \right] \dots \dots \dots \text{(III.7)}$$

Avec :

- $L_r$  : Longueur du rectangle équivalent (m)
- $S_i$  : Surface partielle entre deux courbes de niveaux successives (%)
- $H_i$   $H_{i-1}$  : côtes des courbes de niveaux consécutives (m)

$$I_p = 2.13$$

- Indice de pente moyenne du bassin  $I_m$

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct et donc du temps de concentration  $T_c$ .

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1+L_2+L_3+\dots+0.5L_n)}{S} \quad \rightarrow \quad I_m = \frac{100(0.5L_1+L_2+L_3+\dots+0.5L_n)}{163437472} \dots\dots\dots(III.8)$$

Avec

- $\Delta H$  : Dénivelé (m)
- $L_i$  : Longueur de courbe de niveau d'ordre « i » (m)
- $S$  : Surface du bassin versant (m<sup>2</sup>)

**Tableau III.2** Longueurs des courbes de niveaux du bassin versant

<b>Altitudes (m)</b>	<b>800</b>	<b>900</b>	<b>1000</b>	<b>1100</b>	<b>1200</b>	<b>1300</b>	<b>1400</b>
<b>Longueur de la courbe (m)</b>	8423,9	23286,65	32747,5	46075,2	48988,5	46439,9	46459,5
<b>Altitudes (m)</b>	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100
<b>Longueur de la courbe (m)</b>	40026	35555,93	23183,9	12581,3	9315,06	4532,28	1883,43

$I_m = 0.23 \rightarrow$  L'indice de pente moyenne est fort, ainsi on a un écoulement moyen.

- Dénivelée spécifique  $D_s$

Cet indice permet de donner une comparaison un peu plus poussée entre les bassins de point de vue relief.

$$D_s = I_g \sqrt{S} \dots\dots\dots(III.9)$$

$D_s = 0.034 \sqrt{163437472} \rightarrow D_s = 434.66 \text{ m} \rightarrow$  La zone est caractérisée par un fort relief.

### III.2.2 Caractéristiques hydrographique du bassin

#### III.2.2.1 Le réseau hydrographique

- a- Densité de drainage  $D_d$

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots(III.10)$$

$D_d = \frac{86.514}{163.437} \rightarrow D_d = 0.53 \text{ km/km}^2 \rightarrow$  la densité de drainage est faible, cela est expliquée par une faible répartition de chevelure hydrographique.

Avec

$\sum L_i$  : Longueur de tous les talwegs (km)  
 $S$  : Superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>)

b- Densité du talweg élémentaire :

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots(III.11)$$

Avec :

$N_1$  : Nombre de talwegs d'ordre 1  
 $S$  : Superficie du bassin versant en (km<sup>2</sup>)

$$F_1 = \frac{30}{163.437472} \dots\dots\dots(III.12)$$

$$F_1 = 0.183$$

c- Coefficient de torrentialité

Il est définit comme suit :

$$C_t = D_d \times F_1 \dots\dots\dots(III.13)$$

$$C_t = 0.53 \times 0.183 \rightarrow C_t = 0.097 \text{ km}^{-3}$$

### III.2.2.2 Temps de concentration

Le temps de concentration est défini comme étant le temps nécessaire que met la goutte d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire. Ce temps nous renseigne sur le mode de réaction du bassin versant en période de crue. Il peut être calculé par plusieurs formules :

- Formule de Giandotti

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots(III.14)$$

Avec

S	:	Surface du bassin versant en	(km <sup>2</sup> )
L	:	Longueur du cours d'eau principal en	(km)
H <sub>moy</sub>	:	Altitude moyenne en	(m)
H <sub>min</sub>	:	Altitude minimale en	(m)

$$T_c = \frac{4\sqrt{163.473472} + 1.5 \times 6.26}{0.8\sqrt{774-748}} \dots\dots\dots(\text{III.15})$$

$$T_c = 15 \text{ h}$$

- Formule de Ventura

$$T_c = 76.3 \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{100I_{cp}}} \dots\dots\dots(\text{III.16})$$

Avec

S	:	Surface du bassin versant en	(km <sup>2</sup> )
I <sub>cp</sub>	:	Pente du cours d'eau principal en	(%)

$$T_c = 76.3 \frac{\sqrt{163.437472}}{\sqrt{100 \times 4.3827}} \dots\dots\dots(\text{III.17})$$

$$T_c = 35.5 \text{ h}$$

- Formule de California

$$T_c = \left( \frac{0.87 \times L_{cp}^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0.386} \dots\dots\dots(\text{III.18})$$

Avec

L <sub>cp</sub>	:	Longueur du cours d'eau principal en	(km)
H <sub>max</sub>	:	Altitude maximale du bassin versant en	(m)
H <sub>min</sub>	:	Altitude minimale du bassin versant en	(m)

$$T_c = \left( \frac{0.87 \times 6.26^3}{2160 - 748} \right)^{0.386} \dots\dots\dots(\text{III.19})$$

$$T_c = 30 \text{ min}$$

- Formule de Passini

$$T_c = 64.8 \frac{\sqrt[3]{S \cdot L_{cp}}}{\sqrt{100 \cdot I_{cp}}} \dots\dots\dots(III.20)$$

Avec

- S : Surface du bassin versant en (km<sup>2</sup>)  
 L<sub>cp</sub> : Longueur du cours d'eau principal en (km)  
 I<sub>cp</sub> : Pente du cours d'eau principal en %

$$T_c = 64.8 \frac{\sqrt[3]{163.437472 \times 6.26}}{\sqrt{100 \times 7.66}} \dots\dots\dots(III.21)$$

$$T_c = 24 \text{ h}$$

- Vu la superficie de notre bassin on écarte la valeur trouvée par la formule de California car elle est insignifiante, pour ce cas et on opte à prendre un temps de concentration égale à 14.84 h trouvé par la formule de Giandotti.

### III.2.2.3 Vitesse de ruissellement

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c} \dots\dots\dots(III.22)$$

Avec

- L<sub>cp</sub> : Longueur du cours d'eau principal en (km)  
 T<sub>c</sub> : Temps de concentration en (heure)

$$V_r = \frac{6.26}{14.84} \rightarrow V_r = 0.42 \text{ km/h}$$

### III.2.2.4 Profil longitudinal d'oued Tabeggart

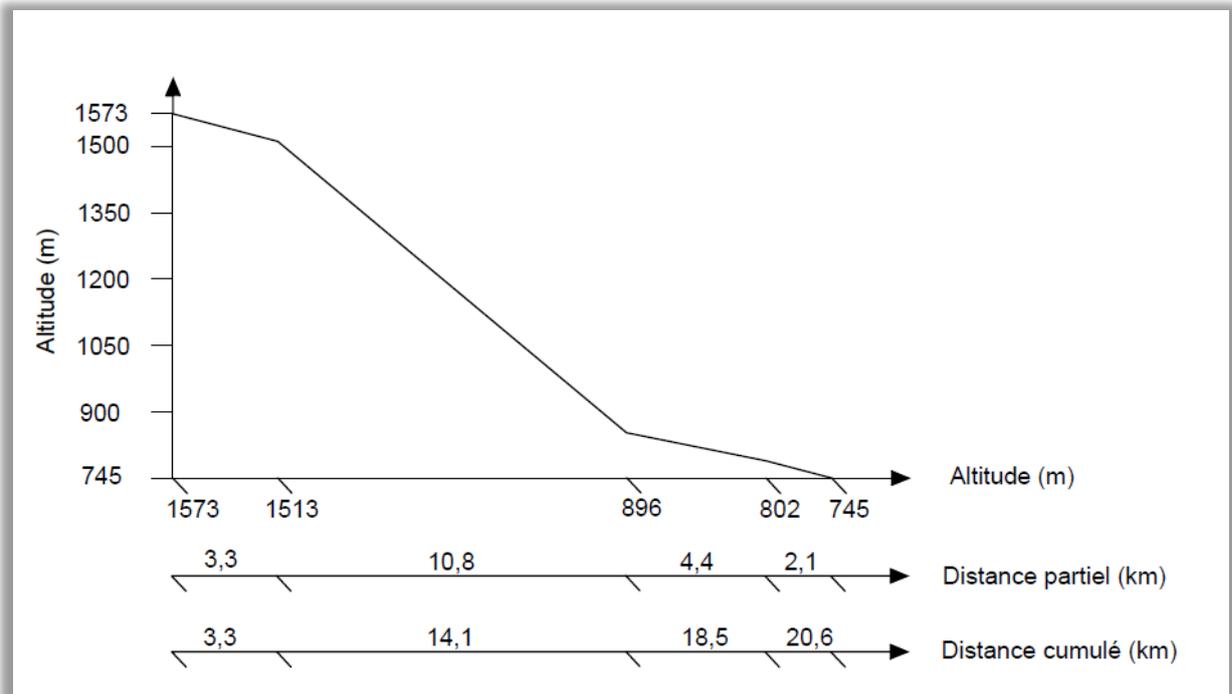


Figure III.4 Profil longitudinal d'oued Tabeggart

Tableau III.3 Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Désignation	Symbol	Unité	Valeur
<b>Superficie</b>	S	km <sup>2</sup>	163.473472
<b>Périmètre</b>	P	km	66
<b>Longueur du talweg principal</b>	L <sub>cp</sub>	km	6.26
<b>Indice de compacité</b>	K <sub>C</sub>	/	1.44
<b>Coefficient d'allongement</b>	K <sub>P</sub>	/	0.24
<b>Rectangle équivalent</b>	<b>Longueur</b>	km	26.306
	<b>Largeur</b>		6.244
<b>Altitudes</b>	<b>Maximale</b>	m	2100
	<b>Médiane</b>		1248
	<b>Moyenne</b>		774
	<b>Minimale</b>		748
<b>Indice de pente global</b>	I <sub>g</sub>	m/km	34
<b>Indice de pente de roche</b>	I <sub>p</sub>	%	2.13
<b>Indice de pente moyenne</b>	I <sub>m</sub>	%	0.23
<b>Densité de drainage</b>	D <sub>d</sub>	km/km <sup>2</sup>	0.53
<b>Densité spécifique</b>	D <sub>s</sub>	m	434.66
<b>Tems de concentration</b>	T <sub>C</sub>	h	14.84
<b>Vitesse de ruissellement</b>	V <sub>r</sub>	km/h	12.92

### III.2.2.5 Caractéristiques climatiques du bassin versant

#### a- Température

**Tableau III.4** Variation mensuelle de la température

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Août
<b>T° max</b>	34	28	22	17	17	19	22	26	32	37	40	39
<b>T° min</b>	23	18	12	8	7	9	11	15	19	24	27	27
<b>T° moy</b>	29	23	17	13	12	14	17	21	26	31	34	34

#### b- Le vent

Les vents dominants sont de secteur nord (de NE à NO). Leur vitesse moyenne mensuelle à deux mètres du sol est 1.2 m/s sans une grande variation d'un mois à l'autre.

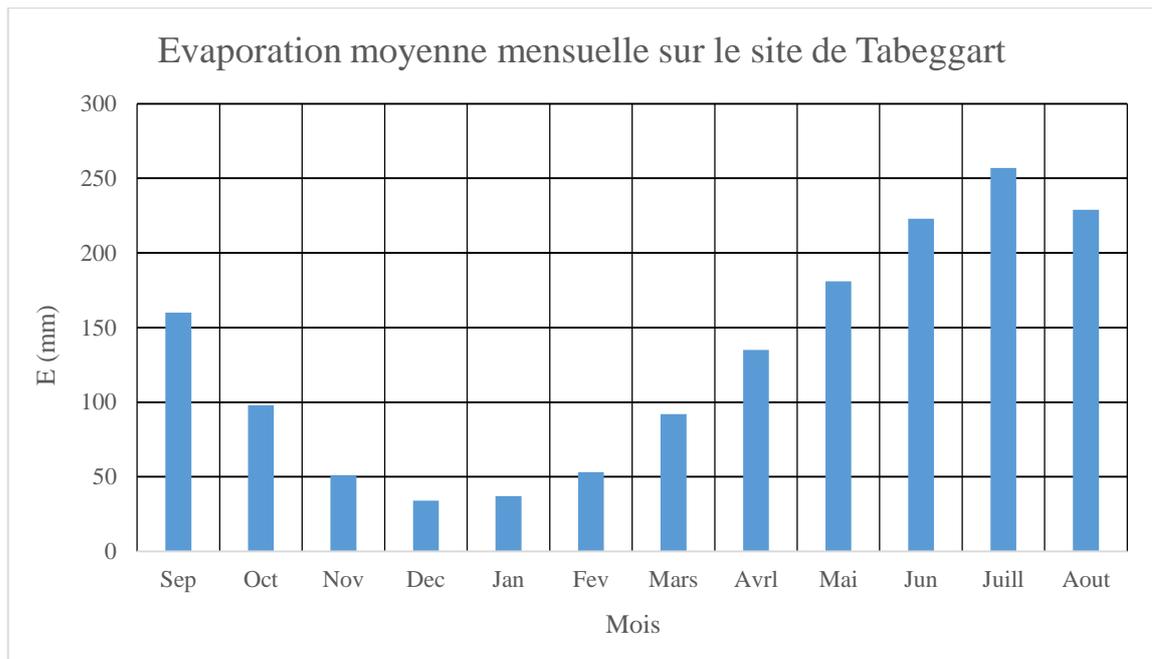
#### c- Humidité de l'air

La tension de vapeur dans l'air varie de 6 à 8 millibars de décembre à avril et atteint 13 à 14 millibars en été dans la région des Aurès.

#### d- Evaporation

**Tableau III.5** Evaporation mensuelle (observation)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Somme
<b>E (mm)</b>	113	70	18	10	09	25	60	90	149	195	230	200	1169



**Figure III.5** Evaporation du site de Tabeggart

### III.3 Etude de précipitation

On opte pour la station (05 13 06) située à la région de Ngaous, comme étant une station de base pour les calculs et le dimensionnement de notre vu qu'elle possède le plus grand nombre d'observations durant les années de fonctionnement, ainsi proche de l'exutoire, dont son altitude est la plus proche à l'altitude moyenne de bassin versant par rapport aux autres stations pluviométriques existant aux alentours du bassin en question.

**Tableau III.6** Caractéristiques de la station de Ngaous (A.N.R.H.2017)

Station	Code	Source	Coordonnée (UTM)			Années de service	Nbr(ans)
			X	Y	Z		
NGAOUS	05 13 06	A.N.R.H	764.1	2551.1	750	1966	47

#### III.3.1 Homogénéisation des données

- Test non paramétrique (test de Wilcoxon)

Afin de vérifier encore l'homogénéité de notre série d'observation, on fait intervenir un test non paramétrique (test de Wilcoxon) plus puissant que celui de la médiane, pour cela on divise notre série de pluie annuelle en deux sous-série Y et X dont les tailles sont respectivement  $N_1$  et  $N_2$  avec ( $N_2 > N_1$ )

Après avoir classé la série XUY par ordre décroissant on attribue à chaque valeur de la série son rang et préciser à quelle sous série appartient-elle. (Annexe B)

Soit Y la série d'observation de taille  $N_1$  à étudier dans ce test pour un seuil de signification  $1-\alpha = 95 \%$

- Condition du test de Wilcoxon

D'après Wilcoxon la série de données est homogène si et seulement si cette inégalité soit vérifiée :

$$W_{\min} < W_y < W_{\max}$$

Avec :

$W_y$  : Somme des rangs de l'échantillon Y

$$W_{\min} : W_{\min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} - \mu_{1-\alpha/2} \sqrt{\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12}} \dots\dots\dots(III.25)$$

$$W_{\max} : W_{\max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{\min} \dots\dots\dots(III.26)$$

$N_1$  : Taille de l'échantillon Y

$N_2$  : Taille de l'échantillon X

$\mu_{1-\alpha/2}$  : Variable centrée réduite de Gauss pour un seuil de 95 % égal à 1.96

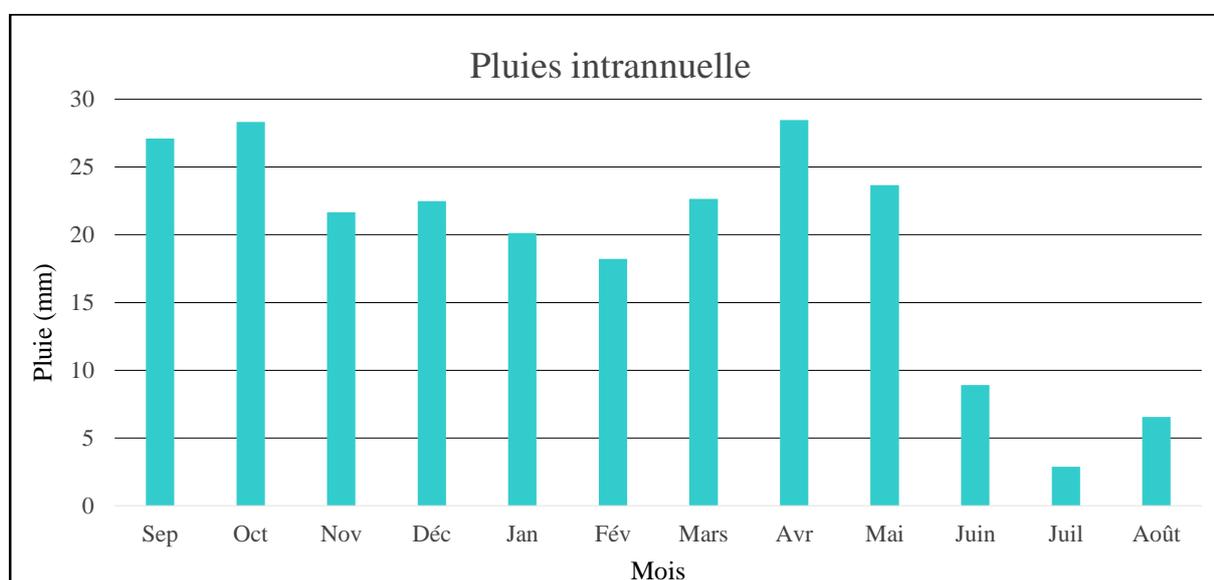
**Tableau III.7** Résultat du test de Wilcoxon

	Série des pluies moyennes annuelles
<b>La taille de l'échantillon</b>	38
$N_1$	16
$N_2$	22
$W_y$	360
$W_{\min}$	245.20
$W_{\max}$	378.8
La condition $W_{\min} < W_y < W_{\max}$	Vérifiée

les séries de pluies moyennes annuelles est homogène d'après le test de Wilcoxon.

**Tableau III.8** Pluies intra-annuelle :

Année	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Août	Annuelle
P <sub>mo</sub> y (mm)	27.11	28.35	21.66	22.49	20.13	18.23	22.64	28.48	23.68	8.91	2.88	6.55	231.1
P (%)	11.73	12.25	9.37	9.73	8.7	7.89	9.8	12.32	10.24	3.85	1.24	2.83	100

**Figure III 6** Répartition intra-annuelle des précipitations

### III.3.2 Ajustement des précipitations maximales journalières

Afin d'estimer les débits de crue, on passe par l'étude des pluies maximales par l'observation des données de la série des précipitations maximales journalières pour ajuster cette dernière par une loi théorique probabiliste, dans le but de déterminer l'intensité de pluie et de période de retour donnée. En passant 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 données.
- ✓ Ajuster graphique de la loi choisie.
- ✓ Calcul le quantile et son intervalle de confiance.

- Les caractéristiques de la série des pluies maximales journalière sont représentées dans le tableau III.9
- La série des pluies maximales journalière est présentée dans l'annexe B.

**Tableau III.9** Caractéristiques statistiques de la série de pluie utilisée.

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_i^{38} X_i$	1443.8
La moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{x} = \frac{\sum_i^{38} X_i}{38}$	38
L'écart type « $\sigma_x$ »	$\sigma^2 = \frac{1}{n-1} \times \sum_{i=1}^n (x_i^2 - n\bar{x}^2)$ $\sigma = \sqrt{\sigma^2}$	18.09
Coefficient de variation « $C_v$ » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{x}}$	0.476
L'exposant climatique	$b = 0.38$	

**Remarque :** L'exposant climatique pour la région de Batna est de 0.38 (Source : ANBT)

### III.3.2.1 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 théorique, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée » (B.TOUAIBIA, 2001)

Pour notre cas on utilisera la loi de de Gumbel, la loi de Galton (log normal).

### A- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

Loi à double exponentielle, elle s'applique pour la précipitation maximale journalière pour une période de retour donné afin de déterminer les valeurs fréquentielles selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots(III.27)$$

Avec

- Y = A(x-x<sub>0</sub>)
- 1/a : Pente de la droite de GUMBEL
- y : Variable réduite de GUMBEL
- x : Précipitation maximale journalière en (mm)
- x<sub>0</sub> : Coordonné à l'origine en (mm)

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

La valeur expérimentale pour chaque valeur de précipitation est calculée suivant la formule de HAZEN, tel que :

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

Avec :

- m : Rang de la valeur de précipitation après classement par ordre croissant
- n : Nombre total d'observation dans la série (=38)

L'ajustement est fait par le biais d'un outil informatique de calcul probabiliste dont les paramètres de l'ajustement par la loi de GUMBEL sont comme suit :

- 1/a : Pente de la droite de GUMBEL = 14.1081
- x<sub>0</sub> : Coordonné à l'origine en (mm) = 29.8513

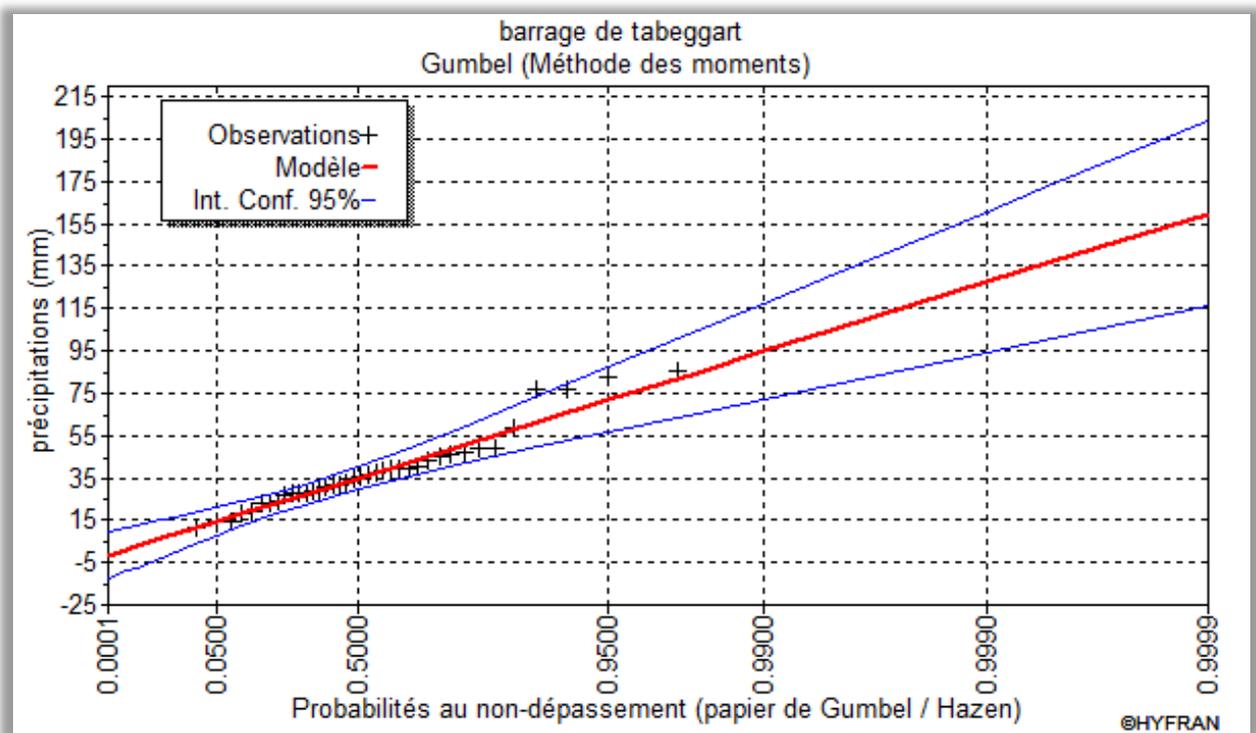
**Tableau III.10** Ajustement de la série de pluie maximale journalière à la loi GUMBEL

T	q	XT	écart-type	Intervalle de confiance (95%)
1000	0.9990	129.1	17.86	94.12 - 164.2
100	0.9900	95.79	12.12	72.03 - 119.6
50	0.9800	85.70	10.41	65.30 - 106.1
20	0.9500	72.23	8.148	56.26 - 88.21
10	0.9000	61.83	6.450	49.18 - 74.48

q : Probabilité empirique

XT : Valeur à la période T

Graphique issu de cet ajustement sur papier GUMBEL représenté par la figure ci-après.



**Figure III.7** Ajustement à la loi Gumbel

**B-** Ajustement de la série pluviométrique à la loi log Normal (Galton).

L'ajustement de la série se fait de la même manière, seulement on change la loi à la loi log normale ajustée avec le papier log normale.

La loi de GALTON dont sa fonction de répartition s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots \dots \dots (III.29)$$

$$u = \frac{\ln X - \overline{\ln X}}{\sigma_{\ln x}} \dots \dots \dots (III.30)$$

u : variable réduite de GAUSS

L'équation de la variable réduite sous forme d'une droite dont l'expression est

$$\ln x = \sigma_{\ln x} u + \overline{\ln x} \dots \dots \dots (III.31)$$

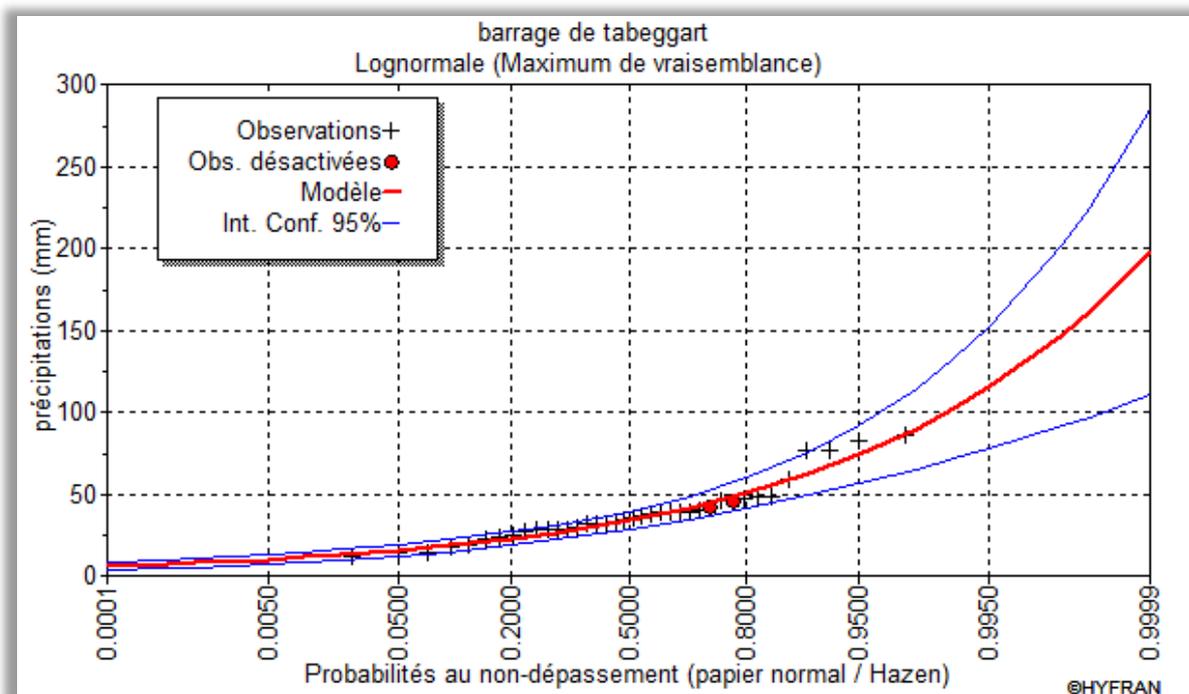
**Tableau III.11** Ajustement de la série de pluie maximale journalière à la loi Galton

T	q	XT	écart-type	Intervalle de confiance (95%)
1000	0.9990	146.5	28.20	91.24 - 201.8
100	0.9900	102.0	15.70	71.18 - 132.7
50	0.9800	89.57	12.62	64.82 - 114.3
20	0.9500	73.76	9.030	56.06 - 91.46
10	0.9000	62.06	6.673	48.98 - 75.15

Graphique de l'ajustement par la loi log normal (GALTON) est représenté ci-après

q : Probabilité empirique

XT : Valeur à la période T



**Figure III.8** Ajustement à la loi GALTON

### III.3.2.2 Test de validité de l'ajustement

La vérification de la compatibilité des données avec une distribution choisie a priori par un test d'adéquation de ces lois afin d'adopter le meilleur ajustement possible pour nos données.

Le test de Khi carré  $\chi^2$  assure cette tâche, et les résultats sont obtenus après passage par un outil informatique de calcul probabiliste.

$$\chi^2 = \sum \frac{(X-Y)^2}{Y}$$

X : Valeur observée.

Y : Valeur théorique.

Le tableau suivant résume les résultats du test Khi carré pour chaque loi :

**Tableau III.12** Résultats du test d'adéquation

Lois	$\chi_{cal}^2$	$\chi_{thé}^2$
<b>GUMBEL</b>	4	11.07
<b>Log Normale</b>	1.78	11.07

La valeur théorique du Khi carré ( $\chi_{thé}^2$ ) est tirée à partir de la table de Khi carré pour une probabilité de 5% au non dépassement. (Annexe B)

La loi utilisée pour l'extrapolation des pluies annuelles pour des fréquences rares est log normale.

$q = F(x)$  (Probabilité au non dépassement)

$T = \frac{1}{(1-q)}$  (Période de retour)

Log normale (Maximum de vraisemblance)

**Tableau III.13** Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

<b>GALTON (log normale)</b>	<b>Caractéristiques de la loi</b>	<b>Caractéristiques de l'échantillon</b>
Minimum	0.0	11.20
Maximum	0.0	85.40
Moyenne	37.8	37.99
Écart-type	19.01	18.09
Médiane	33.76	35.05

### III.3.3 Pluies de courtes durées et leurs intensités à différentes fréquences

Pour la détermination des données pluviométriques des pluies de courtes durées (averses) qui sont caractérisées par leurs intensité – durée – fréquence (les courbes I.D.F) on procède par des formules générale exprimant la précipitation à une fréquence donnée en fonction du temps, tel que la formule de Montana :

$$P_{ct} \% = P_{\max j, p\%} \left( \frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots(III.34)$$

- $P_{ct} \%$  : Pluie d'une courte durée (t) pour une fréquence voulue (mm)  
 $P_{\max j}$  : Pluie maximale journalière pour une même fréquence (mm)  
t : Durée de la pluie  
b : Exposant climatique (pour notre région, il est de 0.38)

L'intensité de pluie est donnée par la formule :

$$I = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots(III.35)$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant

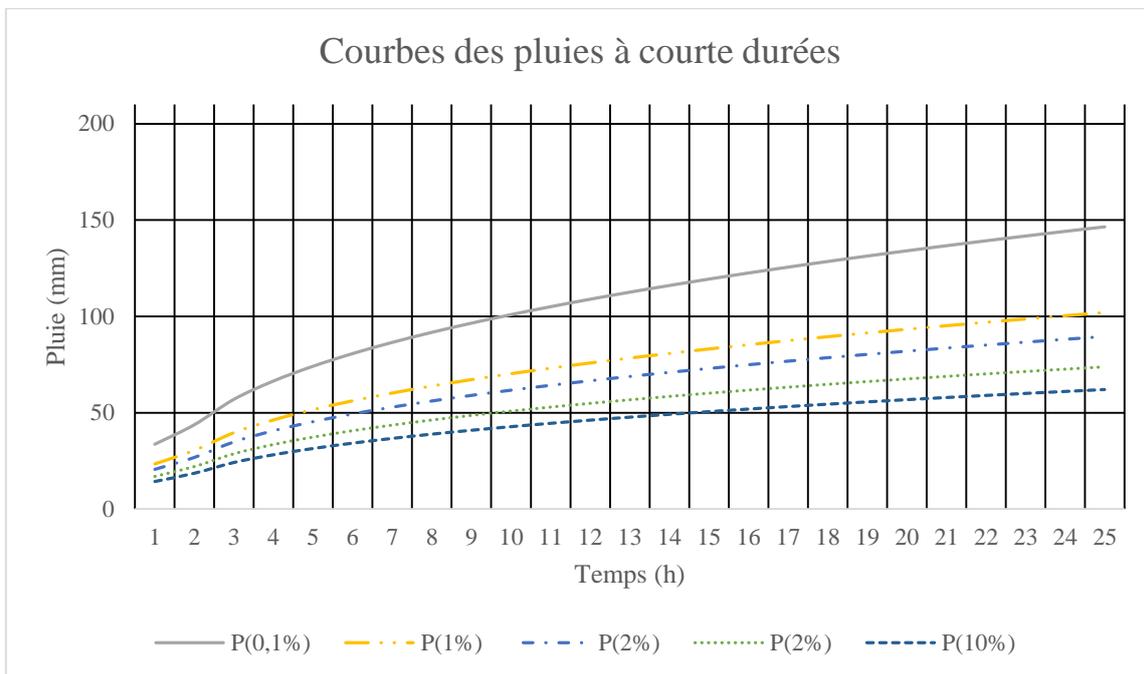
**Tableau III.14** Pluies maximales fréquentielles

<b>Période</b>	1000	100	50	20	10
<b>Fréquence(%)</b>	0,1	1	2	5	10
<b>P<sub>j max</sub> (mm)</b>	146,5	102	89,57	73,76	62,06

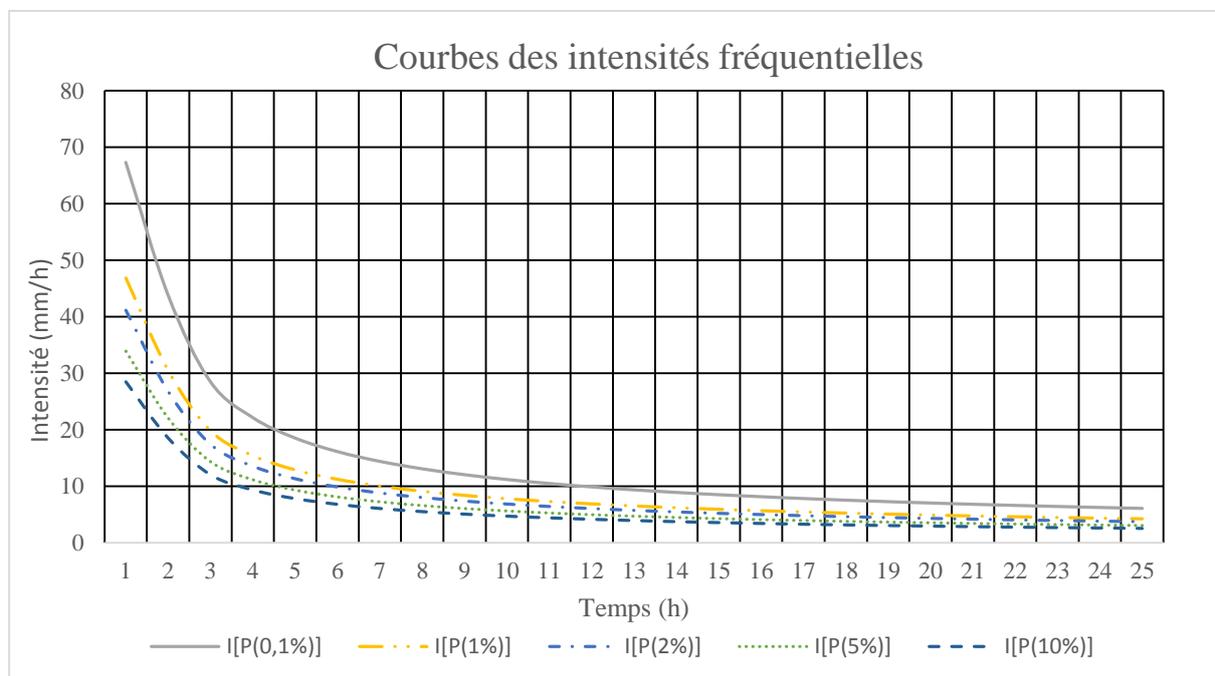


**Tableau III.15** Pluie de courte durées et l'intensité de différentes fréquences

période	1000		100		50		20		10	
fréquence%	0,1		1		2		5		10	
Pj max (mm)	146,5		102		89,57		73,76		62,06	
temps (h)	Pmax t	I								
0,5	33,648519	67,297038	23,427638	46,855276	20,572682	41,145363	16,941398	33,882795	14,25411	28,50822
1	43,788226	43,788226	30,487366	30,487366	26,772092	26,772092	22,04655	22,04655	18,54947	18,54947
2	56,983452	28,491726	39,674485	19,837243	34,839643	17,419822	28,690098	14,345049	24,139201	12,069601
3	66,475778	22,158593	46,283477	15,427826	40,643245	13,547748	33,469306	11,156435	28,160319	9,3867731
4	74,154951	18,538738	51,630068	12,907517	45,338286	11,334572	37,335626	9,3339064	31,413353	7,8533383
5	80,717175	16,143435	56,198989	11,239798	49,350426	9,8700852	40,639583	8,1279165	34,193228	6,8386456
6	86,507712	14,417952	60,230626	10,038438	52,890756	8,8151261	43,555009	7,2591682	36,646202	6,1077004
7	91,726455	13,103779	63,864153	9,1234504	56,081492	8,0116417	46,182548	6,5975069	38,856954	5,5509934
8	96,500941	12,062618	67,188368	8,3985461	59,000609	7,3750762	48,586412	6,0733015	40,879511	5,1099389
9	100,9182	11,213134	70,263868	7,8070964	61,70132	6,8557022	50,810421	5,6456023	42,750742	4,7500824
10	105,04064	10,504064	73,134096	7,3134096	64,221775	6,4221775	52,88599	5,288599	44,497079	4,4497079
11	108,91472	9,901338	75,831408	6,8937644	66,590385	6,0536713	54,836516	4,9851378	46,138208	4,1943825
12	112,57611	9,3813423	78,380634	6,5317195	68,828955	5,7357462	56,679957	4,7233297	47,689237	3,9741031
13	116,05285	8,9271426	80,801305	6,215485	70,954636	5,4580489	58,430434	4,4946487	49,162049	3,7816961
14	119,36747	8,5262482	83,109095	5,9363639	72,981193	5,2129423	60,099283	4,2928059	50,566181	3,6118701
15	122,53835	8,1692234	85,316804	5,6877869	74,919864	4,9946576	61,695759	4,1130506	51,90942	3,460628
16	125,58071	7,8487946	87,435036	5,4646898	76,779963	4,7987477	63,227532	3,9517207	53,198219	3,3248887
17	128,50734	7,5592554	89,472689	5,2630994	78,569302	4,6217236	64,701035	3,8059432	54,437991	3,2022348
18	131,32908	7,29606	91,437312	5,0798507	80,29451	4,4608061	66,121727	3,6734293	55,633329	3,0907405
19	134,05522	7,0555378	93,335373	4,9123881	81,961268	4,313751	67,494286	3,5523308	56,788169	2,988851
20	136,69378	6,834689	95,172461	4,758623	83,574483	4,1787242	68,822752	3,4411376	57,905911	2,8952955
21	139,25176	6,6310361	96,953442	4,6168306	85,138429	4,0542109	70,110646	3,3386022	58,989516	2,8090246
22	141,73528	6,4425128	98,682585	4,4855721	86,656855	3,9389479	71,361054	3,2436843	60,041581	2,7291628
23	144,14976	6,267381	100,36366	4,3636373	88,133066	3,8318724	72,576699	3,1555087	61,064398	2,6549738
24	146,5	6,1041667	102	4,25	89,57	3,7320833	73,76	3,0733333	62,06	2,5858333



**Figure III.9** Courbes des pluies de courtes durées



**Figure III.10** Courbes des intensités durées fréquences.

### III.3.4 Etude des apports

Le moyen le plus efficace pour la détermination des apports est celui des observations hydrométriques, lorsqu'on possède des stations de mesure au niveau du bassin versant en question d'étude, dans le cas contraire, on procède soit par analogie par rapport à un autre bassin voisin qui sera bien sûr jaugé, ou encore par le biais des méthodes et des relations empiriques basées sur la pluviométrie, et dépendent des paramètres d'apport et de déficit.

#### III.3.4.1 Estimation de l'apport moyen annuel

- Méthode d'analogie

Puisque notre bassin n'est pas jaugé, et que l'approche empirique n'est pas bonne à utiliser, pour évaluer les apports propres à ce bassin, on recourt donc à la méthode d'analogie en se basant sur les observations de la station 05 13 06 pour nos évaluations.

- Méthodologie :

« La méthode analogique consiste à déterminer à partir des caractéristiques des autres bassins versants, placés dans les mêmes conditions hydrologiques, les caractéristiques inconnues du bassin versant voisin. »B.TOUAIBIA (2001)

**Tableau III.16** Apports moyen mensuel de la station d'Oued Barika N'Gaous (A.N.R.H)

Mois	Jan.	Fév.	Mars.	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Août	Total
A (Mm <sup>3</sup> )	2,34	2,34	3,96	3,405	1,91	1,94	0,669	1,486	40,35
A (%)	8,22	8,23	13,94	11,97	6,71	6,81	2,35	5,22	100
	Oct.	Nov.	Déc.	Sep.					
A (Mm <sup>3</sup> )	2,764	3,101	1,767	2,764					
A (%)	9,715	10,80	6,21	9,715					

**Tableau III.17** Apports moyen annuels de la station d'Oued Barika N'Gaous

Années d'observation	Apport annuel (Mm <sup>3</sup> )	Années d'observation	Apport annuel (Mm <sup>3</sup> )
1975 – 1976	28,62	1994 – 1995	50,16
1976 – 1977	49,60	1995 – 1996	19,38
1977 – 1978	7,53	1996 – 1997	4,40
1978 – 1979	6,96	1997 – 1998	47,61
1979 – 1980	8,34	1998 – 1999	10,00
1980 – 1981	4,33	1999 – 2000	11,22
1981 – 1982	8,38	2000 – 2001	5,62
1982 – 1983	29,35	2001 – 2002	6,64
1983 – 1984	17,92	2002 – 2003	29,11
1984 – 1985	4,89	2003 – 2004	82,29
1985 – 1986	19,62	2004 – 2005	44,56
1986 – 1987	12,40	2005 – 2006	99,65
1987 – 1988	9,60	2006 – 2007	13,45
1988 – 1989	22,86	2007 – 2008	12,89
1989 – 1990	63,83	2008 – 2009	75,11
1990 – 1991	10,25	2009 – 2010	89,31
1991 – 1992	75,31	2010 – 2011	74,79
1992 – 1993	7,53	2011 – 2012	14,26
1993 – 1994	7,45	2012 – 2013	7,20
<b>Apport interannuel = 40,35 Mm<sup>3</sup></b>			

Nombre d'année d'observation N = 38

Pour déterminer les apports de notre bassin versant on base sur l'analogie avec les observations de la station d'Oued Barika N'Gaous dans le bassin versant adjacent en utilisant cette expression :

$$A_{moy}^{Site} = \frac{S_{BV}^{Site}}{S_{BV}^{Station}} \times A_{moy}^{Station} \dots\dots\dots(III.42)$$

Avec :

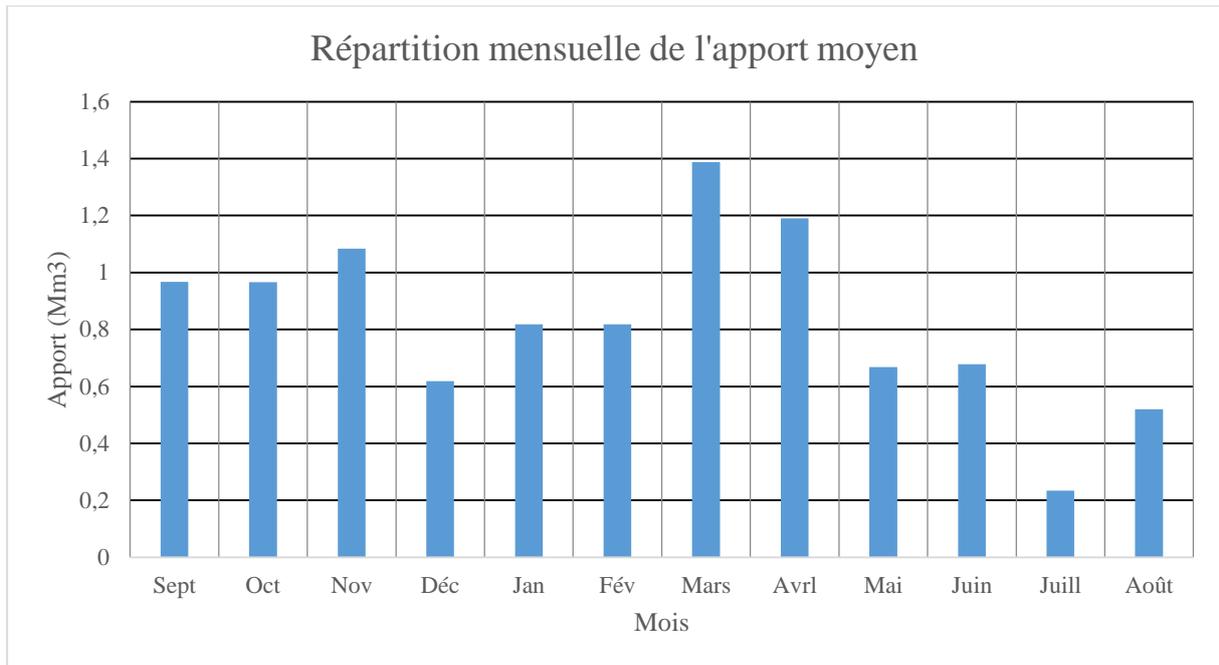
- $A_{moy}^{Site}$  : Apport moyen estimé du site en (Mm<sup>3</sup>)
- $A_{moy}^{Station}$  : Apport moyen mesuré de la station en (Mm<sup>3</sup>)
- $S_{BV}^{Site}$  : Surface du bassin versant du site égal à 163.437472 (km<sup>2</sup>)
- $S_{BV}^{Station}$  : Surface du bassin versant adjacent ou se trouve la station égal à 663 (km<sup>2</sup>)

**Tableau III.18** Apports moyens annuels du site Tabeggart

Années d'observation	Apport annuel (Mm <sup>3</sup> )	Années d'observation	Apport annuel (Mm <sup>3</sup> )
1975 – 1976	7,05	1994 – 1995	12,36
1976 – 1977	12,22	1995 – 1996	4,77
1977 – 1978	1,85	1996 – 1997	1,08
1978 – 1979	1,71	1997 – 1998	11,73
1979 – 1980	2,05	1998 – 1999	2,46
1980 – 1981	1,06	1999 – 2000	2,76
1981 – 1982	2,06	2000 – 2001	1,38
1982 – 1983	7,23	2001 – 2002	1,63
1983 – 1984	4,41	2002 – 2003	7,17
1984 – 1985	1,20	2003 – 2004	20,28
1985 – 1986	4,83	2004 – 2005	10,98
1986 – 1987	3,05	2005 – 2006	24,56
1987 – 1988	2,36	2006 – 2007	3,31
1988 – 1989	5,63	2007 – 2008	3,17
1989 – 1990	15,73	2008 – 2009	18,51
1990 – 1991	2,52	2009 – 2010	22,01
1991 – 1992	18,56	2010 – 2011	18,43
1992 – 1993	1,85	2011 – 2012	3,51
1993 – 1994	1,83	2012 – 2013	1,77
<b>Apport interannuel = 9.95 Mm<sup>3</sup></b>			

**Tableau III.19** Apports moyen mensuel estimé du site de Tabeggart

Mois	Apport mensuel (Mm <sup>3</sup> )	Apport mensuel (%)
Jan.	0,8179	8,22
Fév.	0,8188	8,23
Mars.	1,387	13,94
Avr.	1,191	11,97
Mai	0,6676	6,71
Juin	0,6776	6,81
Juill.	0,2338	2,35
Août	0,5194	5,22
Total	9,95	100
Sep.	0,966	9,715
Oct.	0,966	9,715
Nov.	1,0746	10,80
Déc.	0,6178	6,21



**Figure III.11** Répartition mensuelle de l'apport moyen du site Tabeggart

### III.3.4.2 Calcul des apports fréquents

Pour déterminer les apports fréquents, on opte à utiliser la loi de Pearson III, exprimée par l'expression suivante :

$$A_{80\%} = [F_{P\%}C_v + 1]A_0 \dots \dots \dots (III.43)$$

Avec :

- $A_0$  : Apport moyen annuel en (Mm<sup>3</sup>)
- $A_{80\%}$  : Apport annuel en (Mm<sup>3</sup>) estimé à 80 % de probabilité
- $C_v$  : Coefficient de variation
- $F_{P\%}$  : La fonction de Rybkine-Foster pour une fréquence donnée tirée de la table

- Caractéristiques de l'écoulement

a- Module de l'écoulement :

$$M_e = \frac{A_{moy\ annuel}}{T} \dots \dots \dots (III.44)$$

$$AN: M_e = \frac{9.95 \times 10^9}{(365 \times 24 \times 3600)}$$

$$M_e = 315.51 \text{ l/s}$$

b- Module de l'écoulement relatif au bassin versant

$$M_0 = \frac{M_e}{S_{BV}} \dots \dots \dots (III.45)$$

$$AN: M_0 = \frac{222.28}{163.437472}$$

$$M_0 = 1.93 \text{ l/s/km}^2$$

c- La lame d'eau écoulée

$$L_e = \frac{A_{moy \text{ annuel}}}{S_{BV}} \dots \dots \dots (III.46)$$

$$AN: L_e = \frac{9.95}{163.437472} \times 10^3$$

$$L_e = 60.88 \text{ mm}$$

Avec :

$S_{BV}$	: Surface du bassin versant en $\text{km}^2$	$S_{BV} = 163.473472 \text{ km}^2$
$A_{moy}$	: Apport moyen annuel en $\text{Mm}^3$	$A_{moy} = 9.95 \text{ Mm}^3$
$T$	: Temps d'une année en secondes	$T = 31536000 \text{ s}$

d- Coefficient de l'écoulement :

Ce coefficient est donné par la formule suivante :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \dots \dots \dots (III.47)$$

$$AN: C_e = \frac{60.88}{231.1}$$

$$C_e = 0.26$$

- Détermination de coefficient de variation  $C_V$  :

Pour le faire on se base sur les différentes formules empiriques :

- Formule de Kristky-Menkel

$$C_V = \frac{0.83}{(S^{0.06} \times M_0^{0.27})} \dots \dots \dots (III.48)$$

$$AN : C_V = 0.51$$

Avec :

$M_0$  : Module de l'écoulement spécifique en (l/s/km<sup>2</sup>)

$S$  : Surface du bassin versant en (km<sup>2</sup>)

- Formule de Sokolovsky

$$C_V = a - 0.063 \log_{10}(S + 1) \dots \dots \dots (III.49)$$

Avec :

$$a = 0.78 - 0.29 \log_{10} M_0 \dots \dots \dots (III.50)$$

$$AN : C_V = 0.56$$

Avec :

$M_0$  : Module de l'écoulement spécifique en (l/s/km<sup>2</sup>)

$S$  : Surface du bassin versant en (km<sup>2</sup>)

- Formule Algérienne de N.Padoun

$$C_V = \frac{0.93K}{M_0^{0.23}} \dots \dots \dots (III.51)$$

$$AN: C_V = 0.64$$

Avec :

$M_0$  : Module de l'écoulement spécifique en (l/s/km<sup>2</sup>)

$K$  : Coefficient de réduction, compris entre (0.25 ; 1)  
On le prend égal à 0.8

- Formule d'Antonov

$$C_V = \frac{0.7}{(S+1000)^{0.097}} \dots \dots \dots (III.52)$$

$$AN: C_V = 0.35$$

**Tableau III.20** Récapitule les résultats des coefficients de variation de l'écoulement

Formule	Coefficient de variation $C_v$
Formule de Kristky-Menkel	0.51
Formule de Sokolovski	0.56
Formule Algérienne de N.Padoun	0.64
Formule d'Antonov	0.35
Moyenne des $C_v$	0.52

On prend la valeur moyenne entre ces quatre résultats qui est de 0.52

On détermine  $C_s$  le coefficient d'aplatissement

$$C_s = 2C_v \dots\dots\dots(III.53)$$

$$C_s = 1.04$$

Ainsi par projection sur la table de Rybkine-Foster (Annexe B) pour une probabilité de 80 % on aura  $F_{p\%} = -0.85$

D'après la loi de Pearson III

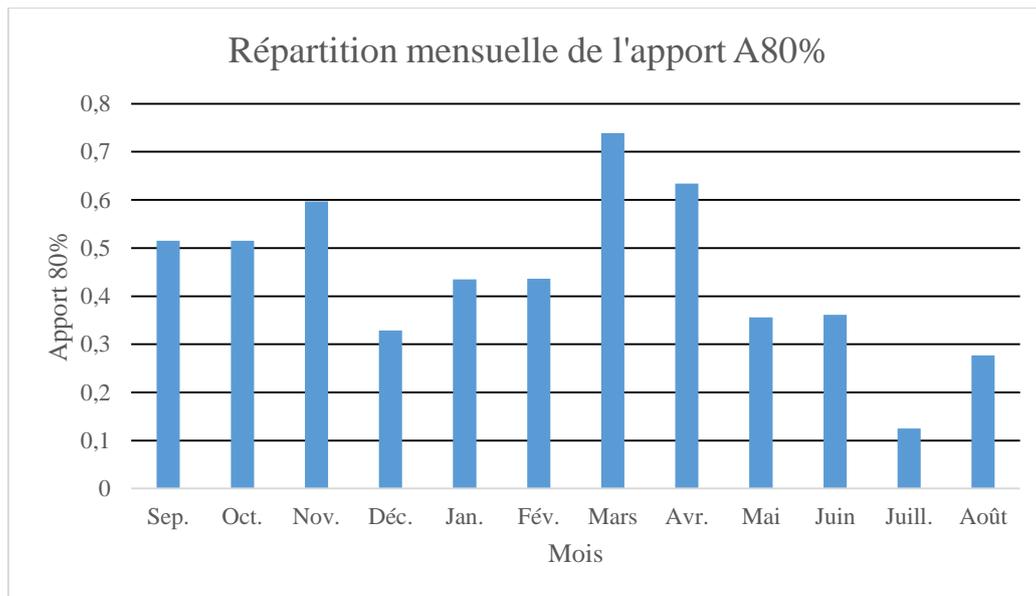
$$A_{80\%} = [F_{p\%}C_v + 1]A_0 \dots\dots\dots(III.54)$$

$$A_{80\%} = [-0.85 \times 0.55 + 1] \times 9.95$$

$$A_{80\%} = 5.3 \text{ Mm}^3$$

**Tableau III.21** Apport moyen mensuelle estimé à une probabilité de 80%

Mois	Apport en (%)	$A_{80\%}$ en (Mm <sup>3</sup> )
Août	5,22	0,277
Juill.	2,35	0,125
Juin	6,81	0,361
Mai	6,71	0,356
Avr.	11,97	0,634
Mars.	13,94	0,739
Fév.	8,23	0,436
Jan.	8,22	0,435
Déc.	6,21	0,329
Nov.	10,80	0,597
Oct.	9,715	0,515
Sep.	9,715	0,515



**Figure III.12** Apport mensuelle A<sub>80%</sub>

### III.3.5 Transport solide et détermination du volume mort

Dans le but de bien dimensionner un ouvrage hydrotechnique, il est primordial de passer par l'estimation des apports solides, ces derniers dépendent de la région, du climat (pluies et température), de l'étendue du relief du bassin, de la résistance du sol à l'érosion, liée aussi à la végétation et à la nature géologique des roches.

Le volume mort est une partie de l'écoulement solide dans un cours d'eau, les dépôts de sédiments au niveau du barrage maintiennent un certain régime d'équilibre écologique nécessaire pour la faune et la flore et se diminue au fur et au mesure dans le temps.

Pour estimer l'érosion au niveau de notre bassin versant on s'est basée sur les formules empiriques les plus utilisées, à cause de manque de données serviront pour l'estimation du transport solide, on note celle de TIXERONT :

#### III.3.5.1 Formule de TIXERONT

Cette formule tient en compte la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité elle s'écrit comme suit :

$$E_s = \alpha L_e^{0.15} \dots \dots \dots (III.55)$$

Avec :

$E_s$  : L'érosion spécifique en (t/km<sup>2</sup>.an)

$L_e$  : La lame d'eau écoulée en (mm).  $L_e = 44.89$  mm

$\alpha$  : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant,  $\alpha = 350$  pour les bassins

de moyenne à faible perméabilité.

**Tableau III.22** Représente les valeurs de  $\alpha$  en fonction de la perméabilité

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

$$AN : E_S = 619.28 \text{ t/km}^2 \cdot \text{an}$$

### III.3.5.2 Formule de Fournier

$$E_S = \frac{1}{36} \left( \frac{P_m^2}{P_a} \right)^{2.65} \left( \frac{h^2}{S} \right)^{0.46} \dots\dots\dots(III.56)$$

Avec :

$P_m$  : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (mm).  $P_m = 165.6$  mm

$P_a$  : Pluie moyenne mensuelle (mm).  $P_a = 231.1$  mm

$h$  : Altitude à  $0.45 \times (H_{\max} - H_{\min})$ .  $h = 635.4$  m

$H_{\max}$  : Altitude maximale égale à 2160 m

$H_{\min}$  : Altitude minimale égale à 748 m

$S$  : Surface du bassin versant en  $\text{km}^2$ .  $S = 163.437472$   $\text{km}^2$

$$AN : E_S = 317182.404 \text{ t/km}^2 \cdot \text{an}$$

**Remarque :** vu l'écart du résultat entre les deux relations empirique dans l'estimation de l'érosion, on opte à choisir la formule de TIXERONT, vu que cette formule a été obtenue après études sur un ensemble des barrages du nord-africain (Algérie, Tunisie) ce qui est le cas de situation pour notre région d'étude.

### III.3.5.3 Calcul du volume mort

Ce volume ne participe pas à la régularisation des débits, il existe plusieurs formules pour l'estimer :

a- Méthode liée à l'érosion spécifique :

$$V_m = \frac{E_S \times S \times T}{\gamma_s} \dots\dots\dots(III.57)$$

Avec :

$E_s$  : Érosion spécifique en (t /  $\text{km}^2 \cdot \text{an}$ )

$T$  : Durée de vie du barrage ( $T = 50$  ans)

$\gamma_s$  : Poids spécifique des sédiments =  $1.3 \text{ t / m}^3$

$S$  : Surface du bassin versant en ( $\text{km}^2$ )

Le poids spécifique des sédiments dans la zone sud des versants de monts du Hodna est estimé à  $1.3 \text{ t/m}^3$ .

$$AN : V_m = \frac{619.28 \times 163.437472 \times 50}{1.3}$$

$$V_m = 3.9 \text{ Mm}^3$$

#### b- Formule de TIXERONT

Le volume mort est estimé comme suit :

$$V_m = (1.05 \div 1.1) \frac{Q_s}{\gamma_s} \times T \dots\dots\dots (III.58)$$

Avec :

$Q_s$  : Débit solide en (t /an) ;  $Q_s = E_s \times S$

$T$  : Durée de vie du barrage ( $T = 50$  ans)

$\gamma_s$  : Poids spécifique des sédiments =  $1.3 \text{ t / m}^3$

$S$  : Surface du bassin versant en ( $\text{km}^2$ )

$$V_m = 1.1 \frac{619.28 \times 163.437472}{1.3} \times 50$$

$$AN: V_m = 4.28 \text{ Mm}^3$$

**Remarque** : on opte pour la formule de TIXERONT, car comme cité précédemment c'est la formule la plus utilisée est la plus adaptée aux bassins de l'Algérie.

Ainsi le volume mort est :  $V_m = 4.28 \text{ Mm}^3$

### III.4 Etude des crues

Les crues sont des phénomènes qui constituent un risque énorme pour les barrages, les statistiques ont montré que plus d'un tiers des accidents et catastrophes ayant affecté les barrages sont à cause principale des crues, dont l'estimation et la maîtrise est nécessaire afin d'établir les plan d'aléas et de prévention contre la crue.

Pour la détermination des crues, plusieurs méthodes ont été établies, on cite parmi :

- **Méthodes statistiques** : consistent à ajuster les séries de données des débits maximal observés par les lois usuelles (GUMBEL – Log Normale ou Pearson III) et d'estimer les débits pour des fréquences données. Cette méthode requiert l'existence de stations hydrométriques, ce qui n'est pas le cas pour notre bassin, et donc cette approche ne peut être appliqué pour estimer notre crue de projet.

- **Méthodes pseudo-déterministe** : des méthodes récentes élaborées à partir de modèles pluies-débits déterministes dont les paramètres sont tirés d'averses observées sur plusieurs évènements pluvieux.
- **Méthodes analogiques** : ces méthodes qui utilisent les propriétés statistiques des sites jaugés, qu'on applique sur le site non-jaugé par analogie de quelques paramètres importants comme le rapport des surfaces et des précipitations.
- **Méthodes empiriques** : utilisent des paramètres hydrologiques propres aux bassins versants et aux précipitations, plusieurs relations sont à comparer pour donner une bonne estimation sur la crue du projet, cette méthode fera l'outil de l'estimation des crues pour notre cas :

a- Formule de Mallet- Gauthier

Le débit de crue est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max P\%} = 2k \log(1 + A \times P_{\text{moy}}) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \dots\dots\dots(\text{III.59})$$

- Avec :
- k : Constante topographique varie entre 1 et 3 ; on prend k = 1
  - A : Constante topographique égale à 20
  - P<sub>moy</sub> : Précipitation moyenne interannuelle égale à 231.1 mm
  - T : Période de retour en années
  - S : Surface du bassin versant (163.437472 km<sup>2</sup>)
  - Q<sub>max P%</sub> : Débit maximum pour différentes périodes de retour en (m<sup>3</sup>/s)
  - L : Longueur du talweg principal (6.26 km)

**Tableau III.23** Représente les résultats des débits maximum pour différentes périodes de retour Données selon la formule de Mallet-Gauthier.

<b>T (ans)</b>	10	20	50	100	1000
<b>Q<sub>max P%</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	799,26	956,49	1131,28	1247,33	1572,53

b- Formule de POSSENTI

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

- Avec :
- P<sub>max j p%</sub> : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée (m)

- S : Superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>)  
 $\mu$  : Coefficient [700 <  $\mu$  < 800] ; on prend  $\mu = 750$   
L : Longueur du cours d'eau principal (km).

**Tableau III.24** Représente les résultats des débits maximum des crues pour différentes période de retour données par Possenti

T (ans)	10	20	50	100	1000
Q <sub>max P%</sub> (m <sup>3</sup> /s)	1215,20	1444,30	1753,88	1997,28	2868,64

c- Formule de Turraza

$$Q_{\max p\%} = \frac{C \times I_{tc} \times S}{3.6} \dots \dots \dots (III.60)$$

Avec :

- S : Superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>)  
C : Coefficient de ruissellement en fonction de probabilité donnée  
I<sub>tc</sub> : Intensité des pluies pour une fréquence donnée (mm/h)

**Tableau III.25** Représente les valeurs des débits maximum des crues pour différentes période de retour donnée par Turraza.

T (ans)	10	20	50	100	1000
C	0,5	0,55	0,6	0,7	0,8
I <sub>tc</sub>	3,48	4,14	5,03	5,73	8,22
Q <sub>max P%</sub> (m <sup>3</sup> /s)	79,1	103,41	137	182	298,75

d- Formule de Sokolovsky

$$Q_{\max p\%} = \frac{0.28(P_{tc} - H_0) \alpha.F.S}{T_m} \dots \dots \dots (III.61)$$

Avec :

- P<sub>tc</sub> : Précipitation de probabilité P% correspondant au temps de concentration (mm)  
T<sub>m</sub> : Temps de concentration  
Coefficient de forme de la crue :  $F = \frac{12}{(4+3.\gamma)}$   
Pour S < 50 km<sup>2</sup> on a  $\gamma = 2$   
F : Pour un bassin boisé peu perméable  $2 \leq \gamma \leq 2.5$   
Pour un bassin boisé  $3 \leq \gamma \leq 4$   
e- On prend  $\gamma = 2$  et donc F = 1.2  
H<sub>0</sub> : Perte d'eau initiale, au nord algérien H<sub>0</sub> = 14 mm  
S : Superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>)

$\alpha$  : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période de retour donnée

**Tableau III.26** Débits max des crues pour différentes période de retour donnée par Sokolovsky

T (an)	10	20	50	100	1000
$P_{tc}$	51,69	61,44	74,62	84,97	122,04
$\alpha$	0,5	0,55	0,6	0,7	0,8
<b>Débit max</b> ( $m^3/s$ )	69,75	96,56	134,58	183,84	319,54

**Tableau III.27** Débits maximaux des crues pour différentes méthodes pour différentes périodes de retour.

Méthodes	Périodes de retour en année				
	10	20	50	100	1000
<b>Formule de Mallet-Gauthier</b>	799,26	956,49	1131,28	1247,33	1572,53
<b>Formule de Possenti</b>	1215,20	1444,30	1753,88	1997,28	2868,64
<b>Formule de Turraza</b>	79,1	103,41	137	182	298,75
<b>Formule de Sokolovsky</b>	69,75	96,56	134,84	183,84	399,54

### Remarque

Les résultats issus de la formule de Sokolovsky et celle de Turraza sont très faibles relativement à l'ampleur de notre barrage et on risque d'être dans un cas de sous-dimensionnement.

À partir du tableau précédent on peut constater que les deux formules empiriques de Mallet-Gauthier et de Possenti donnent des valeurs du même ordre dont l'estimation des débits de crue est plus au moins représentative à l'échelle de notre ouvrage, la formule de Mallet-Gauthier estime des débits importants relativement à la formule de Possenti, du côté en point de vue sécurité et économie on opte à prendre la moyenne de ces deux résultats.

**Tableau III.28** Débit maximal de crue pour différentes fréquences

T (ans)	10	20	50	100	1000
$Q_{max}$ ( $m^3/s$ )	1007,27	1200,4	1442,58	1622,31	2220,85

### III.4.1 Construction de l'hydrogramme de crue par la méthode de Sokolovsky

La méthode de Sokolovsky divise l'hydrogramme de crue en deux parties d'équations paraboliques dont l'une est pour la montée et la seconde pour la décrue.

Pour la montée de la crue :

$$Q_m = Q_{max} \left( \frac{t}{t_m} \right)^x \dots\dots\dots(III.62)$$

Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{max} \left( \frac{t_d - t}{t_m} \right)^y \dots\dots\dots(III.63)$$

Avec :

- $Q_m$  : Débit instantané de la montée ( $m^3/s$ )
- $Q_d$  : Débit instantané de la décrue ( $m^3/s$ )
- $t_m$  : Temps de la montée de la crue (h) ;  $t_m = t_c = 14.84$  h
- $t_d$  : Temps de la décrue (h) ;  $t_d = \gamma \cdot t_m$
- $\gamma$  : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.  $\gamma = 2.5$  voir tableau III.30
- $Q_{max}$  : Débit maximum de la crue de fréquence ( $m^3/s$ )
- $x, y$  : Puissance des courbes ;  $x = 2$  ;  $y = 3$

**Tableau III.29** Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

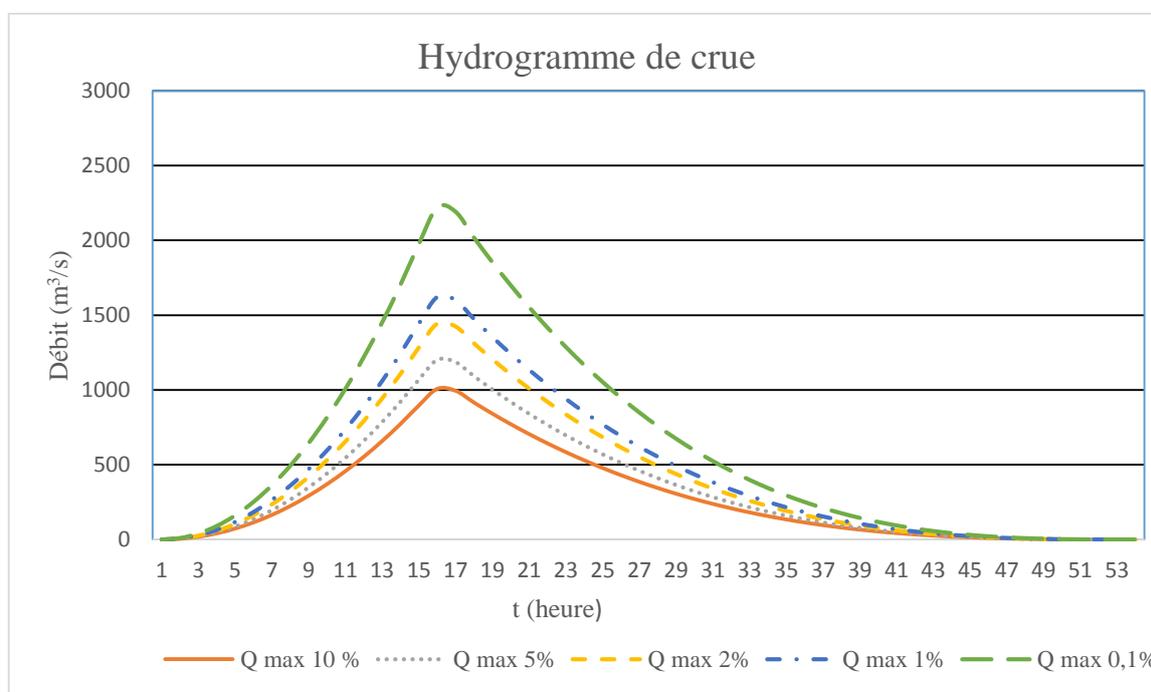
Description du cours d'eau	Valeur de $\gamma$
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables	2,0 – 2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3,0 – 4,0
Grands et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

Les hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour sont donnés par le tableau suivant :

**Tableau III.30** Représente les valeurs des débits constituant l'hydrogramme de crue

t (h)	Q max 10 %	Q max 5%	Q max 2%	Q max 1%	Q max 0,1%
0	0,000	0,000	0,000	0,000	
1	4,574	5,451	6,550	7,367	10,084
2	18,295	21,803	26,202	29,466	40,338
3	41,164	49,057	58,954	66,299	90,760
4	73,181	87,212	104,807	117,865	161,351
5	114,345	136,269	163,762	184,165	252,111
6	164,657	196,228	235,817	265,197	363,040
7	224,117	267,088	320,973	360,963	494,137
8	292,724	348,850	419,230	471,461	645,404
9	370,479	441,513	530,588	596,693	816,839
10	457,381	545,077	655,046	736,658	1008,443
11	553,431	659,544	792,606	891,356	1220,216
12	658,629	784,911	943,267	1060,788	1452,158
13	772,974	921,181	1107,029	1244,952	1704,269
14	896,467	1068,352	1283,891	1443,850	1976,549
15	994,294	1184,936	1423,996	1601,411	2192,240
16	915,711	1091,286	1311,452	1474,845	2018,979
17	841,381	1002,704	1205,000	1355,130	1855,095
18	771,187	919,051	1104,469	1242,074	1700,329
19	705,009	840,185	1009,692	1135,489	1554,420
20	642,730	765,965	920,498	1035,182	1417,106
21	584,232	696,250	836,718	940,964	1288,126
22	529,395	630,899	758,182	852,644	1167,220
23	478,101	569,770	684,721	770,030	1054,127
24	430,233	512,724	616,166	692,933	948,586
25	385,671	459,618	552,346	621,162	850,335
26	344,298	410,312	493,092	554,526	759,115
27	305,994	364,665	438,235	492,835	674,663
28	270,643	322,535	387,606	435,898	596,719
29	238,125	283,782	341,035	383,524	525,022
30	208,321	248,264	298,351	335,523	459,312
31	181,115	215,841	259,387	291,704	399,326
32	156,387	186,372	223,972	251,876	344,805
33	134,018	159,714	191,937	215,850	295,486
34	113,892	135,729	163,112	183,434	251,110
35	95,888	114,273	137,328	154,437	211,416
36	79,889	95,207	114,415	128,670	176,142
37	65,777	78,389	94,204	105,941	145,027
38	53,433	63,678	76,526	86,060	

39	42,739	50,934	61,210	68,836	94,232
40	33,577	40,014	48,087	54,079	74,030
41	25,827	30,779	36,989	41,597	56,944
42	19,372	23,087	27,745	31,201	42,713
43	14,094	16,796	20,185	22,700	31,075
44	9,874	11,767	14,141	15,903	21,770
45	6,593	7,857	9,443	10,619	14,537
46	4,134	4,927	5,921	6,658	9,115
47	2,378	2,834	3,406	3,830	5,243
48	1,206	1,438	1,728	1,943	2,660
49	0,501	0,597	0,718	0,807	1,105
50	0,144	0,172	0,206	0,232	0,318
51	0,016	0,020	0,023	0,026	0,036
51,94	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000



**Figure III.13** Hydrogrammes des crues pour différentes périodes de retour

### III.4.1.1 Choix de la crue de projet

La crue de projet, c'est la crue maximale qu'un ouvrage est sensé l'évacuer sans le moindre risque. Le choix de cette crue prend en considération l'ampleur du barrage à réaliser, l'emplacement du barrage et aussi en fonction de ce qui se présente à son aval et bien sûr de tenir compte de l'aspect technico-économique et environnemental.

Ainsi le choix doit se porter sur la variante qui satisfera les exigences techniques du milieu en assurant la sécurité à l'aval et gardant à l'esprit l'aspect économique.

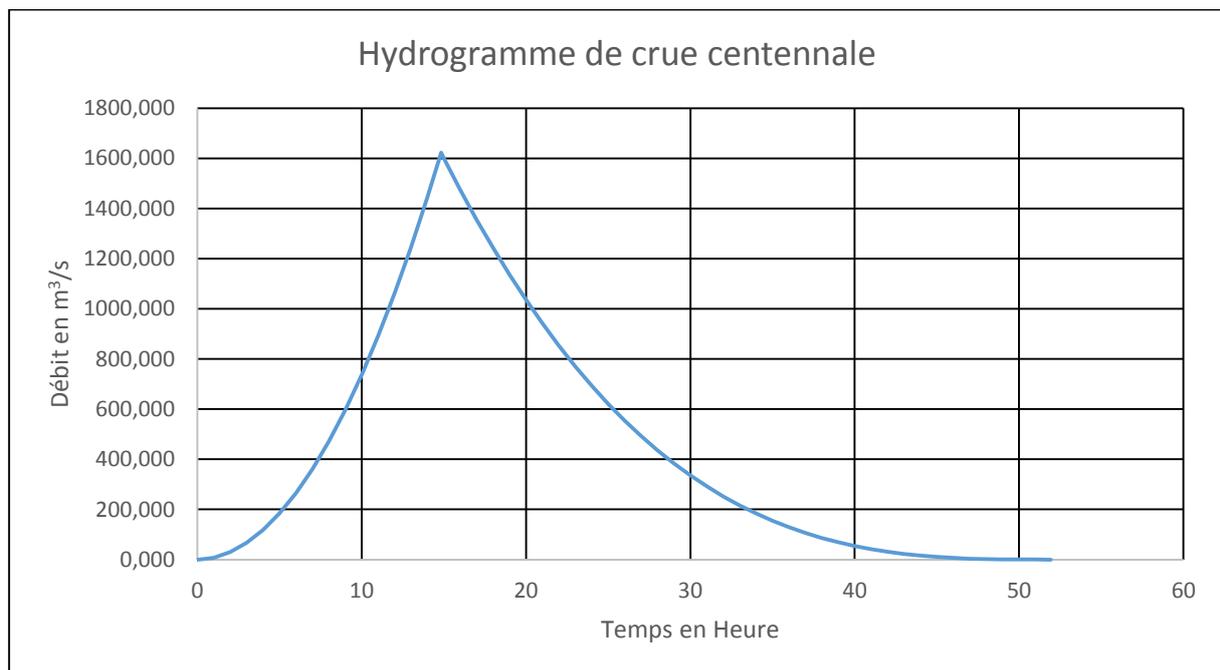
On se base sur les recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

**Tableau III.31** Crue de projet recommandée par le Comité Australien des Grands Barrages (ANCOLD, 1986)

Catégories des dommages	Crue de projet recommandée de probabilité de dépassement annuelle.
Elevés - Perte de vie - Dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Importants - Pas de perte de vie - Dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles - Pas de perte de vie - Dommages légers	1/1000 à 1/100

Pour le cas de barrage de Tabeggart on considère qu'il existe un risque moyen en aval vue la hauteur du barrage qui ne dépasse pas les 30 m et sa capacité de 6 million de m<sup>3</sup>. On opte alors pour une crue centennale (100 ans) de probabilité de 1% et donc d'un débit maximal de crue égale à 1622,39 m<sup>3</sup>/s.

L'hydrogramme de crue qu'on travaille avec correspond à la période de retour de 100 ans issu des résultats de calcul de la méthode de Sokolovsky.



**Figure III.14** Hydrogramme de la crue de projet.

### III.4.2 Régularisation de l'écoulement

La régularisation de l'écoulement au niveau d'un barrage revient à la répartition régulière et rationnelle de celui-ci dans le temps, afin de compenser les déficits de la demande, qui varie selon le type d'activité à la zone aval de l'ouvrage.

Il existe deux type de régularisation, la première est dite annuelle lorsque l'écoulement annuel couvre la demande en eau et les pertes d'eau du barrage durant toute l'année. Ce type de régularisation permet de déterminer une restitution en eau optimale qui est destinée à satisfaire des besoins limités.

Lorsque ce n'est pas le cas, c'est-à-dire que l'écoulement annuel est inférieur à la demande exigée et des pertes d'eau, il devient impératif à faire appel à la régularisation interannuelle, cela veut dire que pour satisfaire les besoins en eau d'une année donnée, il faut utiliser une partie de l'écoulement des années précédentes déjà stockées dans le barrage.

Pour un total de besoin annuel en irrigation estimé à 3.3 Mm<sup>3</sup> (source : ANBT), on a un écoulement annuel de 5.31 Mm<sup>3</sup>, et donc la régularisation est de type annuelle.

Pour ce type de régularisation on utilise la méthode du bilan d'eau, dont on doit disposer des données telles que :

- La répartition mensuelle des apports, d'évaporation sur le barrage et les pertes par infiltration.
- La courbe (Hauteur-Capacité-Surface).
- Les besoins en eau des utilisateurs.

#### III.4.2.1 Courbes caractéristiques de la retenue

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

$$V_1 = \frac{2}{3} S_1 \Delta H \dots \dots \dots (III.64)$$

$$V_2 = V_1 + \Delta V_{1-2} \dots \dots \dots (III.65)$$

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H_{i,i+1} \dots \dots \dots (III.66)$$

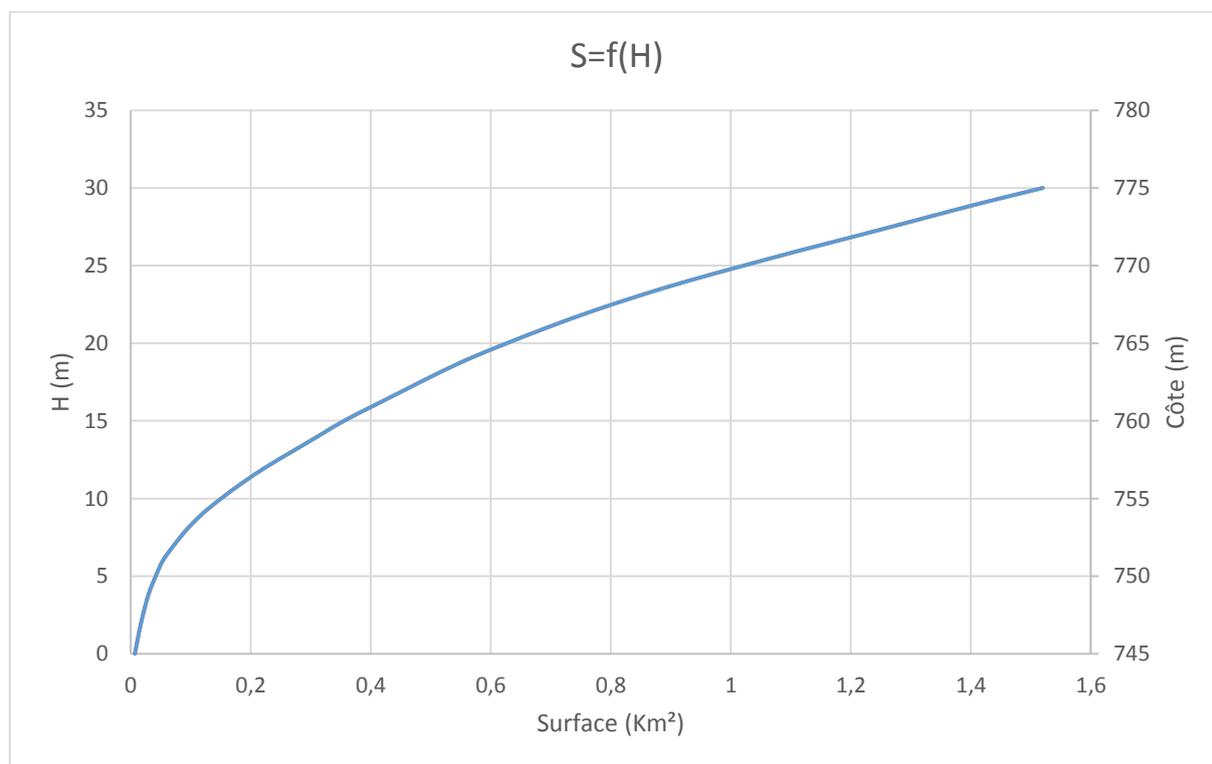
Avec :

- $S_i$  : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau  $H_i$  (m<sup>2</sup>)
- $S_{i+1}$  : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau  $H_{i+1}$  (m<sup>2</sup>)
- $\Delta H$  : Différence d'altitude entre deux courbes de niveau successives.
- $\Delta V_i$  : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m<sup>3</sup>).

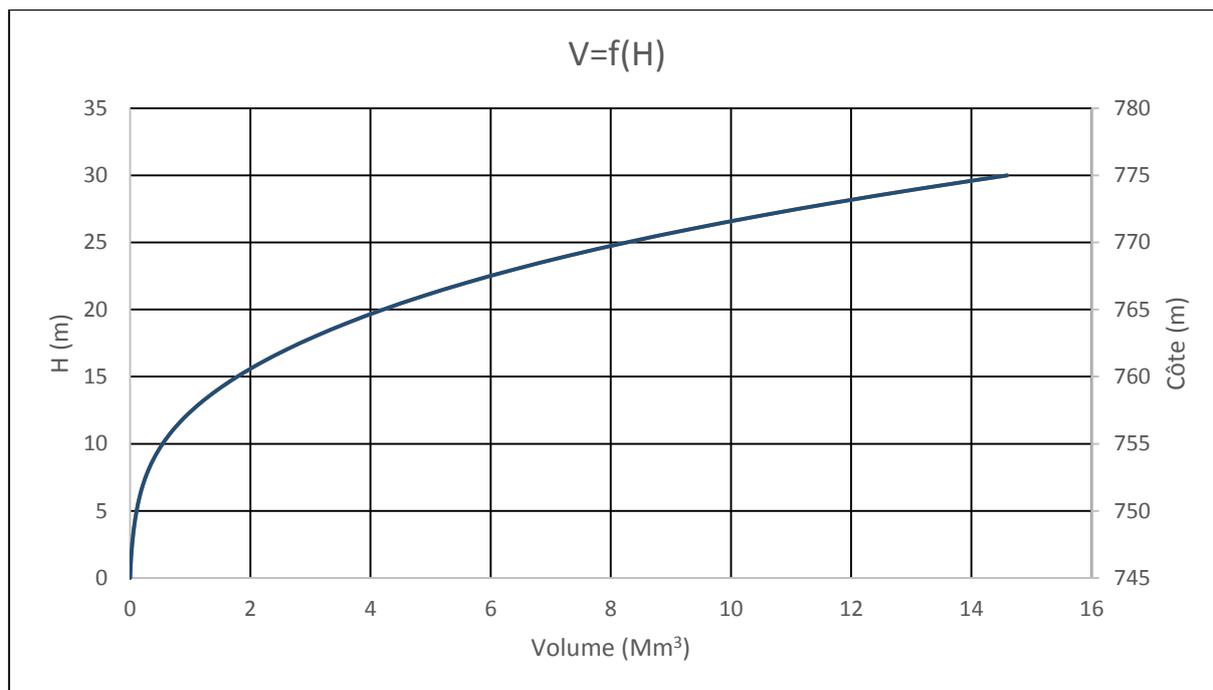
**Tableau III.32** Caractéristiques topographiques de la retenue.

Côte (NGA)	H (m)	$\Delta H$ (m)	Surface (ha)	Surface moy. (ha)	$\Delta V$ (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>cumulé</sub> (Mm <sup>3</sup> )
745	0	1	0,68			0
				0,9255	0,009255	
746	1	1	1,171			0,009255
				1,439	0,01439	
747	2	1	1,707			0,023645
				2,024	0,02024	
748	3	1	2,341			0,043885
				2,716	0,02716	
749	4	1	3,091			0,071045
				3,618	0,03618	
750	5	1	4,145			0,107225
				4,737	0,04737	
751	6	1	5,329			0,154595
				6,2625	0,062625	
752	7	1	7,196			0,21722
				8,251	0,08251	
753	8	1	9,306			0,29973
				10,593	0,10593	
754	9	1	11,88			0,40566
				13,4635	0,134635	
755	10	1	15,047			0,540295
				16,804	0,16804	
756	11	1	18,561			0,708335
				20,499	0,20499	
757	12	1	22,437			0,913325
				24,605	0,24605	
758	13	1	26,773			1,159375
				28,9605	0,289605	
759	14	1	31,148			1,44898
				33,331	0,33331	
760	15	1	35,514			1,78229
760	15	1	35,514			1,78229
				38,0425	0,380425	
761	16	1	40,571			2,162715
				43,138	0,43138	
762	17	1	45,705			2,594095
				48,272	0,48272	
763	18	1	50,839			3,076815
				53,6045	0,536045	
764	19	1	56,37			3,61286
				59,5205	0,595205	
765	20	1	62,671			4,208065
				65,994	0,65995	
766	21	1	69,317			4,868005

Suite :				72,863	0,72863	
767	22	1	76,409	80,323	0,80323	5,596635
768	23	1	84,237	88,493	0,88493	6,399865
769	24	1	92,749	97,443	0,97443	7,284795
770	25	1	102,137	106,9595	1,069595	8,259225
771	26	1	111,782	116,799	1,16799	9,32882
772	27	1	121,816	126,732	1,26732	10,49681
773	28	1	131,648	136,561	1,36561	11,76413
774	29	1	141,474	146,725	1,46725	13,12974
775	30	1	151,976			14,59699



**Figure III.15** : Courbe caractéristique de la cuvette Surface-Hauteur



**Figure III.16 :** Courbe caractéristique de la cuvette Capacité-Hauteur

### III.4.2.2 Répartition des besoins

Le barrage de Tabeggart est construit afin de satisfaire les besoins en irrigation des périmètres de Tabeggart et Taghdir d'une superficie de 800 ha, qui ont pour besoin total annuel estimé par l'Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT) à 3.3 million de mètre cube d'eau.

Les besoins sont répartis selon les mois et selon le type les cultures de la région.

**Tableau III.33** Besoins en eau d'irrigation au cours de l'année.(ANBT)

Mois	Répartition des besoins en eau en (Mm <sup>3</sup> )	Répartition des besoins en eau en (%)
<b>Septembre</b>	0,396	12,0
<b>Octobre</b>	0,363	11,0
<b>Novembre</b>	0,0	0,0
<b>Décembre</b>	0,0	0,0
<b>Janvier</b>	0,0	0,0
<b>Février</b>	0,0	0,0
<b>Mars</b>	0,033	1,0
<b>Avril</b>	0,231	7,0
<b>Mai</b>	0,429	13,0
<b>Juin</b>	0,561	17,0
<b>Juillet</b>	0,693	21,0
<b>Août</b>	0,594	18,0
<b>Total par an</b>	3,3	100

### III.4.2.3 Calcul du volume utile

Pour le calcul du volume utile de la retenue on a besoin des données suivantes :

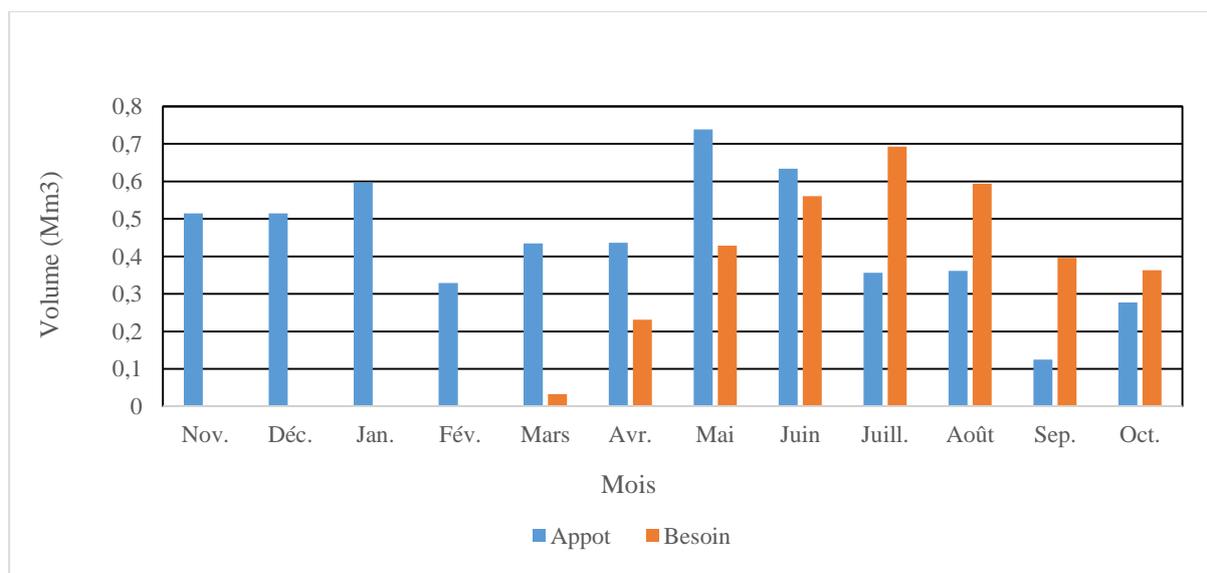
- L'apport annuel  $A_{80\%}$
- La consommation  $U_{80\%}$
- Le volume mort de la retenue  $V_m$ .

On procède par la méthode du bilan d'eau afin de déterminer le volume utile de la retenue, en suivant les étapes suivantes :

- Déterminer la période à bonne hydraulicité.
- Déterminer les périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires  $V_s$  et  $V_d$ .
- Déterminer le type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.
- Déterminer le volume à évacuer.

**Tableau III.34** Répartition des apports et de besoins mensuels

Mois	$A_{80\%}$ (Mm <sup>3</sup> )	$U_{80\%}$ (Mm <sup>3</sup> )	A-U (Mm <sup>3</sup> )
<b>Septembre</b>	0,515	0,396	0,119
<b>Octobre</b>	0,515	0,363	0,152
<b>Novembre</b>	0,597	0,0	0,597
<b>Décembre</b>	0,329	0,0	0,329
<b>janvier</b>	0,435	0,0	0,435
<b>Février</b>	0,436	0,0	0,436
<b>Mars</b>	0,739	0,033	0,706
<b>Avril</b>	0,634	0,231	0,403
<b>Mai</b>	0,356	0,429	-0,073
<b>Juin</b>	0,361	0,561	-0,2
<b>Juillet</b>	0,125	0,693	-0,568
<b>Août</b>	0,277	0,594	-0,317



**Figure III.17** Répartition intra-annuelle des apports et besoins

La période à bonne hydraulité est celle entre le mois de Septembre et le mois d'Avril.

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

**Tableau III.35** Résultat de la régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	A <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	U <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	A-U (Mm <sup>3</sup> )	V (Mm <sup>3</sup> )
<b>Septembre</b>	0,515	0,396	0,119	3,177
<b>Octobre</b>	0,515	0,363	0,152	
<b>Novembre</b>	0,597	0,0	0,597	
<b>Décembre</b>	0,329	0,0	0,329	
<b>Janvier</b>	0,435	0,0	0,435	
<b>Février</b>	0,436	0,0	0,436	
<b>Mars</b>	0,739	0,033	0,706	
<b>Avril</b>	0,634	0,231	0,403	
<b>Mai</b>	0,356	0,429	-0,073	
<b>Juin</b>	0,361	0,561	-0,2	
<b>Juillet</b>	0,125	0,693	-0,568	
<b>Août</b>	0,277	0,594	-0,317	

$$V_s = 3.177 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 1.158 \text{ Mm}^3$$

$V_s > V_d \rightarrow$  on a un fonctionnement à un seul temps, le volume utile est pris égal à  $V_d$ .

On a donc  $V_u = V_d = 1.158 \text{ Mm}^3$ .

Le volume normale de la retenue sera donc :  $V_{NR} = V_u + V_d \dots\dots\dots(\text{III.67})$

$$V_{NR} = 1.158 + 4.28$$

$$V_{NR} = 5.438 \text{ Mm}^3.$$

Le niveau de remplissage possible du barrage dans les conditions normales d'exploitation correspond au niveau normale de la retenue est déterminé par la capacité utile du réservoir.

L'alternance entre le remplissage et la restitution du réservoir est appelée temps de fonctionnement auquel on ajoute les deux consignes d'exploitation.

➤ Première consigne

Cette consigne consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normale de la retenue (NNR) lors des crues, et restituer par la suite en prenant en considération le niveau du volume mort. Le surplus d'eau sera évacué par l'évacuateur de surface.

## ➤ Deuxième consigne

Elle consiste à évacuer l'excédent d'eau par l'évacuateur de fond.

## a- Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Le niveau du volume mort correspond à un volume  $V_m = 4.28 \text{ Mm}^3$

Le volume au niveau normal de la retenue correspond à un volume

$$V_{NR} = 5.438 \text{ Mm}^3.$$

$$V_{rf} = V_{ri} + (A - U) \dots \dots \dots (III.68)$$

Avec :

- $V_{rf}$  : Volume de remplissage final
- $V_{ri}$  : Volume de remplissage initial
- $S$  : Volume excédentaire à évacuer

**Tableau III.36** Résultats de régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.

Mois	A <sub>80%</sub>	U <sub>80%</sub>	A-U	1 <sup>ère</sup> consigne			2 <sup>ème</sup> consigne		
				V <sub>ri</sub>	V <sub>rf</sub>	S	V <sub>ri</sub>	V <sub>rf</sub>	S
Septembre	0,515	0,396	0,119	4,28	4,28		4,28		
				4,399	4,399		4,161	4,28	0,119
Octobre	0,515	0,363	0,152	4,551	4,551		4,128	4,28	0,152
				5,148	5,148		3,683	4,28	0,597
Novembre	0,597	0,0	0,597	5,477	5,438	0,039	3,951	4,28	0,329
				5,873	5,438	0,435	3,845	4,28	0,435
Décembre	0,329	0,0	0,329	5,874	5,438	0,436	3,893	4,28	0,387
				6,144	5,438	0,706	4,329		
Janvier	0,435	0,0	0,435	5,841	5,438	0,403	5,035		
				5,365	5,365		5,438		
Février	0,436	0,0	0,436	5,165	5,165		5,365		
				4,597	4,597		5,165		
Mars	0,739	0,033	0,706	4,28	4,28		4,597		
Avril	0,634	0,231	0,403			2,019	4,28		2,019
Mai	0,356	0,429	-0,073						
Juin	0,361	0,561	-0,2						
Juillet	0,125	0,693	-0,568						
Août	0,277	0,594	-0,317						

a- Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

En général, il existe deux types de pertes dans une retenue

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

- Pertes par évaporation

**Tableau III.37** Représente l'évaporation mensuelle sur le barrage de Tabeggart.(Source ANRH)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Août	Année
E (mm)	113	70	18	10	09	25	60	90	149	195	230	200	1169

- Calcul du volume d'évaporation :

$$V_{ép} = E_v \cdot S_{moy} \dots \dots \dots (III.69)$$

Avec :

$V_{ép}$  : Volume d'évaporation.

$E_v$  : Evaporation mensuelle.

$S_{moy}$  : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen tirée de la courbe (capacité-hauteur).

- Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots \dots \dots (III.70)$$

Avec :

$\delta$  : Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

Les valeurs de ce coefficient sont données dans le tableau III.38

**Tableau III.38** Valeurs du coefficient  $\delta$ 

Conditions hydrogéologiques	Hauteur d'infiltration	% du volume moyen	
		Année	Mois
Sol à faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméabilité moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1,5
Sol à forte perméabilité	>100	>20	>1,5

On est dans le cas des formations peu perméables, alors on prend une valeur de  $\delta$  égale à 0,5

**Tableau III.39** Volumes des pertes de la retenue.

Mois	V <sub>moy</sub> (Mm <sup>3</sup> )	S <sub>moy</sub> (km <sup>2</sup> )	E <sub>v</sub> (mm)	V <sub>ép</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>if</sub> (Mm <sup>3</sup> )	Perte II (Mm <sup>3</sup> )
<b>Septembre</b>	4,2665	0,635	113	0,085725	0,031998	0,103753
<b>Octobre</b>	4,2805	0,644	70	0,047012	0,032103	0,077183
<b>Novembre</b>	4,4815	0,66	18	0,01452	0,033611	0,045491
<b>Décembre</b>	4,799	0,7	10	0,007	0,03599	0,04299
<b>Janvier</b>	5,068	0,71	09	0,00781	0,03801	0,0444
<b>Février</b>	5,3745	0,735	25	0,02205	0,040308	0,058683
<b>Mars</b>	5,6665	0,78	60	0,05304	0,042498	0,089298
<b>Avril</b>	5,805	0,815	90	0,090465	0,04353	0,11688
<b>Mai</b>	5,7155	0,795	149	0,124815	0,042866	0,161321
<b>Juin</b>	5,4725	0,76	195	0,15884	0,041043	0,189243
<b>Juillet</b>	5,0165	0,71	230	0,17963	0,037623	0,200923
<b>Août</b>	4,5145	0,661	200	0,146081	0,033858	0,166058
<b>Total</b>	60,4605	8,605	1169	0,937	0,453453	1,296238

La régularisation saisonnière devient donc

**Tableau III.40** Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	A <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	U <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	II (Mm <sup>3</sup> )	A-U- II (Mm <sup>3</sup> )	V (Mm <sup>3</sup> )
<b>Septembre</b>	0,515	0,396	0,103753	0,015246	2,598
<b>Octobre</b>	0,515	0,363	0,077183	0,074816	
<b>Novembre</b>	0,597	0,0	0,045491	0,551508	
<b>Décembre</b>	0,329	0,0	0,04299	0,28600	
<b>Janvier</b>	0,435	0,0	0,0444	0,3906	
<b>Février</b>	0,436	0,0	0,058683	0,377316	
<b>Mars</b>	0,739	0,033	0,089298	0,616701	
<b>Avril</b>	0,634	0,231	0,11688	0,286112	
<b>Mai</b>	0,356	0,429	0,161321	-0,234321	
<b>Juin</b>	0,361	0,561	0,189243	-0,389243	1,875
<b>Juillet</b>	0,125	0,693	0,200923	-0,768923	
<b>Août</b>	0,277	0,594	0,166058	-0,483058	

$$V_s = 2,598 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 1,875 \text{ Mm}^3$$

$V_s > V_d \rightarrow$  on a un fonctionnement à un seul temps, le volume utile est pris égal à  $V_d$ .

On a donc  $V_u = V_d = 1.875 \text{ Mm}^3$ .

Le volume normale de la retenue sera donc :  $V_{NR} = V_u + V_d$

$$V_{NR} = 1.875 + 4.28$$

$$V_{NR} = 6.155 \text{ Mm}^3.$$

**Tableau III.41** Résultats de régularisation saisonnière

Mois	A <sub>80%</sub>	U <sub>80%</sub>	II	A-U-II	1 <sup>ère</sup> consigne			2 <sup>ème</sup> consigne		
					V <sub>ri</sub>	V <sub>rf</sub>	S	V <sub>ri</sub>	V <sub>rf</sub>	S
Septembre	0,515	0,396	0.1037	0,0152	4,28	4,28		4,28		
					4,295	4,295		4,264	4,28	0,015
Octobre	0,515	0,363	0.0771	0,0748	4,37	4,37		4,205	4,28	0,074
					4,921	4,921		3,728	4,28	0,551
Novembre	0,597	0,0	0.0455	0,5515	5,207	5,207		4,198	4,28	0,081
					5,598	5,598		4,485		
Décembre	0,329	0,0	0.0429	0,2860	5,975	5,975		4,875		
					6,592	6,155	0,359	5,253		
Janvier	0,435	0,0	0.0444	0,3906	6,441	6,155	0,269	5,869		
					5,920	5,920		6,155		
Février	0,436	0,0	0.0586	0,3773	5,531	5,531		5,920		
					4,763	4,763		5,531		
Mars	0,739	0,033	0.0893	0,6167	4,28	4,28		4,763		
							0,723	4,28		0,723
Avril	0,634	0,231	0.1168	0,2861						
Mai	0,356	0,429	0.1613	-0,234						
Juin	0,361	0,561	0.1892	-0,389						
Juillet	0,125	0,693	0.2009	-0,769						
Août	0,277	0,594	0.1666	-0,483						

On prend donc un volume utile de 1.875 Mm<sup>3</sup> ce qui donne un volume normale de 6.155 M m<sup>3</sup> et donc une côte normale de 768 NGA.

- Graphiques d'exploitation

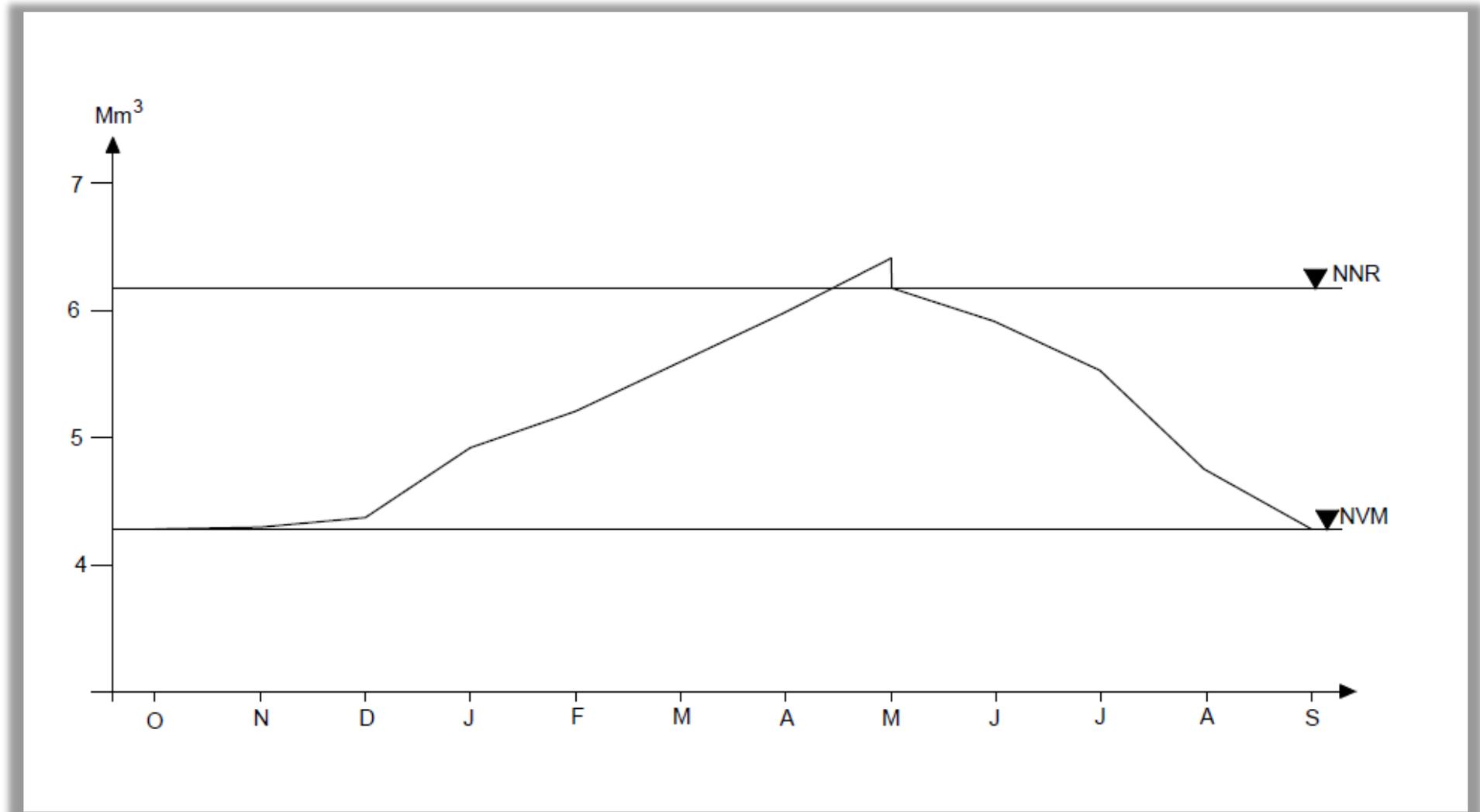


Figure III.18 1<sup>er</sup> consigne d'exploitation

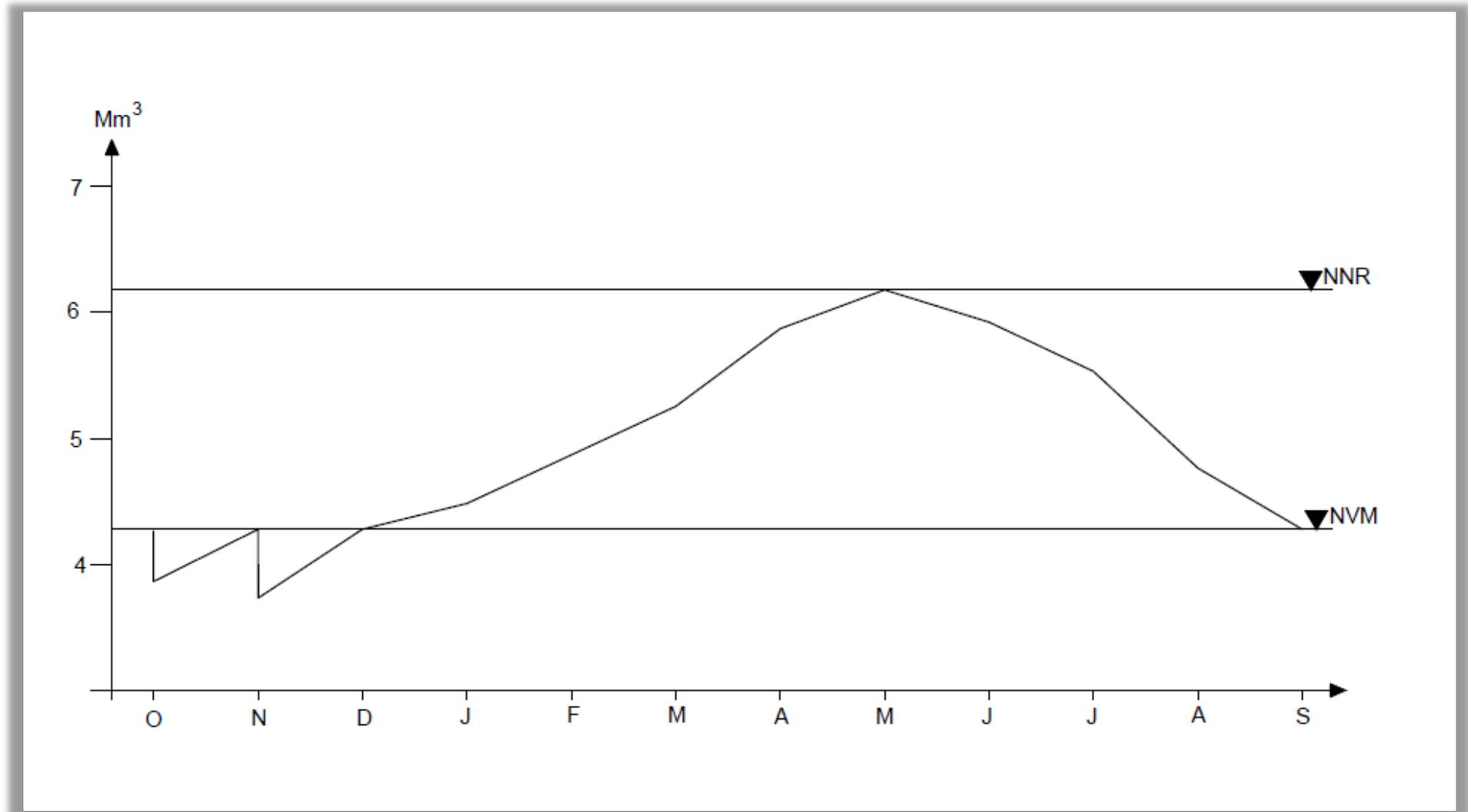


Figure III.19 2<sup>ème</sup> consigne d'exploitation



### III.5 Laminage des crues

Dans le but de déterminer la côte maximale du plan d'eau dans la cuvette, ainsi que pour dimensionner l'ouvrage d'évacuation de surface d'une façon optimale, en se basant sur les hauteurs laminées, et sans mettre en jeu la sécurité de l'aménagement.

#### ➤ Principe de calcul

a- Calcul de la hauteur déversante

$$H_d = NPHE - NNR \dots\dots\dots(III.73)$$

Avec :

- $H_d$  : Hauteur déversante
- $NPHE$  : Niveau des plus hautes eaux
- $NNR$  : Niveau normal de la retenue

Le NPHE et le NNR sont extraits de la courbe Hauteur-Capacité par projection des volumes respectivement  $V_{PHE}$  et  $V_{NR}$ , sachant que le volume normal est de  $6.175 \text{ Mm}^3$ , alors que le volume des plus hautes eaux est égale à :

$$V_{PHE} = V_{NR} + V_f \dots\dots\dots(III.74)$$

Avec :

$$V_f = (0.05 \div 0.2)V_{cp\%} \dots\dots\dots(III.75)$$

On Prend  $V_f = 0.05 V_{cp\%}$

$V_{cp\%}$  : c'est l'aire sous l'hydrogramme de crue représenté par  $Q_{p\%} \times t \text{ Mm}^3$ .

Après avoir calculé l'aire sous l'hydrogramme de crue de fréquence 1% de période de retour de 100 ans, on obtient :

$$V_{cp\%} = 72 \text{ Mm}^3.$$

$$V_f = 3.6 \text{ Mm}^3.$$

$$V_{PHE} = 6.175 + 3,6 = 9,775 \text{ Mm}^3$$

Par projection sur la courbe caractéristique Hauteur-Capacité on trouve la côte NPHE égale à 773 NGA, ainsi que le niveau normal égal à 768 NGA.

b- Calcul du débit maximal déversé

$$Q_{\max p\%} = 0.85 \times Q_{p \max} \left(1 - \frac{v_f}{v_{cp\%}}\right) \dots \dots \dots (III.76)$$

Pour une valeur de  $Q_{p \max}$  égale à  $1622,31 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q_{\max p\%} = 0.85 \times 1622,31 \left(1 - \frac{3,6}{72}\right)$$

$$Q_{\max p\%} = 1379,77 \text{ m}^3/\text{s}$$

### III.5.1 Méthode de MUSKINGUM

Cette méthode est basée sur l'équation de Barrie ET Saint-Venant et l'équation de continuité :

La formule simplifiée de cette base exprime la relation entre le débit entrant et celui à évacuer ainsi que le volume stocké.

$$I - O = \frac{dS}{dt} \dots \dots \dots (III.77)$$

Avec :

- I : Débit d'entrée tiré à partir de l'hydrogramme d'entrée
- O : Débit de sortie à déterminer (débit laminé)
- S : Volume d'eau emmagasiné à déterminer

Pour un temps  $\Delta t = t_2 - t_1$  ; le volume d'eau à emmagasiner est :

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

$$\frac{2S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + \frac{2S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \dots \dots \dots (III.78)$$

- Pour un débit d'entré I connu pour des pas de temps déterminés
- Pour chaque largeur du déversoir on détermine la hauteur déversante maximale.

$$H_{d \max} = \left[\frac{I_{\max}}{m.B.\sqrt{2g}}\right]^{2/3} \dots \dots \dots (III.79)$$

Avec :

- $H_{d \max}$  : Hauteur maximale déversante
- $I_{\max}$  : Débit maximal d'entrée
- m : Coefficient tient compte de la vitesse d'approche et la forme du déversoir, on le prend égal à 0.49
- B : Largeur du déversoir

- On détermine la hauteur et le volume d'eau initiaux correspondent au débit de sortie initial  $O_1$

$$H_1 = \left[ \frac{O_1}{m.B.\sqrt{2g}} \right]^{2/3} \dots\dots\dots(III.80)$$

$$S_1 = H_1 \times A_1 \dots\dots\dots(III.81)$$

$A_1$  : surface du plan d'eau correspond à la cote  $H_1$ .

- On fait varier la hauteur déversante de la cote normale de la retenue jusqu'à la cote du NPHE.
- On détermine alors le débit de sortie ( $O_i$ ) pour chaque valeur de largeur  $B$  et de hauteur déversante  $H_i$ .

$$O_i = m.B.\sqrt{2g}.H_i^{3/2} \dots\dots\dots(III.82)$$

- On calcule le volume de sortie :

$$\frac{2S_i}{\Delta t} + O_i \dots\dots\dots(III.83)$$

- On trace la courbe caractéristique du réservoir :

$$\frac{2S_i}{\Delta t} + O_i = f(O_i) \dots\dots\dots(III.84)$$

- On détermine les valeurs du débit laminé en fonction du temps et donc on trace l'hydrogramme de sortie selon l'équation (III.78).

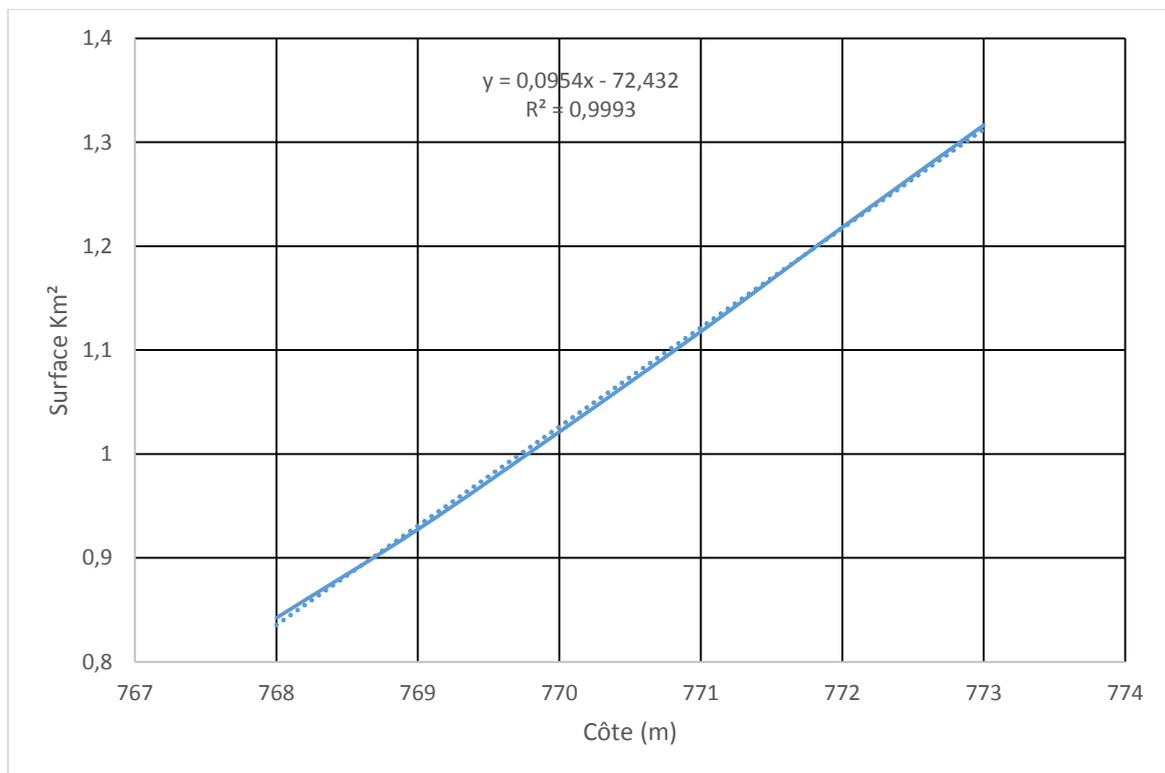
**Tableau III.42** Représente les valeurs du débit entrant

t (h)	Q max 1%						
0	0,0	15	1601.41	31	291.704	47	3.83
1	7.367	16	1474.845	32	251.876	48	1.943
2	29.466	17	1355.13	33	215.85	49	0.807
3	66.299	18	1242.07	34	183.434	50	0.232
4	117.865	19	1135.49	35	154.437	51	0.026
5	184.165	20	1035.182	36	128.67	51.94	0.000
6	265.197	21	940.964	37	105.941		
7	360,963	22	852.644	38	86.06		
8	471,461	23	770.030	39	68.836		
9	596,693	24	692.933	40	54.079		
10	736,658	25	621.162	41	41.597		
11	891,356	26	554.526	42	31.201		
12	1060,788	27	492.835	43	22.700		
13	1244,952	28	435.898	44	15.903		
14	1443.850	29	383.524	45	10.619		
14.84	1622.31	30	335.523	46	6.658		

**Tableau III.43** Représente les côtes, les volumes et les surfaces correspondantes

Côtes	Volume (m <sup>3</sup> )	Surface (m <sup>2</sup> )
768	6175000	842370
769	7284795	927490
770	8259225	1021370
771	9328820	1117820
772	10496810	1218160
773	11764130	1316480

La courbe hauteur-surface soit modélisé par l'équation linéaire (Fig.III.20), avec un coefficient de corrélation 0,9994 à partir de la côte normale de la retenue jusqu'à la côte 775m.



**Figure III.20** Modélisation de la courbe Hauteur-Surface

On applique la méthode pour la largeur de 50 m.

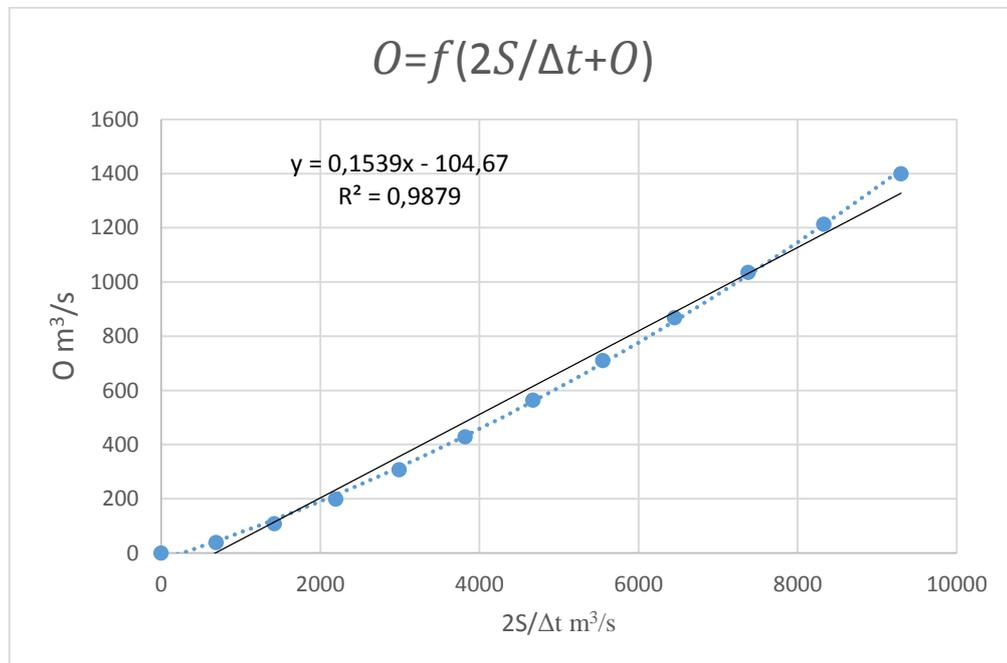
$$O = 108,52 \times H^{(3/2)} \dots\dots\dots(III.85)$$

Détermination de la courbe caractéristique de la cuvette :

$$O=(2S/\Delta t+O)$$

**Tableau III.44** Caractéristiques de la retenue

H (m)	Côte (m),	A (m <sup>2</sup> )	S (m <sup>3</sup> )	O (m <sup>3</sup> /s)	2S/Δt+ O (m <sup>3</sup> /s)
0	768	4638848	0	0	0
0,5	768,5	4687441	2343720,5	38,3681264	689,401599
1	769	4736034	4736034	108,521449	1424,08645
1,5	769,5	4784627	7176940,5	199,366633	2192,96122
2	770	4833220	9666440	306,945011	2992,06723
2,5	770,5	4881813	12204532,5	428,968694	3819,11661
3	771	4930406	14791218	563,893993	4672,56566
3,5	771,5	4978999	17426496,5	710,587645	5551,28112
4	772	5027592	20110368	868,171596	6454,38493
4,5	772,5	5076185	22842832,5	1035,93941	7381,17066
5	773	5124778	25623890	1213,30669	8331,05391
5,5	773,5	5173371	28453540,5	1399,77947	9303,54072

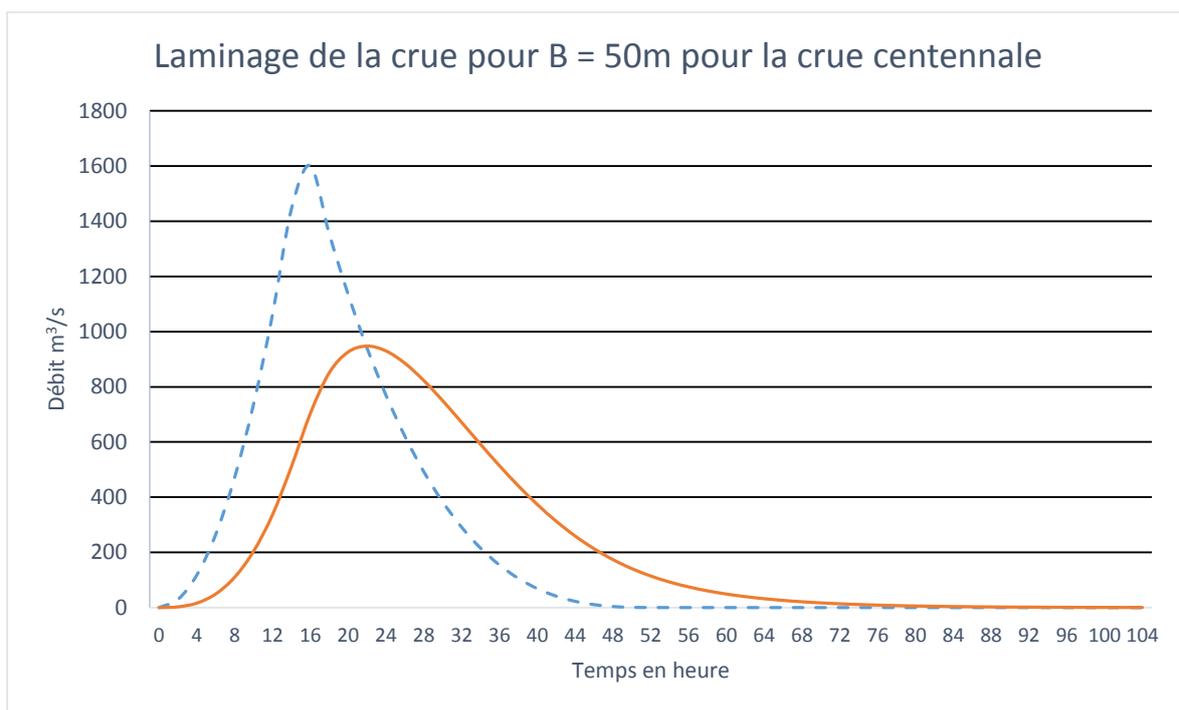
**Figure III.21** : Courbe caractéristique de la cuvette B = 50 m.

**Tableau III.45** Résultat des débits laminés pour une largeur de déversoir de 50 m

t (h)	I m <sup>3</sup> /s	I <sub>1</sub> +I <sub>2</sub> (m <sup>3</sup> /s)	$\left(\frac{2S}{\Delta t} + O\right)$ (m <sup>3</sup> /s)	$\left(\frac{2S}{\Delta t} + O\right) - 2O$ (m <sup>3</sup> /s)	O (m <sup>3</sup> /s)
0	0	0	0	0	0
2	29,466	29,466	29,466	23,8556736	2,8051632
4	117,865	147,331	171,186674	138,592731	16,2969713
6	265,197	383,062	521,654731	422,33167	49,6615304
8	471,461	736,658	1158,98967	938,318037	110,335817
10	736,658	1208,119	2146,43704	1737,75543	204,340806
12	1060,788	1797,446	3535,20143	2862,09907	336,551176
14	1443,85	2504,638	5366,73707	4344,91033	510,913369
16	1601,411	3045,261	7390,17133	5983,08271	703,544311
18	1355,13	2956,541	8939,62371	7237,51936	851,052177
20	1135,489	2490,619	9728,13836	7875,90081	926,118772
22	940,964	2076,453	9952,35381	8057,42565	947,464083
24	770,03	1710,994	9768,41965	7908,51255	929,953551
26	621,162	1391,192	9299,70455	7529,0408	885,331873
28	492,835	1113,997	8643,0378	6997,4034	822,817199
30	383,524	876,359	7873,7624	6374,59804	749,582181
32	291,704	675,228	7049,82604	5707,53916	671,143439
34	215,85	507,554	6215,09316	5031,73943	591,676869
36	154,437	370,287	5402,02643	4373,48059	514,272916
38	105,941	260,378	4633,85859	3751,57192	441,143338
40	68,836	174,777	3926,34892	3178,77208	373,788417
42	41,597	110,433	3289,20508	2662,94044	313,132324
44	22,7	64,297	2727,23744	2207,97143	259,633004
46	10,619	33,319	2241,29043	1814,54873	213,370849
48	3,83	14,449	1828,99773	1480,75656	174,120584
50	0,807	4,637	1485,39356	1202,57463	141,409467
52	0,232	1,039	1203,61363	974,445593	114,584017
54	0	0,232	974,677593	789,09898	92,7893069
56	0	0	789,09898	638,854534	75,122229
58	0	0	638,854534	517,216631	60,8189516
60	0	0	517,216631	418,738584	49,2390232
62	0	0	418,738584	339,010758	39,8639132
64	0	0	339,010758	274,463109	32,2738241
66	0	0	274,463109	222,205333	26,128888
68	0	0	222,205333	179,897438	21,1539477
70	0	0	179,897438	145,644966	17,1262361
72	0	0	145,644966	117,914164	13,8654007

Suite :

74	0	0	117,914164	95,4633074	11,2254284
76	0	0	95,4633074	77,2870937	9,08810687
78	0	0	77,2870937	62,571631	7,35773132
80	0	0	62,571631	50,6579925	5,95681928
82	0	0	50,6579925	41,0127107	4,82264089
84	0	0	41,0127107	33,2038906	3,90441006
86	0	0	33,2038906	26,8818698	3,16101039
88	0	0	26,8818698	21,7635618	2,55915401
90	0	0	21,7635618	17,6197796	2,07189108
92	0	0	17,6197796	14,2649736	1,67740302
94	0	0	14,2649736	11,5489226	1,35802549
96	0	0	11,5489226	9,35000776	1,09945743
98	0	0	9,35000776	7,56976628	0,89012074
100	0	0	7,56976628	6,12848278	0,72064175
102	0	0	6,12848278	4,96161966	0,58343156
104	0	0	4,96161966	4,01692728	0,47234619



**Figure III.22** Hydrogramme d'entrée et de sortie pour une largeur de 50 m du déversoir

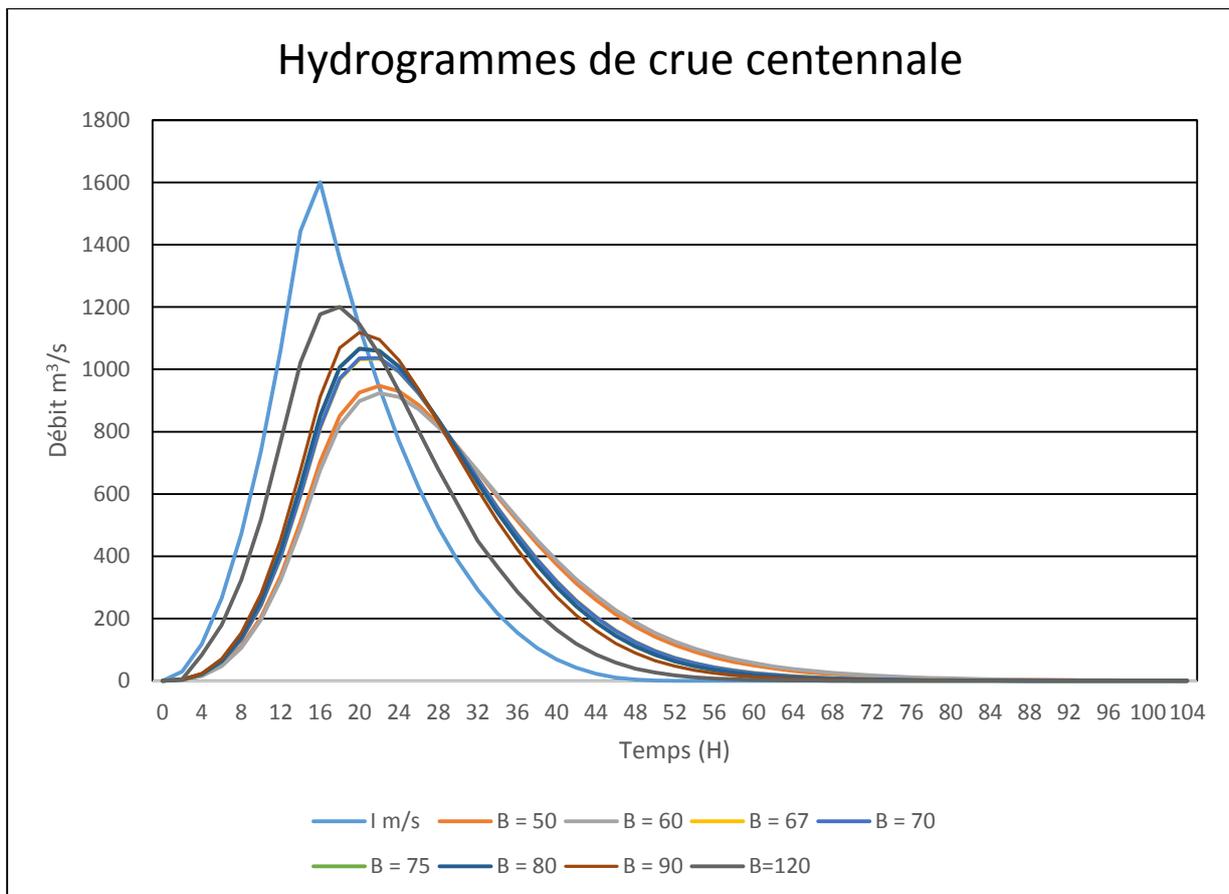
On refait le calcul précédant par la méthode de Muskingum pour différentes largeurs déversantes.

**Tableau III.46** Laminage de crue pour chaque largeur

Hydrogramme d'entrée			Hydrogramme de sortie							
			h=4,23	h=3,7	h=3,69	h=3,6	h=3,5	h=3,35	h=3,2	H=2,77
Temps (h)	I m <sup>3</sup> /s	I + I m <sup>3</sup> /s	B=50m	B=60m	B=67m	B=70m	B=75m	B=80m	B=90m	B=120 m
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	29,466	29,466	2,805	2,661	3,442	3,459	3,689	3,68	4,108	4,98
4	117,865	147,33	16,3	15,48	19,85	19,94	21,21	21,16	23,5	83,48
6	265,197	383,06	49,66	47,28	59,95	60,23	63,86	63,72	70,35	179,88
8	471,461	736,66	110,3	105,3	132	132,6	140,1	139,8	153,4	323,42
10	736,658	1208,1	204,3	195,3	242,3	243,3	256,3	255,8	279,1	518,1
12	1060,79	1797,4	336,6	322,4	395,6	397,2	417,1	416,4	451,8	766,56
14	1443,85	2504,6	510,9	490,3	595,7	598	626,3	625,2	675	1022,41
16	1601,41	3045,3	703,5	676,8	812,3	815,1	850,7	849,4	911,3	1176,67
18	1355,13	2956,5	851,1	821,5	967,8	970,8	1008	1006	1069	1199,9
20	1135,49	2490,6	926,1	898	1033	1035	1067	1066	1118	1145,19
22	940,964	2076,5	947,5	923,4	1034	1036	1060	1059	1096	1047,15
24	770,03	1711	930	911,1	992,3	993,6	1009	1008	1029	928,19
26	621,162	1391,2	885,3	872,2	923	923,6	930,4	930,2	936	802,58
28	492,835	1114	822,8	815,3	837,5	837,5	836,9	837	830,4	679,27
30	383,524	876,36	749,6	747,2	744,2	743,8	737,1	737,3	721	563,65
32	291,704	675,23	671,1	673,2	649,2	648,4	637	637,5	614,1	448,79
34	215,85	507,55	591,7	597,5	556,8	555,7	541,1	541,6	513,7	366,19
36	154,437	370,29	514,3	523	470	468,7	451,9	452,6	422,1	286,33
38	105,941	260,38	441,1	452	390,6	389,2	371,4	372,1	340,7	219
40	68,836	174,78	373,8	386,2	319,8	318,4	300,3	300,9	270,1	163,6
42	41,597	110,43	313,1	326,4	258	256,6	238,9	239,6	210,2	119,1
44	22,7	64,297	259,6	273,3	205,2	203,9	187,1	187,7	160,5	84,43
46	10,619	33,319	213,4	226,9	161,2	159,9	144,4	145	120,4	58,3
48	3,83	14,449	174,1	187,2	125,2	124,1	110,1	110,6	88,86	39,36
50	0,807	4,637	141,4	153,9	96,51	95,48	83,1	83,55	64,74	26,21
52	0,232	1,039	114,6	126,2	74,09	73,18	62,42	62,81	46,83	17,38
54	0	0,232	92,79	103,4	56,81	56,03	46,82	47,15	33,81	11,5
56	0	0	75,12	84,72	43,54	42,87	35,1	35,37	24,38	7,6
58	0	0	60,82	69,42	33,37	32,81	26,31	26,53	17,58	5,03
60	0	0	49,24	56,88	25,57	25,1	19,72	19,91	12,68	3,33
62	0	0	39,86	46,61	19,6	19,21	14,78	14,93	9,146	2,2
64	0	0	32,27	38,19	15,02	14,7	11,08	11,2	6,596	1,46
66	0	0	26,13	31,3	11,51	11,25	8,307	8,404	4,757	0,96
68	0	0	21,15	25,64	8,822	8,607	6,227	6,305	3,431	0,42
70	0	0	17,13	21,01	6,761	6,586	0	4,73	2,474	0,27
72	0	0	13,87	17,22	5,182	5,039	0	3,548	1,785	0,18

Suite :

74	0	0	11,23	14,11	3,971	3,856	0	2,662	1,287	0,12
76	0	0	9,088	11,56	3,044	2,951	0	1,997	0,928	0,08
78	0	0	7,358	9,472	2,333	2,258	0	1,498	0,669	0,05
80	0	0	5,957	7,762	1,788	1,728	0	1,124	0,483	0,035
82	0	0	4,823	6,36	1,37	1,322	0	0,843	0,348	0,023
84	0	0	3,904	5,211	1,05	1,012	0	0,633	0,251	0,015
86	0	0	3,161	4,27	0,805	0,774	0	0,475	0,181	0,01
88	0	0	2,559	3,499	0,617	0	0	0,356	0	0
90	0	0	2,072	2,867	0,473	0	0	0,267	0	0
92	0	0	1,677	2,349	0,362	0	0	0,2	0	0
94	0	0	1,358	1,925	0,278	0	0	0,15	0	0
96	0	0	1,099	1,577	0,213	0	0	0,113	0	0
98	0	0	0,89	1,292	0,163	0	0	0,085	0	0
100	0	0	0,721	1,059	0,125	0	0	0,063	0	0
102	0	0	0,583	0,868	0,096	0	0	0,048	0	0
104	0	0	0,472	0,711	0,073	0	0	0,036	0	0



**Figure III.23** Hydrogrammes de crue pour toutes les largeurs

**Tableau III.47** Résultats du laminage

Débit max entrant I (m <sup>3</sup> /s)	Débit max sortant O (m <sup>3</sup> /s)	Largeur du déversoir B (m)	Hauteur déversante H <sub>d</sub> (m)	NPHE (m)	Volume Forcé m <sup>3</sup>
1622	947,46	50	4,23	772,23	1,49
1622	923,36	60	3,7	771,7	1,44
1622	1033,36	67	3,69	771,69	1,41
1622	1035,94	70	3,6	771,6	1,4
1622	1067,31	75	3,5	771,5	1,39
1622	1066,13	80	3,35	771,35	1,38
1622	1118,43	90	3,2	771,2	1,35
1622	1130,96	120	2,77	770,77	1,26

### III.6 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.6.1 Revanche

C'est la tranche au-dessus de la côte des plus hautes eaux, elle est déterminée en fonction de la hauteur des vagues H<sub>v</sub>, la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue. La revanche est calculée comme suit :

Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule de l'USBR reprise par Davis :

$$R = 0.75H_v + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(III.86)$$

$$H_v = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F} \dots\dots\dots(III.87)$$

$$V = 1.5 + 2H_v \dots\dots\dots(III.88)$$

Avec :

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

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

[F = 14,5km].

AN :

$$H_V = 1.53 \text{ m}$$

$$V = 4.57 \text{ m/s}$$

$$\text{Donc } R = 2.2 \text{ m}$$

b) Formule de Mallet et Pacquant

$$R = 0.75H_V + \frac{V^2}{2g} + S \dots\dots\dots(\text{III.89})$$

$$H_V = 0.5 + 0.33\sqrt{F} \dots\dots\dots(\text{III.90})$$

$$V = 1.5 + \frac{2}{3}H_V \dots\dots\dots(\text{III.91})$$

Avec :

S : marge de sécurité, on la prend égale à 0.5 m

AN :

$$H_V = 1.76 \text{ m}$$

$$V = 2.67 \text{ m/s}$$

$$S = 0.5 \text{ m}$$

$$\text{Donc } R = 2.62 \text{ m}$$

c) Formule simplifiée

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F} \dots\dots\dots(\text{III.92})$$

AN :

$$R = 2.14 \text{ m}$$

- On prend une valeur de revanche de 2,2 m.

### III.6.2 Le tassement

Le tassement est calculé grâce aux formules suivantes

$$T = 0.015 H_b \dots\dots\dots(\text{III.93})$$

$$T = 0.001 H_b^{3/2} \dots\dots\dots(\text{III.94})$$

T : Tassement de la crête du barrage.

$H_b$  : Hauteur du barrage.

Les tassements sont estimés à 0,45 m.

### III.6.3 Largeur en crête

La crête facilite la circulation sur le barrage une fois terminé. Elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale que le barrage doit atteindre à terme.

La largeur de la crête dépend de plusieurs facteurs, notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein. La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

$$\text{T. Knappen : } b=1.65H_b^{0.5} \dots\dots\dots (\text{III.95})$$

$$\text{E.F. Preece : } b=1.1H_b^{0.5}+1 \dots\dots\dots (\text{III.96})$$

$$\text{Simplifiée : } b=3.6H_b^{1/3}-3 \dots\dots\dots (\text{III.97})$$

$$\text{Pratique : } b = 5/3\sqrt{H_b} \dots\dots\dots (\text{III.98})$$

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

$$H_b = C_{\text{NNR}} - C_{\text{fond}} + H_{\text{dév}} + R + T \dots\dots\dots (\text{III.99})$$

**Tableau III.48** Variation de la hauteur du barrage

<b>B</b> <b>(m)</b>	<b>H</b> <b>(m)</b>	<b>R</b> <b>(m)</b>	<b>T</b> <b>(m)</b>	<b>Cote de la crête</b> <b>(m)</b>	<b>Hb</b> <b>(m)</b>
50	4,23	2,2	0,45	774.88	29,88
60	3,7	2,2	0,45	774.35	29,35
67	3,69	2,2	0,45	774.34	29.34
70	3,6	2,2	0,45	774.25	29.25
75	3,5	2,2	0,45	774.15	29.15
80	3,35	2,2	0,45	774	29
90	3,2	2,2	0,45	773.85	28,85
120	3	2,2	0,45	773.65	28.65

**Tableau III.49** Résultats des largeurs en crête obtenues par les formules précédentes

Formules utilisées	B = 50 (m)	B = 60 (m)	B = 67 (m)	B = 70 (m)	B = 75 (m)	B = 80 (m)	B = 90 (m)	B = 120 (m)
<b>T. KNAPPEN</b>	9,02	8,94	8,93	8,92	8,9	8,88	8,86	8,83
<b>E.F. PREECE</b>	7,01	6,96	6,95	6,94	6,93	6,92	6,9	6,88
<b>SIMPLIFIEE</b>	8,17	8,1	8,1	8,09	8,08	8,06	8,04	8,015
<b>Pratique</b>	9,11	9,03	9,02	9,01	8,99	8,97	8,95	8,92

On opte pour une largeur en crête de 8 m

### III.6.4 Calcul des coûts

#### III.6.4.1 Coût de la digue

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

$$V_b = \sum V_i \dots \dots \dots (III.100)$$

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} L \dots \dots \dots (III.101)$$

Avec :

$V_i$  : Volume du barrage à la côte i

$L_i$  : Distance entre deux coupes voisines

$S_i$  : Section transversale correspondante à la coupe i

$$S_i = \frac{B_i + SB_{i+1}}{2} H_i \dots \dots \dots (III.102)$$

$B_i$  : Largeur de base donnée par :

$$B_i = (m_1 + m_2) H_i + b_{cr} \dots \dots \dots (III.103)$$

$m_1, m_2$  : Les fruits de talus.  $m_1 = 1,8$  ;  $m_2 = 2$

$H_i$  : Hauteur de la tranche au point i

$b_{cr}$  : Largeur en crête  $b_{cr} = 8$  m

**Tableau III. 50** Volume des terres pour une largeur déversante de 50 m.

Section	$C_r$ (m)	Distance $L_i$ (m)	$H_i$ (m)	$B_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$V_i$ (m <sup>3</sup> )
0	765	0	9,88	45,544	825,41472	108234,113
1	745	49,5125	29,88	121,544	3546,57672	220476,939
2	746,5	62,7875	28,38	115,844	3476,37972	449740,765
3	743	123,375	31,88	129,144	3814,25072	266523,644
4	748	80,5	26,88	110,144	2807,45472	243935,324
5	751	96,1375	23,88	98,744	2267,26272	353383,59
6	753	171,7125	21,88	91,144	1848,72872	227947,543
7	756,5	158,4125	18,38	77,844	1029,16972	65852,1116
8	768	114,8625	6,88	34,144	117,45536	50347,2401
						1986441,27

**Tableau III.51** Coût de la digue pour différentes largeurs déversant

<b>Largeur déversant B (m)</b>	<b>Volume Vi (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Coût (DA)</b>
50	1986441,27	993220635
60	1900287.58	950143790
67	1898683.44	949341720
70	1898462.71	949231355
75	1868355.36	934177680
80	1844614.25	922307125
90	1821051.49	910525745
120	1789911.88	894955940

### III.6.4.2 Coût de l'évacuateur de crues

Pour ce calcul, on tient compte des coûts du déversoir et du coursier, vu que le chenal d'écoulement et le bassin de dissipation gardent leur profil pour les différentes largeurs du déversoir.

### III.6.4.3 Coût du déversoir

On opte à réaliser un déversoir type Creager, ce dernier s'adapte mieux à l'écoulement de la lame d'eau pour diminuer les dangers des phénomènes hydraulique qui peuvent engendrer des dégâts importants et provoquer la stabilité 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 :

$$\frac{Y}{H} = 0.47 \left( \frac{X}{Y} \right)^{1.8} \dots\dots\dots(III.104)$$

- Avec :
- H : Charge sur le seuil (m)
  - Y : Ordonnée du profil (m)

Le volume du déversoir sera :

$$V_d = S \times B$$

- Avec :
- S : Section transversale (m<sup>3</sup>)
  - B : Largeur du déversoir (m)

**Tableau III.52** Coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes

Largeur (m)	H <sub>dév</sub> (m)	S <sub>transversale</sub> (m <sup>2</sup> )	V <sub>déversoir</sub> (m <sup>3</sup> )	Coût (DA)
50	4,23	7,5	375	937500
60	3,7	6,8	408	1020000
67	3,69	6,6	442,2	1105500
70	3,6	6,4	448	11200000
75	3,5	6,3	472,5	11812500
80	3,35	5,9	472	11800000
90	3,2	5,79	521,1	13027500
120	3	5,76	691,2	17280000

- Le prix du mètre cube du béton est estimé à 25000 DA

### III.6.4.4 Coût du coursier

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire afin d'assurer les bonnes conditions de l'écoulement. La longueur approximative du coursier est de 128 mètres (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{Coursier}} \dots \dots \dots (III.105)$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale à 0.5 m.

On estime que la largeur du coursier est égale à la largeur du déversoir.

**Tableau III.53** Coût du coursier pour différentes largeurs déversantes.

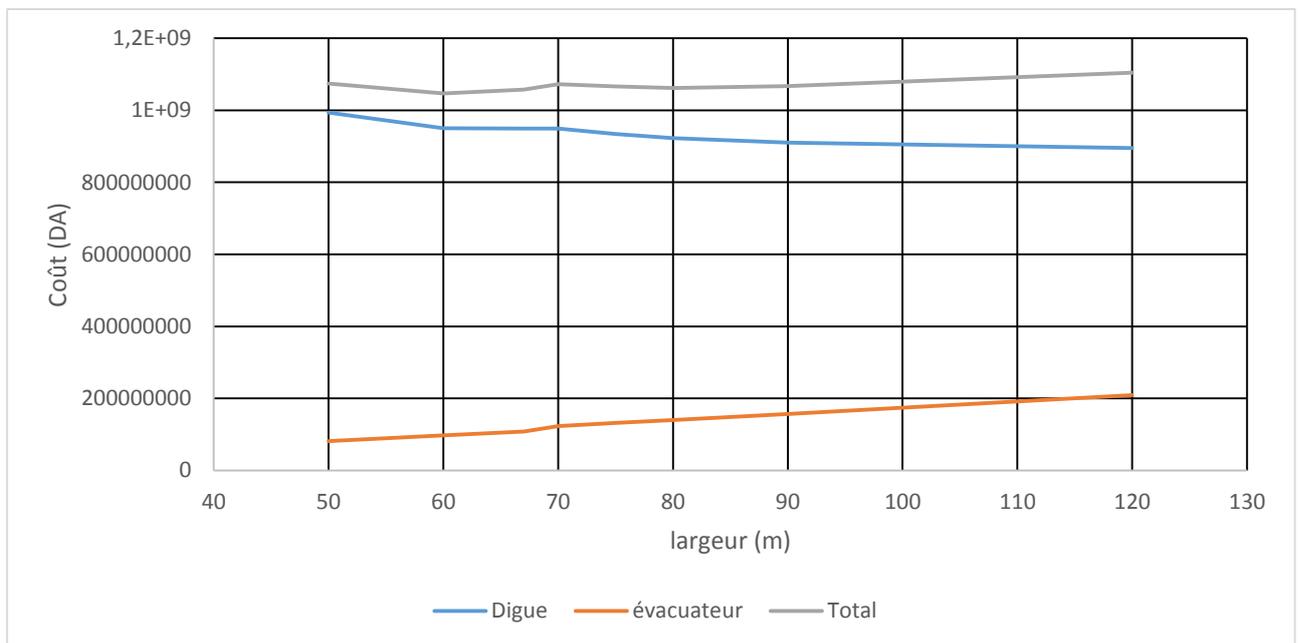
Largeur du coursier (m)	H <sub>déversante</sub> (m)	Surface (m <sup>2</sup> )	Volume (m <sup>3</sup> )	Coût (DA)
50	4,23	25	3200	80000000
60	3,7	30	3840	96000000
67	3,69	33,5	4288	107200000
70	3,6	35	4480	112000000
75	3,5	37,5	4800	120000000
80	3,35	40	5120	128000000
90	3,2	45	5760	144000000
120	2,77	60	7680	192000000

### III.6.4.5 Le coût total

Le coût totale est donné par l'addition des coûts de la digue, du déversoir et du coursier.

**Tableau III.54** Le coût total de l'aménagement

Largeur (m)	H <sub>d</sub> (m)	Coût de la digue (DA)	Coût de l'évacuateur de crue (DA)	Coût total (DA)
50	4,23	993220635	80937500	1074158135
60	3,7	950143790	97020000	1047163790
67	3,69	949341720	108305500	1057647220
70	3,6	949231355	123200000	1072431355
75	3,5	934177680	131812500	1065990180
80	3,35	922307125	139800000	1062107125
90	3,2	910525745	157027500	1067553245
120	3	894955940	209280000	1104235940



**Figure III.24** Courbe d'optimisation





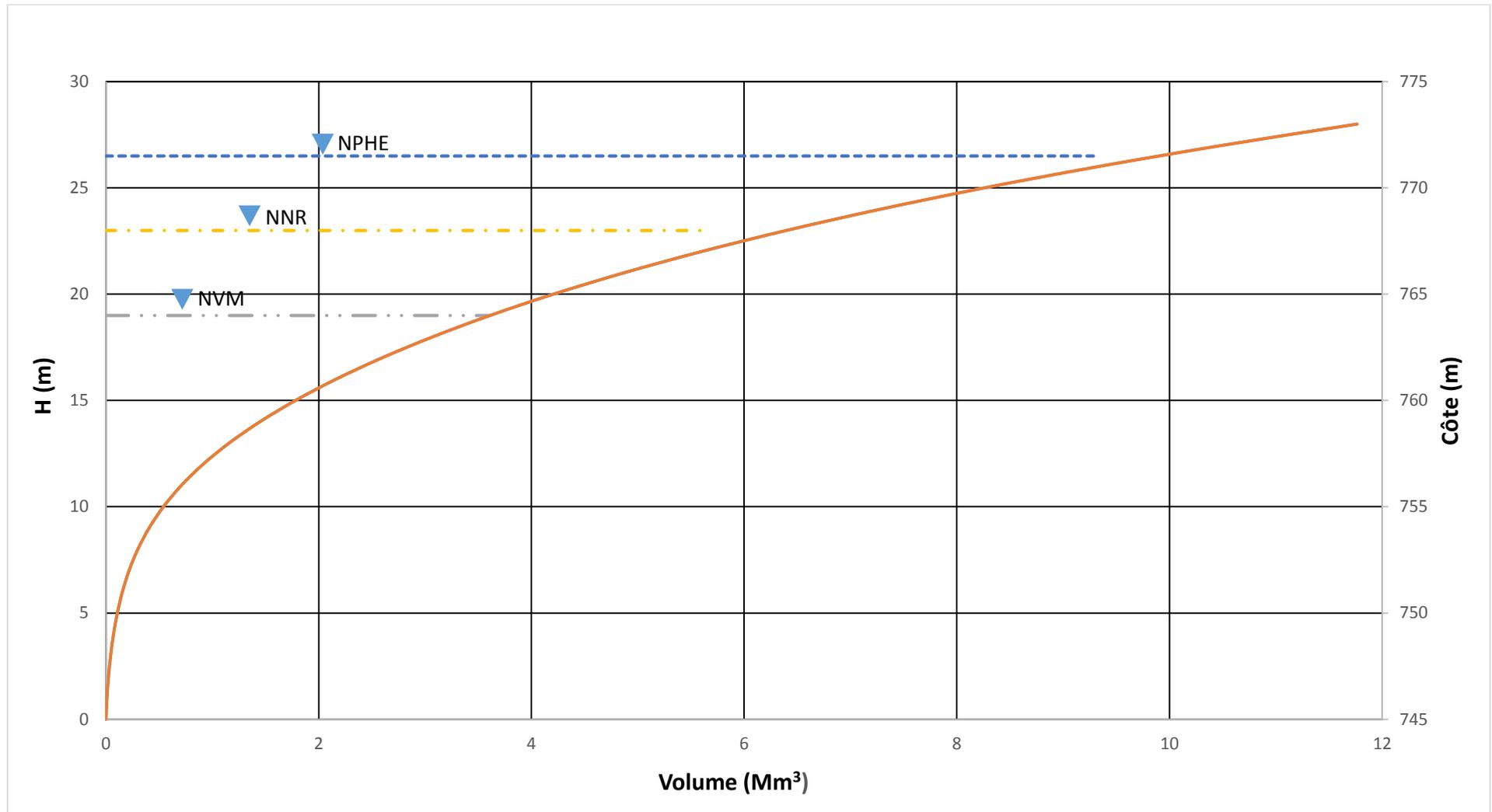


Figure III.25 Courbe Capacité-Hauteur du barrage Tabeggart



## Conclusion

L'objectif principal de l'étude hydrologique est de faire face aux problèmes majeurs menaçant les barrages, ces dangers sont les crues et le transport solide traduit par le volume mort déstabilisant toute la structure de l'ouvrage.

L'analyse basée sur des formules expérimentales nous a permis d'étudier les apports de la cuvette Tabeggart afin de quantifiés les volumes stockés dans la retenue.

A la fin de ce chapitre on a peut déterminer le profile générale de la digue et les caractéristiques du bassin versant.

Les dimensionnes finaux de la digue sont détaillées dans le chapitre V.

**Tableau III.55** Tableau récapitulatif de l'étude de régularisation et du laminage.

Désignation	Unités	Valeurs
<b>Volume mort</b>	Mm <sup>3</sup>	4,28
<b>Volume utile</b>	Mm <sup>3</sup>	1,895
<b>Volume au NNR</b>	Mm <sup>3</sup>	6,175
<b>Côte du fond</b>	m NGA	445
<b>Côte NVM</b>	m NGA	764
<b>Côte NNR</b>	m NGA	768
<b>Largeur du déversoir</b>	m	60



# Chapitre IV : ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE

## Introduction

Dans ce chapitre nous allons étudier les techniques de réalisation et matériaux de construction employés et leur impact sur le type de variante de barrage.

D'autres aspects sont à considérer, la technicité, les délais et les coûts sont des facteurs importants à étudier avant de déterminer la discussion finale afin d'opter vers une variante technico-économique.

La sélection des variantes est faite en tenant compte des résultats des études topographiques, géologiques et géotechniques de façon à répondre au mieux aux exigences de ces derniers.

## IV.1 Pré-sélection du type du barrage

La zone d'étude présente une vallée très large plus de 900 m. La variante barrage en béton ordinaire est à exclure au vu des volumes de béton à mettre en place. Dans le cas, en sus des variantes digues souples, il reste deux variantes de digue rigide à envisager à savoir : le barrage en Béton compacté au Rouleau ou en remblai dur.

### IV.1.1 Barrages en béton compacté au rouleau (BCR)

La réalisation des barrages en Béton Compacté au Rouleau permet d'adopter les avantages des barrages en béton et des barrages en terre.

#### IV.1.1.1 Le matériau

Le béton compacté au rouleau (BCR) est un béton pauvre en eau et en ciment, qui se présente sous une apparence comparable à celle de la terre meuble. Il en existe plusieurs types suivant le dosage en liant :

- Maigre (*lean*)                      Moins de 100 kg/m<sup>3</sup>
- Moyen (*medium*)                    Entre 100 et 150 kg/ m<sup>3</sup>
- RCD                      (variante Japonaise)    Entre 120 et 130 kg/ m<sup>3</sup>
- Riche (*high paste*)                Plus de 150 kg/ m<sup>3</sup>

Actuellement, les barrages en BCR en construction dans le monde utilisent essentiellement un BCR riche ou moyen. Certains s'intéressent au BCR maigre, dont le coût est beaucoup plus économique.

#### IV.1.1.2 Mise en œuvre du BCR

L'intérêt du BCR est sa mise en place rapide, mais nécessite un stockage important de granulats. L'évolution du matériel de compactage impose des surfaces de travail assez vastes.

Le BCR n'est pas étanche aux reprises, il est nécessaire de prévoir un revêtement étanche à l'amont en géotextile, béton armé ou bitumineux.

#### IV.1.1.3 Comparaison entre les barrages en BCR et les autres techniques

Le tableau suivant présente une comparaison des principaux avantages et inconvénients de la technique de réalisation des barrages en BCR par rapport aux techniques, en remblai et en béton :

**Tableau IV.1** Avantages et inconvénients des différentes techniques utilisées pour la réalisation des barrages. (Londe et Guerinet, Les Barrages : École nationale des ponts et chaussées)

	<b>Barrage en Béton</b>	<b>Barrage en remblai</b>	<b>Barrage en BCR</b>
<b>Caractéristiques</b>	-Volume minimal -Matériaux à prix unitaire élevé -Étanchéité naturelle	-Volume important -Matériau à faible coût unitaire -Étanchéité par zonage transversal	-Volume réduit -Matériaux économique
<b>Impératifs</b>	-Substratum rocheux -Réalisation par plots	-Mise en œuvre par couches -Sensibilité aux écoulements -Stabilité interne	-Substratum rigide -Mise en œuvre par couche
<b>Avantages</b>	-Ouvrages annexes intégrés -Caractéristiques mécaniques élevées -Peu sensible aux écoulements	-Substratum peu contraignant -Faible coûts unitaires de mise en œuvre	-Rapidité d'exécution -Ouvrages annexes intégrés -Peu sensible aux écoulements -Faibles coûts unitaires de mise en œuvre
<b>Sujétions</b>	-Moyens coûteux de mise en œuvre -Contraintes dues aux plots	-Ouvrages annexes séparés et coûteux -Emprise de l'ouvrage	-Dimension des aires de travail -Étanchéité particulière

## IV.1.2 Barrages en remblai

Un barrage en remblai est un ouvrage construit en utilisant des matériaux géologiques naturel de granulométrie peut être très variable, depuis les sols fins jusqu'à l'enrochement.

Si les barrages en béton étaient plus nombreux pour les très grandes hauteurs, les barrages en terre ont plus d'avantage du fait de leur grande souplesse d'adaptation au site.

### IV.1.2.1 Différents types de barrages en remblai

Il existe trois types principaux de structure de barrage en remblais, la caractéristique essentielle de chacune d'entre elles étant la position de l'émergence de l'eau de percolation.

#### a- Barrage homogène

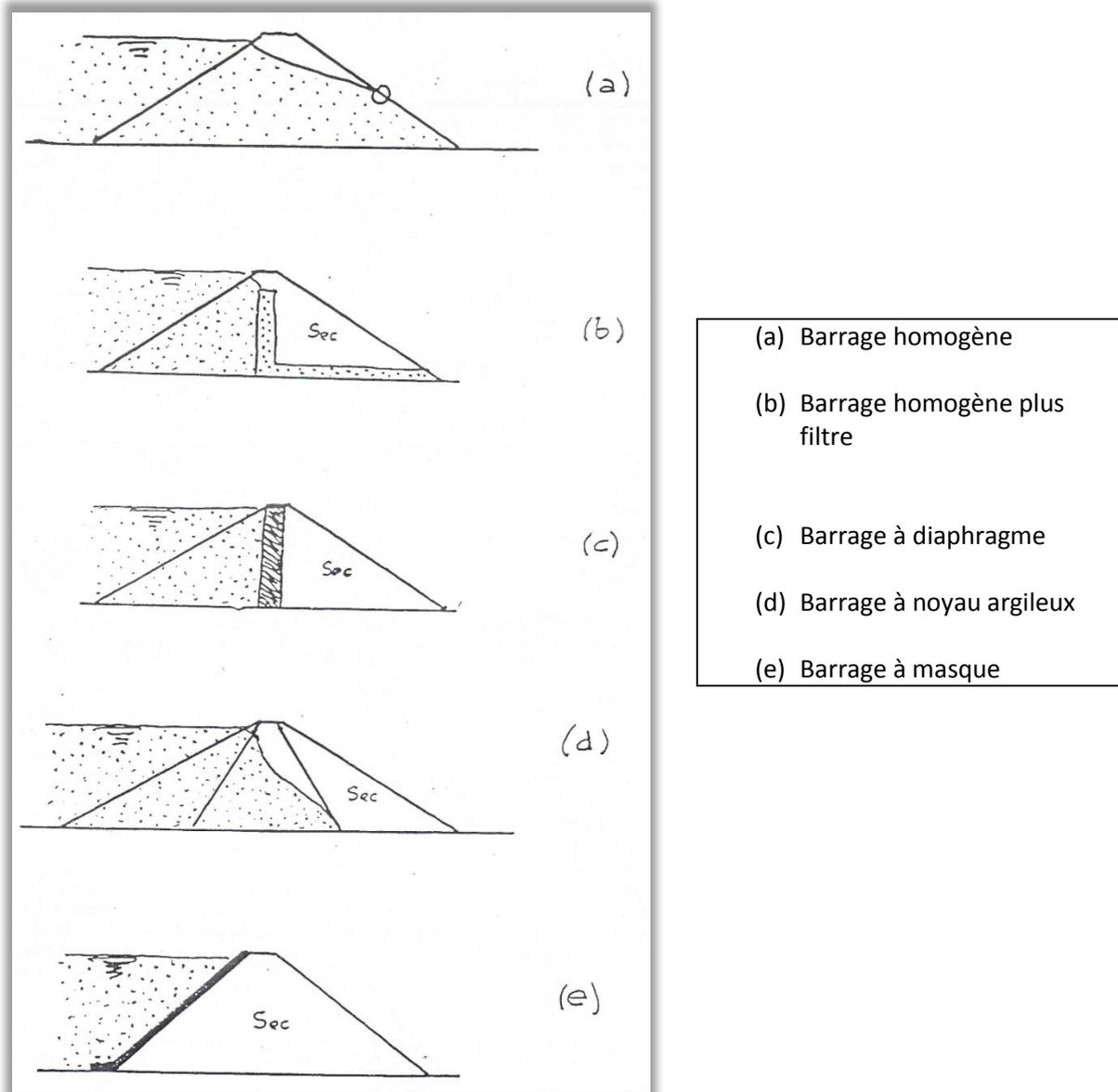
Schématisé (Fig. IV.1) a, la ligne de saturation sort sur le parement aval. Si le matériau constitutif est peu perméable le débit de fuite représente une menace vis-à-vis de la stabilité (phénomène de renard) la solution consiste à l'installation d'un filtre drainant dans le corps du remblai (Fig. IV.1) b.

#### b- Barrage à noyau étanche

On suppose à l'émergence de l'eau sur le parement aval par la mise en place dans le corps du remblai soit d'un écran en béton, (Fig. IV.1) c, soit d'un noyau étanche en sol compacté, (Fig. IV.1) d, en cas de disponibilité des matériaux argileux.

#### c- Barrage en remblai à masque amont

Le remblai a masque (Fig. IV.1) e, cette solution met la totalité du remblai à l'abri des effets de l'eau. Solution adoptée pour les grands barrages en enrochement.



**Figure IV.1** Différents types de barrages en remblai (Londe et Guerinnet, Les Barrages : École nationale des ponts et chaussées)

### IV.3 Variantes susceptible à être projetées sur le site

#### IV.3.1 Barrage poids en BCR

Barrage en béton compacté au rouleau, est un barrage qui fait face aux poussées hydrostatiques par son poids reposant sur large superficie, donc une capacité de portance faible d'un sol peut le recevoir. La technique (régalé par couches de 30 cm, passage de rouleau vibrant, et le dispositif de confinement pour les bords en place) et la maîtrise de la teneur en eau du béton sont les facteurs clés de sa réalisation.

### IV.3.2 Barrage en enrochement à masque bitumineux

Le barrage est construit essentiellement à l'aide d'enrochement (1) de granulométrie comprise entre 0 et 800 mm.

L'étanchéité de l'ouvrage est assurée à l'aide d'un masque amont réalisé en plaçant sur zone de transition de granulométrie plus fine une couche de 10 cm de graviers 0/14 mm (2) enrobées d'émulsion de bitume (3), recouvert ensuite d'un géotextile (4), d'une géomembrane bitumineuse (5) et d'un géotextile tissé (6). La protection mécanique du parement amont est assurée par des pavés préfabriqués en béton de ciment(7).

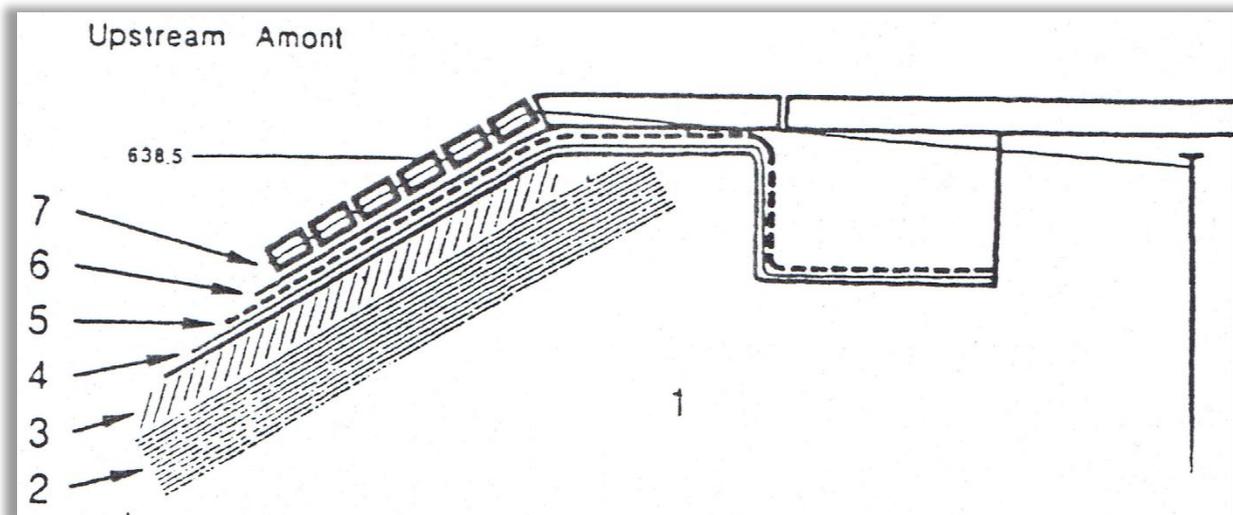


Figure IV.2 Barrage à masque amont (Clérin *et al.* 1991)

### IV.3.3 Barrage en remblai à noyau argileux

Le barrage enveloppe un noyau central en argile (étanche à l'échelle du barrage) couvert par des couches de sable et gravier pour garder les particules fines en place encre dans la fondation par la clé d'étanchéité, cette technique est idéale dans les zones où la disponibilité des argiles est assurée, faible régime sismique.

### IV.3.4 Barrage à noyau étanche en béton armé

La même technique préside sauf le noyau argileux est remplacé par un mur en béton assurant l'étanchéité, le seul paramètre à vérifier, c'est la transition entre le béton et les matériaux de recharge de la digue.

### IV.4 Volume de la digue

D’après le plan d’aménagement et les constatations antérieures, la côte de crête est à 775 m sur une longueur en crêt de 984 m.

On procède de la manière suivante :

- On trace le profile longitudinale du chaque variante.
- On détermine les sections à travers le barrage et leurs aires.
- Le volume total est la somme des volumes partiels de chaque section.

$$H_{\text{barrage}} = C_{\text{crête}} - C_{\text{piéd } i} \dots\dots\dots(\text{IV.1})$$

$C_{\text{crête}}$  : Côte de la crête du barrage (m).

$C_{\text{piéd}}$  : Côte du piéd du barrage dans la section “i” (m).

L’aire de la section transversale du barrage :

$$S_i = \frac{b_{\text{cr}} + B_{\text{pi}}}{2} \times H_{\text{bi}} \dots\dots\dots(\text{IV.2})$$

$b_{\text{cr}}$  : Largeur en crête du barrage (m).

$B_{\text{pi}}$  : Largeur du piéd du barrage à la section “i” (m).

$$B_{\text{pi}} = b_{\text{cr}} + (m_1 + m_2) \times H_{\text{bi}} \dots\dots\dots(\text{IV.3})$$

$m_1$  : fruit du talus amont

$m_2$  : fruit du talus aval.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \dots\dots\dots(\text{IV.4})$$

Avec :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times d \dots\dots\dots(\text{IV.5})$$

$d$  : distance horizontale séparant deux sections successives  $S_i$  et  $S_{i+1}$  (m).

## IV.5 Estimation des coûts

**Tableau IV.2** Estimation des coûts des variantes

Variante	Matériaux	Quantité (m <sup>3</sup> )	Prix unitaire (DA)	Coût (DA)	Total (DA)
<b>Barrage en BCR</b>	BCR	182 406	7350	1 340 684 100	<b>1 340 684 100</b>
<b>Barrage à masque</b>	Enrochement	507 840	1 500	761 760 000	<b>1 015 641 100</b>
	Graviers	31 243	1 000	31 243 000	
	Sable	40 286	850	34 243 100	
	Masque	75 358	2 500	188 395 000	
<b>Barrage à noyau argileux</b>	Recharge	500 049	600	300 029 400	<b>756 007 430</b>
	Noyau	120 073	360	432 262 280	
	Graviers	13 010	1 000	13 010 000	
	Sable	12 595	850	10 705 750	
<b>Barrage à noyau en béton</b>	Recharge	603 580	600	362 148 000	<b>619 791 200</b>
	Noyau	18 007	12 600	226 888 200	
	Graviers	17 240	1 000	17 240 000	
	Sable	15 900	850	13 515 000	

## IV.6 Etude comparative

On procède à la comparaison entre les différentes variantes selon les critères suivants :

1. Coût.
2. Délais de réalisation.
3. Disponibilité des matériaux
4. Technicité (difficulté de la réalisation, maîtrisée par une entreprise nationale).

Le barème de notation est de 1 à 4 tel que : 4 points pour le critère le plus défavorable, à 1 point pour le cas favorable.

**Tableau IV.3** Notation des variantes selon les critères de choix

	Coût de la variante	Délais de réalisation	Disponibilité des matériaux	Technicité	Total
<b>Barrage en BCR</b>	4	4	4	4	16
<b>Barrage à masque</b>	3	3	3	4	13
<b>Barrage à noyau argileux</b>	2	2	1	2	7
<b>Barrage à diaphragme</b>	1	2	2	4	9

## **Conclusion**

De point de vue technico-économique deux variantes sont favorisées, une digue en remblai à noyau argileux étanche ou une digue à diaphragme en béton.

La variante à diaphragme en béton est à éliminer en raison des difficultés de réalisation et le risque de fissuration du diaphragme en raison des sollicitations sismiques et le tassement des fondations. Sans oublier, le cout induit de l'approvisionnement du ciment au site du projet en matériaux

En conséquence la variante la plus avantageuse au site d'étude est la digue à noyau argileux.



# Chapitre V : ETUDE ET DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE CHOISIE :

## Introduction

La conception des ouvrages est faite de manière à suivre des consignes issues des expériences ou par modélisation numériques sur des logiciels,

Dans ce chapitre on procédera par la méthode classique et la certification finale des dimensions sera confirmée dans le chapitre suivant.

La hauteur, les pentes des talus et organes internes du barrage sont détaillé conformément les normes internationales de sécurité.

## V.1 Dimensionnement du barrage

### V.1.1 Hauteur de barrage

#### V.1.1.1 Calcul de la revanche

Le but de la revanche est de gardé une marge de sécurité entre la côte des plus hautes eaux et la crête du barrage, pour faire face aux vagues engendré par le soufflement du vent, la hauteur est calculé par les méthodes suivantes :

a- Formule de STEVENSON

Fetch de la retenue, est la plus grande distance horizontale par rapport au plan d'eau dans la direction du vent le plus fréquent

$$H = 0,75 + 0,34 \sqrt{F} - 0,26 \times \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots(V.1)$$

H : Hauteurs des vagues en (m).

V : Vitesse du vent en (km/h).

F : Fetch en (km).

$$H = 0,75 + 0,34 \sqrt{14.5} - 0,26 \times \sqrt[4]{14.5}$$

$$H = 1.54 \text{ m.}$$

La vitesse de propagation des vagues est exprimée par la formule de Gaillard :

$$V = 1,5 + 2 \times H \dots\dots\dots(V.2)$$

$$V = 4,57 \text{ m/s.}$$

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

H : Hauteur des vagues en (m).

$$R = 0,75 \times H + \frac{V^2}{2 \times g} \dots\dots\dots(V.3)$$

$$R = 2,22 \text{ m ;}$$

Le terme  $\frac{V^2}{2 \times g}$  désigne la projection des vagues vers le haut du parement du barrage.

$$g = 9.81 \text{ (m/s}^2\text{)}.$$

#### b- Formule de MALLET et de PACQUANT

$$H = 0,5 + 0,33 \times \sqrt{F} \dots\dots\dots(V.4)$$

$$H = 0,5 + 0,33 \times \sqrt{14,5}$$

$$H = 1,76 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 2 \times H \dots\dots\dots(V.5)$$

$$V = 5,01 \text{ m/s.}$$

$$R = 0,75 \times H + \frac{V^2}{2 \times g} \dots\dots\dots(V.6)$$

$$R = 2,6 \text{ m.}$$

On prend  $R = 2 \text{ m}$ . Pour atténuer la hauteur des vagues on utilisera un enrochement de protection sur le parement amont de type : Rip-rap.

### V.1.2 Calcul de largeur en crête

La largeur en crête pour l'ouvrage en terre ne doit pas être inférieure à 3 m, et cela pour permettre la circulation des engins pour la finition, en assurant la protection des matériaux de recharge. On la Calcul par l'une des formules suivantes :

#### a- Formule de KNAPEN

$$b_{cr} = 1,65 \times \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(V.7)$$

$$b_{cr} = 9.04 \text{ m.}$$

$$b_{\text{atardeau}} = 5,21 \text{ m.} / H_{\text{atardeau}} = 10 \text{ m.}$$

b- Formule de PREECE

$$b_{\text{cr}} = (1,1 \times \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots(V.8)$$

$$b_{\text{cr}} = 7.02 \text{ m.}$$

$$b_{\text{atardeau}} = 4.47 \text{ m.}$$

c- Formule Simplifie :

$$b_{\text{cr}} = 3,6 \times \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots(V.9)$$

$$b_{\text{cr}} = 8.19 \text{ m.}$$

$$b_{\text{atardeau}} = 4.75 \text{ m.}$$

On prend une largeur en crête de 8 m.

Pour le batardeau on prend 4 m.

### V.1.3 Longueur en crête

Sur le plan d'aménagement la longueur en crête est de 984 m.

### V.1.4 Protection de la crête

La crête est couverte d'une couche bitumineuse de 10 cm (route), en dessous une couche compactée de Tout Venant de 20 cm.

Le sommet du batardeau est protégé par une couche de gravier traité.

### V.1.5 Bermes

La berme est un passage à travers le parement du barrage pour le découpé en segments plus stables, en offrant l'accès pour l'exploitation ou la réparation du talus.

Pour notre cas on projet une berme de largeur de 3 m de faible pente (2 %) à la côte 760 m sur le talus aval, et autre sur le talus amont de 4 m de largeur (pente 2 %) à la côte 755 m.

### V.1.6 Protection des talus

La pente des talus c'est l'inclinaison pour la quel les remblais soient en équilibre stable comme indique dans le tableau suivant :

**Tableau V.1** Pentas des talus optimales

Hauteur du barrage en (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H < 5	Homogène	1/2,5	1/2
	A zones	1/2	1/2
05 < H < 10	Homogène, granularité étendue	1/2	1/2
	Homogène, à fort pourcentage d'argile	1/2,5	1/2,5
	A zones	1/2	1/2,5
10 < H < 20	Homogène, granularité étendue	1/2,5	1/2,5
	Homogène, à fort pourcentage d'argile	1/3	1/2,5
	A zones	1/3	1/3
20 >	Homogène, granularité étendue	1/3	1/2,5
	A zones	1/3	1/3

Les fruits des talus choisis pour le barrage :

- Talus avale 1/1,8
  - Talus amont 1/2
    - Batardeau 1/2,5
- Reste a confirmé par une étude de stabilité (Chapitre VI).

a- Méthode (*U.S.Army*)

Les dimensionnes des blocs d'encrochement sont données par le tableau suivant :

**Tableau V.2** Epaisseur de couche d'encrochement et dimensions des blocs de roche selon les hauteurs des vagues :

<b>Hauteur des vagues (m)</b>	<b>Epaisseur minimale de couche d'encrochement min (m)</b>	<b>Dimensions minimales des blocs D<sub>50</sub> min (m)</b>
0 – 0,3	0,3	0,2
0,3 – 0,6	0,4	0,25
0,6 – 1,2	0,45	0,3
1,2 – 1,4	0,55	0,4
1,4 – 2,4	0,7	0,45
2,4 - 3	0,8	0,55

\* Epaisseur minimale : 0,7 m.

\* D<sub>50</sub> min : 0,45 m.

b- Méthode T.V.A (*Tennessee-Valley-Authority*)

Cette méthode prend en considération : hauteur des vagues et leurs vitesses de propagation, par la formule suivante :

$$e = C \times V^2 \dots\dots\dots(V.10)$$

e : épaisseur d'encrochement en m.

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

C : Coefficient a déterminé en tenant compte de fruit du talus et poids spécifique du matériau.

**Tableau V.3** Les valeurs du coefficient C (T.V.A)

<b>Pentes des talus</b>	<b>Valeurs de C pour chaque poids spécifiques</b>		
	$\theta = 2,5$	$\theta = 2,65$	$\theta = 2,8$
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	0,03
1/1	0,047	0,041	0,038

$\delta = 2,65$  donc C = 0,028

$e = 0.7 \text{ m}$

L'épaisseur de la couche d'enrochement est de 0,7 m dont le  $D_{50}$  min des blocs de roche est 0,45 m.

## V.2 Noyau en argile

Le noyau argileux est l'organe assurant l'étanchéité du barrage, compacté est posé verticalement au centre de la digue. L'épaisseur minimale est de 2 m plus le barrage est important on choisit une épaisseur de l'ordre de 1/6 de la hauteur de l'ouvrage.

Le sommet du noyau doit dépasser le niveau des plus hautes eaux.

Vers le bas il faut le raccorder à la fondation imperméable.

Le noyau ne doit pas être constitué d'argile pure, trop sujette à des instabilités et au retrait. Généralement un mélange d'argile, sable et graviers, en proportions convenable.

La largeur au sommet du noyau  $b_{\text{noyau}}$  est :

$$b_{\text{noyau min}} = 2 \text{ m}$$

$$b_{\text{noyau}} = \frac{1}{6} H = 5 \text{ m} \dots \dots \dots (V.11)$$

$$H = 30 \text{ m.}$$

On prend  $b_{\text{noyau}} = 4 \text{ m}$ .

Pour des raisons économique et des considérations pratique circulation des engins, avec un fruit de talus : 1/0,25.

### V.2.1 Calcul du tassement

On désigne par tassement d'un barrage le tassement de remblais formant la digue plus le tassement de la fondation.

Le tassement dépend de la nature de sol et son comportement vis-à-vis les sollicitations mécanique internes (poids propre) et externes. Un tassement est toujours positif, s'il est négatif on parle de gonflement (Argile).

Pour les petits ouvrages, lorsqu'ils sont bien compacté, le tassement du corps de digue est faible (tassement de consolidation). Pour les barrages dont la hauteur est importante le tassement n'est plus négligeable. Il existe des programmes sur ordinateur utilisant la méthode par éléments finis, qui permettent d'évaluer les tassements de manière précise.

Pour notre cas le tassement est estimé comme suite :

$$\Delta H = (1 \% \text{ à } 1,5 \%) \times H \dots \dots \dots (V.12)$$

$\Delta H = 0,45 \text{ m.}$

H : Hauteur du barrage (m).

Tassement globale est de : 45 cm.

### V.3 Drain et Filtres

#### V.3.1 Rôle des drains et filtres

Pour lutter contre les infiltrations dans le corps du barrage et la fondation on fait recoure aux drains et filtres dans le but d'acheminé les eaux d'infiltration sans exposés les matériaux aux dangers de décollement ou le phénomène de renard.

#### V.3.2 Constitution des drains et filtres

Les drains sont constitué de graviers soit d'éléments artificielles perméable (béton poreux ou plastique perforé

Les filtres sont constitués de couches successives de matériaux perméables de granulométrie de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins du massif drainé.

Un filtre ne doit ni se dégrader par entrainement de ses éléments, ni se colmater. Il est conseillé pour cela d'utilisé des sables dont le coefficient d'uniformité  $\frac{D_{60}}{D_{10}}$  est inférieur à 2.

#### V.3.3 Disposition des drains et filtres

Pour rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif aval, on utilise un drain-tapis filtrant qui s'étale sur toute l'emprise avale plus un drain prisme au pied du barrage.

##### V.3.3.1 Drain Prisme

a- Hauteur :

$$H_p = (0,15 \text{ à } 0,2) H \dots\dots\dots(V.13)$$

$$H_p = 4.5 \text{ m.}$$

$H_p$  : Hauteur su prisme.

H : Hauteur du barrage.

b- Largeur au sommet :

$$b_p = \left(\frac{1}{3} \text{ à } \frac{1}{4}\right) H_p \dots\dots\dots(V.14)$$

$$b_p = 1.2 \text{ m.}$$

$b_p$  : largeur au sommet du prisme.

c- fruit du talus :

$$m_1 = (1 \text{ à } 2) ; m_2 = (1,5 \text{ à } 2,5)$$

On prend :  $m_1 = 1,5 ; m_2 = 1,8$

### V.3.3.2 Drain Tapis

a- Longueur du tapis :

$$L_t = \left(\frac{L}{4} \text{ à } \frac{L}{3}\right) \dots\dots\dots(V.15)$$

$$L_t = 34 \text{ m.}$$

L : Emprise du barrage 136 m.

$L_t$  : longueur du tapis.

### V.3.3.3 Critères de conception des filtres

$$\frac{D_{15}^{\text{filtre}}}{d_{85}^{\text{sol}}} \leq 4 \div 5 : \text{Condition d'entraînement des particules fines pour le phénomène de renard.}$$

$$\frac{D_{15}^{\text{filtre}}}{d_{15}^{\text{sol}}} > 4 \div 5 : \text{Condition de perméabilité.}$$

$$\frac{D_{50}^{\text{filtre}}}{d_{50}^{\text{sol}}} < 25 : \text{Condition de parallélisme des courbes granulométriques.}$$

$$\frac{D_{60}^{\text{filtre}}}{D_{10}^{\text{filtre}}} \leq 20 : \text{Condition d'uniformité du filtre.}$$

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 : 0.40 m

#### V.4 Clé d'étanchéité

La clé d'étanchéité est le prolongement du noyau argileux jusqu'à la fondation imperméable.

La profondeur de la clé d'étanchéité est de m du terrain naturel, les fruits de talus de la tranchée est de 1/1,25.

#### V.5 Classification de l'ouvrage

Les barrages peuvent être classés selon plusieurs critères on site :

- Hauteur, Capacité
- Sécurité (dégâts en cas de rupture).
- Hauteur, nature de fondation.

Dans notre cas on le class selon sa hauteur et la nature de fondation.

**Tableau V.4** Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation (Volkov)

Type de sols de fondation	Classe des barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs des barrages (m)			
Sols rocheux	>100	70 – 100	25 – 70	<25
Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique	>75	35 – 75	15 – 35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25 – 50	15 – 25	<15

D'après le tableau le barrage de Tabeggart est de Classe III.

#### Conclusion

A la fin de ce chapitre le profil générale de la digue est déterminé avec :

30 mètre de hauteur sur une longueur en crête de 984 mètre, la cote finale de l'ouvrage est à 775 m.

Le noyau en argile doté d'une largeur au sommet de 4 mètre prolongé jusqu'à la fondation, une hauteur de 37.8 mètre, protégé par deux filtres (milieux de transition) le premier en sable d'une épaisseur de 0,35 m et un filtre en graviers d'une épaisseur de 0,6 m.

Le batardeau est mise en place de manière à être intégré dans le corps de la digue avec une hauteur de 10 mètre et une largeur en crête de 4 mètre, l'étanchéité est granité par une couche d'argile d'épaisseur variable (0.6 m au sommet à 1,3 m à la base).



# Chapitre VI : CALCUL D'INFILTRATION ET DE STABILITE DES TALUS

## Introduction

Le calcul d'infiltration et de stabilité des talus est l'étape qui succède le dimensionnement, par une vérification des phénomènes naturelles tel que, l'infiltration de l'eau et l'impact de son mouvement dans le terrain, les glissements des terrains.

Le but de ce chapitre est d'assurer que le remblai formant l'ouvrage soit suffisamment étanche et en équilibre stable soit à l'achèvement de son exécution soit pendant son exploitation durant ces années de service et de pouvoir faire face au régime sismique de la région.

## VI.1 Etude des infiltrations dans le barrage et dans les fondations

Aussi faible que soit la perméabilité d'un barrage en terre, il y a toujours infiltration d'eau. L'étude des infiltrations doit déterminer les éléments suivants :

- La ligne de saturation dans le massif du barrage.
- La pression de l'eau interstitielle dans le massif.
- Le débit de fuite dû aux infiltrations

### VI.1.1 Détermination des équipotentiels et des lignes de courant hydraulique :

En tout point du barrage, le potentiel hydraulique E peut être exprimé par la somme du potentiel dû à la cote z du point et la pression de l'eau en ce point p :

$$E = z + p \dots\dots\dots(VI.1)$$

L'écoulement de l'eau d'infiltration est régi par la loi de DARCY :

$$V = -k \text{ grad } E \dots\dots\dots(VI.2)$$

$$\text{ou : } V = K \times I \dots\dots\dots(VI.3)$$

V : Vitesse d'écoulement de l'eau en m/s.

K : Coefficient de perméabilité de DARCY en m/s.

I : Gradient hydraulique en filtration.

Il existe plusieurs méthodes on site :

- 1- Calcule numérique : la ligne de saturation est déterminé par des logiciels sur ordinateurs
- 2- Modèle électrique : la répartition du potentiel électrique est régie par la même équation que celle du potentiel hydraulique.
- 3- Méthode graphique : La méthode simplifié, le plus souvent utilisé, donne des solutions approchées mais suffisantes.

Dans notre cas on utilise la méthode graphique :

### VI.1.2 Tracé de la ligne de saturation

KOZNEY a montré que, dans un barrage non drainé, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontale dont le foyer O est situé au pied du parement aval du barrage. L'équation de cette parabole s'écrit :

$$y^2 - y_0^2 - 2x y_0 = 0 \dots\dots\dots(VI.4)$$

avec :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots(VI.5)$$

d : étant la largeur en base du barrage diminuée de de 0,7 b et b étant la projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

La parabole coupe le plan d'eau en un point A situé à une distance horizontale de ce parement  $AB = 0,3 x b$ .

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 parement amont B et tangente à la parabole.

En aval on fait aboutir la ligne de saturation en un point D sensiblement situé au 2/3 de OC, théoriquement tel que :  $\frac{DC}{OD} = \frac{3}{8} \cos \frac{\alpha}{2}$ .

Dans le cas d'une digue à noyau imperméable, maintenu par des zones perméables, on construit la ligne de saturation comme précédemment en ne considérant que le noyau imperméable.

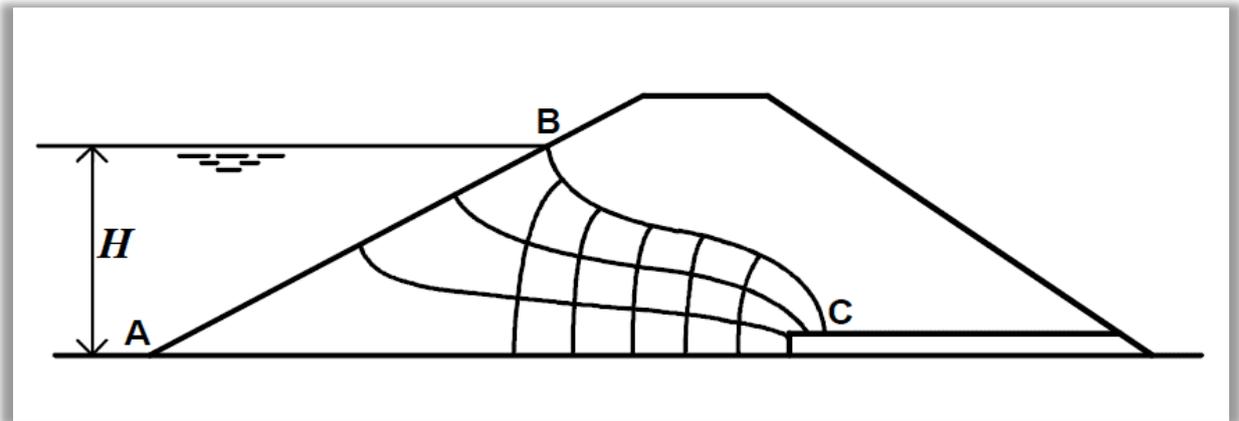
### VI.1.3 Tracé des équipotentiels et des lignes de courant

La ligne phréatique, en pratique est confondue avec la ligne de saturation, étant tracée, la construction des équipotentiels sont faite graphiquement comme indiqué ci-après :

Le parement amont est une équipotentielle.

La ligne phréatique ainsi que le contact avec la fondation imperméable sont des lignes de courant.

La pression hydraulique étant nulle le long de la ligne phréatique, le potentiel en un point de cette ligne est due uniquement à la côte de ce point. On construit un certain nombre de points de potentiel, c'est-à-dire de côtes régulièrement décroissant le long de la ligne phréatique.



**Figure VI.1** Tracé des équipotentiels des lignes de courant (engineeringcivil.blogspot)

A partir de ces points on trace des éléments de courbe qui se raccordent orthogonalement à la ligne phréatique en ces points et à la ligne de contact avec les fondations imperméables. Ces courbes constituent le réseau d'équipotentiels.

On obtient les lignes de courant en construisant le réseau de courbes orthogonales à ces équipotentiels.

La construction graphique (Fig. VI.1) concerne le cas de la retenue plane. Dans le cas de la vidange rapide les lignes se répartissent différemment.

Pratiquement, les vidanges de délais inférieurs à un ou plusieurs mois, doivent être qualifiées de rapides.

#### VI.1.4 Calcul du débit de fuite par infiltration

Connaissant le réseau des équipotentiels et les lignes de courant, on peut évaluer approximativement le débit de fuite en appliquant la loi de DARCY.

$$I = \frac{H}{L} \dots\dots\dots(VI.6)$$

I : gradient hydraulique.

H : Hauteur de l'eau.

L : Longueur moyenne de ligne de courant.

Le débit par mètre linéaire de barrage sera :

$$q = S \times K \times \frac{H}{L} \dots\dots\dots(VI.7)$$

$$q = 3,33 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$K = 2,11 \times 10^{-7} \text{ m/s}.$$

S : La longueur mouillée du parement amont du barrage.

K : Coefficient de perméabilité de DARCY.

Le débit de fuite globale à travers le corps du barrage pendant une année est :

$$Q = q \times 3600 \times 24 \times 365 \times L$$

Q : Débit de fuite globale m<sup>3</sup>/ans.

L : Longueur du barrage.

$$Q = 6547,63 \text{ m}^3/\text{ans}.$$

**Remarque :** le débit de fuite par infiltration est surestimé, car la hauteur du barrage diminue vers les rives.

### VI.1.5 Le phénomène de “Renard”

La circulation d'eau d'infiltration au sein du barrage peut amorcer le phénomène de “Renard” dont le processus est le suivant :

Le sol n'est plus stable dès que le gradient hydraulique atteint ou dépasse la valeur critique. Les grains en surface sont entraînés, les grains en dessous, ne supportant plus le poids des grains supérieurs, sont entraînés à leur tour. Un tunnel est donc formé où la circulation d'eau est aisée. Le phénomène a donc tendance à s'amplifier jusqu'à ce que le renard débouche dans le parement amont. A ce moment-là, une fuite brutale et important causant un accident grave et irréversible

Plusieurs méthodes sont utilisé pour évités ce problème, dans notre cas on utilise la méthode de LANE :

LANE distingue les cheminements verticaux de longueur  $L_v$  et les chemins horizontaux de longueur  $L_h$ . La règle de LANE exprime la condition comme suite :

$$L_v + \frac{1}{3} L_h \geq c \times H \dots\dots\dots(VI.9)$$

$$(4.75 \times 2 + 7.9 \times 2) + \frac{1}{3} \times 136 = 70,63$$

$$c \times H = 2 \times 29$$

$70,63 \geq 58 \Rightarrow$  Condition vérifié, absence de phénomène de renard.

c : Coefficient dépendant de la nature du terrain.

**Tableau VI.1** Coefficients de LANE (Technique des barrages en aménagement rural)

Nature du Terrain	c
Sables fins et limons	8,5
Sables fins	7
Sables moyens	6
Gros sable	5
Petite graviers	4
Gros graviers	3
Mélange de graviers et de gros galets	2,5
Argile plastique	3
Argile consistante	2
Argile dure	1,8

## VI.2 Etude de stabilité

### VI.2.1 Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)

La stabilité des barrages en terre est étudiée au moyen des méthodes utilisées plus généralement pour l'étude des pentes en mécanique des sols, les plus courantes sont celles de FELLENIUS, BISHOPB, SPENCER, JANBU. Toutes sont des méthodes d'équilibre de forces, dans lesquelles les forces déstabilisatrices (poids, pressions interstitielles) doivent être compensées par des forces résistantes, avec des marges de sécurité conventionnellement choisies. Un facteur qui influe très fortement sur la stabilité est la pression interstitielle qui peut s'installer de façon durable dans le remblai :

- En raison des écoulements permanents à travers le remblai.
- En conséquence des variations des contraintes résultantes de la construction d'une vidange rapide ou bien de séismes.

Plusieurs configurations doivent être analysées à savoir :

#### a) Fonctionnement normal (talus aval)

Le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés ; le champ de pression interstitielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation) en tenant compte des diverses perméabilités.

**b) Fin de construction (talus aval et amont)**

Pas encore d'action de la retenue mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées.

**c) Vidange rapide (talus amont)**

Après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont.

Les coefficients de sécurité couramment admis en fonction de la classe du barrage sont groupés dans le Tableau suivant.

**Tableau VI.2** Coefficient de stabilité admissible des talus (Technique des barrages en aménagement rural)

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
sans séisme	1,3 ÷ 1,2	1,2 ÷ 1,15	1,15 ÷ 1,1	1,1 ÷ 1,05
avec séisme	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,05

Notre barrage fait partie de la classe III, les coefficients admissibles seront donc :

- Sans séisme :  $K_{ss,adm} = 1,15 - 1,1$
- Avec séisme :  $K_{as,adm} = 1,1 - 1,05$

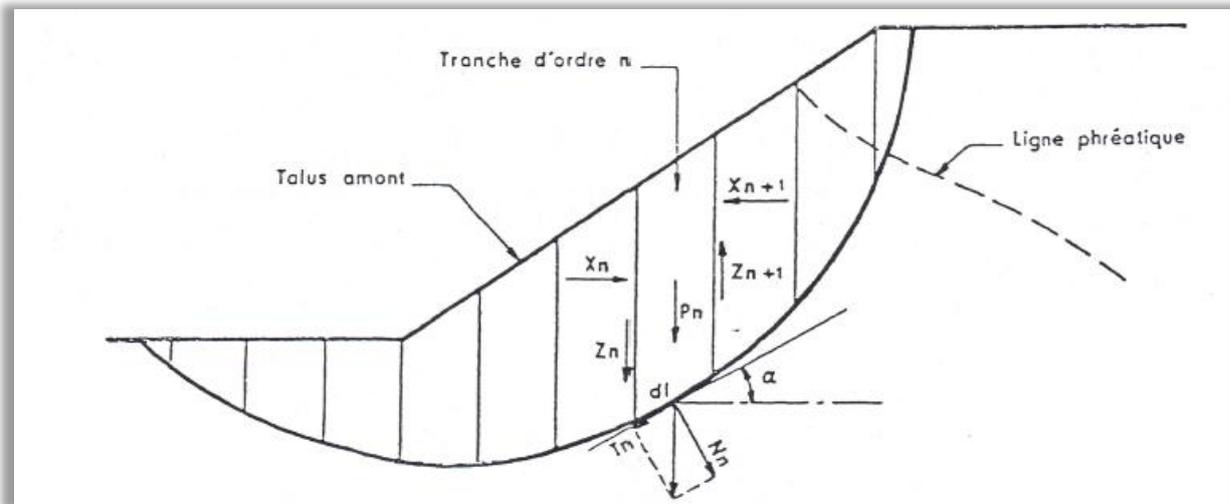
Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus. La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

La vérification des talus de la digue par la méthode grapho-analytique consiste à la détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité et le moment des efforts de basculement (forces motrices) par rapport au centre de glissement du terrain qui doit être inférieur ou égal au coefficient admissible «  $k_{adm}$  ».

**VI.2.2 Méthode de FELLENIUS**

Cette méthode se base sur l'hypothèse que la surface de glissement est voisine de celle d'un arc de cercle supposé passant par le pied du talus. Elle consiste à décomposer le volume de sol limité par le segment du cercle en tranches verticales de même épaisseur, et de chercher

à établir une relation qui traduit son équilibre en supposant que les interactions entre les différentes tranches sont négligeables.



**Figure VI.2** Méthode des tranches “la méthode de Fellenius” (Technique des barrages en aménagement rural)

### VI.2.2.1 Ordre de calcul (Méthode des tranches)

- Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
- Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle  $85^\circ$  par rapport à la ligne du talus.
- Tracer les arcs des cercles de rayons  $R_1$  et  $R_2$

Avec :

$$R_1 = K_1 \times H_b \text{ et } R_2 = K_2 \times H_b.$$

$H_b$  : Hauteur totale du barrage ( $H_b = 30$  m).

( $K_1$ - $K_2$ ) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau VI.3 :

**Tableau VI.3** 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

**Tableau VI.4** Coefficients de stabilités  $K_1$  et  $K_2$

Talus	Pente du talus	$K_1$	$K_2$	$R_1$ (m)	$R_2$ (m)
Aval	1,8	0,75	1,55	22,5	46,5
Amont	2,25	0,8125	1,8875	24,375	56,625

- 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 à la suite 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 côté 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 partie « 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 du séisme.
- Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

1. Composante normale (forces stabilisatrices) :

$$N= G_n \cos \alpha \dots\dots\dots (VI.10)$$

2. Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :

$$T= G_n \sin \alpha \dots\dots\dots (VI-11)$$

Avec :

$\alpha$  : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10}$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

### Les caractéristiques géotechniques des sols

Elles sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau VI.5** Caractéristique géotechnique

Paramètres	Unité	Digue	Fondation
$\varphi^\circ$	Degré	24	24
C	KN/m <sup>2</sup>	6.5	-
$\gamma_{sat}$	t/m <sup>3</sup>	1.97	-
$\gamma_d$	t/m <sup>3</sup>	1.85	1.8

La densité déjaugée  $\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w) = 0.97$

### VI.2.2.2 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. Elle est donnée par la formule suivante :

$$G_n = b (\gamma_1 .h_1 + \gamma_2 .h_2 + \gamma_3 .h_3) \dots\dots\dots (VI.12)$$

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 où le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$P = U . dl = \gamma_w . h . dl \dots\dots\dots (VI.13)$$

Avec :

$U$  : pression interstitielle.

$dl$  : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

$\gamma_w$  : poids volumique de l'eau  $\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$ .

$h$  : hauteur de la tranche.

#### C) Forces de cohésion

$$F_c = c . dl \dots\dots\dots (VI.14)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

D : Forces dues au séisme

$$T = a \cdot G_n \dots\dots\dots (VI.15)$$

a : Coefficient de séisme.

G<sub>n</sub> : Poids de la tranche.

### VI.2.2.3 Classement des forces

On peut classer toutes ces forces comme suit :

#### 1. Les forces stabilisatrices

##### A) Force de frottement

$$F_1 = Nntg\varphi - U dl tg\varphi \dots\dots\dots (VI.16)$$

Avec :

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

##### B) Force de cohésion

$$F_c = c dl \dots\dots\dots (VI.17)$$

Avec :

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 :

$$M_s = [(Nn - U dl) tg\varphi + c dl] R \dots\dots\dots (VI.18)$$

- Les forces motrices

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle (T<sub>n</sub>), (force de cisaillement) du poids (G<sub>n</sub>) qui provoque le glissement du talus. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (VI.19)$$

### VI.2.2.4 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

Le coefficient «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

#### A) Retenue pleine

$$K_{SS} = \frac{\sum(N_n - P_i)tg\phi_i + \sum C_i dl}{\sum G_n \sin\alpha_n} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (VI.20)$$

$$K_{as} = \frac{\sum(N_n - P_i)tg\phi_i + \sum C_i dl}{(1/R)\sum G_n \sin\alpha_n} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (VI.21)$$

Avec :

K<sub>SS</sub> : coefficient de sécurité sans séisme.

K<sub>as</sub> : coefficient de sécurité avec séisme.

#### B) Retenue vide (fin de construction)

$$K_{SS} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots \dots \dots (VI.22)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots \dots \dots (VI.23)$$

#### C) Vidange rapide

$$K_{SS} = \frac{\sum N_n tg\phi_i + \sum C_i dl}{\sum T_{ni}} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (VI.24)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg\phi_i + \sum C_i dl}{\sum T_{ni} + (1/R)\sum G_n \sin\alpha_n} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (VI.25)$$

Les coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

**Tableau VI.6** Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		K <sub>ss</sub>	K <sub>as</sub>
<b>Fin de construction</b>	<b>Talus aval</b>		
	R <sub>1</sub> = 45	2,623	2,18
	R <sub>2</sub> = 50	1,74	1,56
	R <sub>3</sub> = 35	2,317	1,896
<b>Pendant l'exploitation</b>	<b>Talus aval</b>		
	R <sub>1</sub> = 45	2,223	1,9003
	R <sub>2</sub> = 50	1,729	1,561
	R <sub>3</sub> = 35	2,317	1,896
<b>Vidange rapide</b>	<b>Talus amont</b>		
	R <sub>1</sub> = 40	2,426	2,029
	R <sub>2</sub> = 50	2,483	2,124
	R <sub>3</sub> = 55	2,405	2,086

## Conclusion

Suite aux résultats obtenus dans ce chapitre, les infiltrations à travers le corps du barrage sont négligeable, 0.2 l/s. Du point de vue fondation, le phénomène de Renard est éliminé à l'aide de l'emplacement de la parafouille au pied amont et le prolongement du noyau jusqu'à la fondation.

La stabilité des talus est assurée due aux coefficients de stabilité nettement supérieurs aux coefficients admissibles selon la méthode de Fellenuis.



# Chapitre VII : ORGANISATION DES TRAVAUX DE CHANTIER

## Introduction

On désigne par l'organisation des travaux de chantiers l'ensemble des mesures et les procédures projeté pour l'optimisation des tâches effectués par chaque individu ou la manutention des engins dans un lieu de travail, de manière à éviter les risques d'accidents ou la mauvaise gestion des ressources.

Le planning est l'outil de l'ingénieur pour souligner les démarches à suivre et une référence pour le suivi d'avancement, dans ce chapitre nous déterminerons par les méthodes de planification et de suivi d'avancement des travaux le planning de réalisation du barrage de Tabeggart.

## VII.1 Réalisation du barrage

Le site de chantier de barrage est souvent doté de caractéristiques exceptionnelles : relief, climat, éloignement des infrastructures. Alors que le projet de réalisation des barrages dure toujours longtemps (quelques années), des mesures sont à considérer tel que :

### VII.1.1 Installation du chantier

L'étape initiale de la réalisation du projet, regroupe la mise en place des installations pour destination le confort des travailleurs et le bon usage des engins on site :

- Base de vie (dortoirs, infirmerie, réfectoire, centre de loisirs).
- Parc pour les engins et ateliers pour l'entretien des engins (vidange, pièces de rechange).
- Dépôts pour les matériaux de construction.
- Approvisionnement en électricité.
- Plaques signalétiques et d'avertissement.

### **VII.1.2 Préparation de la fondation du barrage**

Le décapage de terre végétale, l'excavation des tranché (clé d'étanchéité) et l'élaboration du programme d'injections pour renforcé la fondation.

### **VII.1.3 Carrières et zones d'emprunt**

Les divers matériaux utilisés dans le remblai sont tirés de zones d'emprunt et de carrières situées à proximité de l'ouvrage (2 km en moyenne).

### **VII.1.4 Transport des matériaux**

Le transport des matériaux de remblais se fait par des camions bennes de grande dimensions (dumper, pouvant contenir 50 jusqu'à 100 tonnes de matériaux, chargé par des pelleteuses de grande capacité. Une pelleteuse doit être capable de charger un dumper en trois godets, un godet de l'ordre de 18 tonnes, la vitesse d'un dumper est de 50 km/h avec une distance optimale de 1000 m. On peut utiliser les décapeuses (Scrapers) avec leurs double utilité (décapé et charger les matériaux) avec une vitesse de 25 km/h, également rentable sur courte distance moins de 1000 m.

### **VII.1.5 Mise en œuvre du remblai**

Le sol fin à compacter doit être mise en place de façon à obtenir une épaisseur compacté de 15 cm, le sol répandu sera arrosé ou séché, pour atteindre la teneur en eau souhaitée. Les compacteurs utilisé peuvent dépasser 80 tonnes ils utilisent leurs poids accompagné de vibrations pour compacté au mieux les couches du sol et approcher la valeur de l'optimum Proctor.

### **VII.1.6 Travaux de finitions**

Les travaux de finitions sont les tâches beaucoup plus esthétiques pour rendre l'apparence de l'ouvrage acceptable et en adéquation avec le mieux qui le reçoit. Les couches externes des parements du barrage de préférence de mêmes matériaux existant dans la région, plus les équipements d'éclairage et les chassés pour l'accès aux différents organes de l'ouvrage.

## VII.2 Contrôle de compactage

Le contrôle de compactage est effectué à la présence des représentants (entreprise de réalisation, maître de l'ouvrage, cadre technique chargé de l'hygiène et sécurité HSE, organisme externe) par un appareillage spéciale (Pénétrromètre), la mesure doit être conforme à les descriptions mentionné dans le cahier des charges approuvé par les trois représentants.

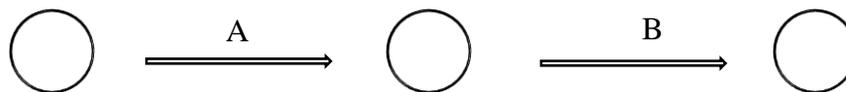
## VII.3 Méthodes de planification

### VII.3.1 Méthode basées sur le réseau

Méthode graphique, permet de déterminer les relations (ordre d'exécution) entre les tâches d'un projet selon deux réseaux :

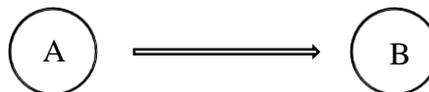
a- Réseau à flèches :

L'opération est représentée par une flèche et la relation entre deux opérations par un cercle (nœud).



b- Réseau à nœuds

L'opération est représentée par une flèche et la relation entre deux opérations par des flèches.



### VII.3.2 Méthode du chemin critique

L'objective de la méthode est de déterminé les tâches principales qui déterminent les délais de réalisation du projet, les tâches secondaires sont réalisées en parallèles que les tâches principales.

#### VII.3.2.1 Paramètres de la méthode du chemin critique

Les paramètres de la méthode sont :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- DCP : Date de commencement au plus tôt.
- TR : Temps de réalisation.
- DEP : Date de finition au plus tôt.
- DCPP : Date de commencement au plus tard.
- DEPP : Date de finition au plus tard.
- MT : Marge totale.

Et :

$$\left\{ \begin{array}{l} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \end{array} \right\}$$

### VII.3.2.2 Détermination des durés

L'estimation des durés des opérations est déterminée à partir des rendements des engins, mécanismes et le personnels destinés à la réalisation :

$$T = \frac{Q \times N}{a} \dots\dots\dots(VII.1)$$

Avec :

- Q : Quantité de travail.
- N : Rendement.
- n : Nombre d'équipes.

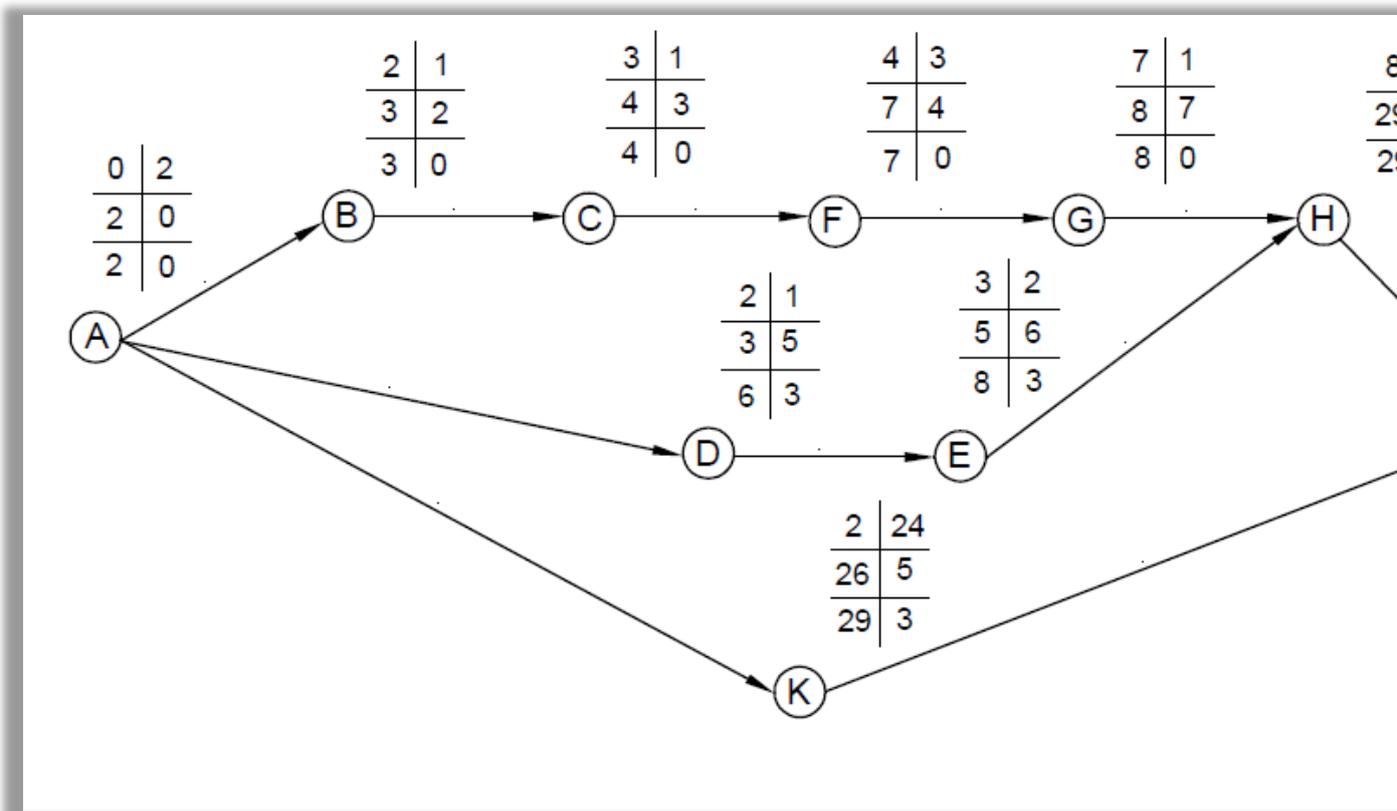
**Tableau VII.1** Les opération et l'estimation de leur durés.

<b>Travaux</b>	<b>Opérations</b>	<b>Durée (mois)</b>
Installation du chantier	<b>A</b>	2
Chenal de dérivation	<b>C</b>	1
Nettoyage du terrain	<b>B</b>	1
Des chemins d'accès vers les zones d'emprunt	<b>D</b>	1
Carrières et concasseurs	<b>E</b>	2
Batardeau	<b>F</b>	3
Traitement de la fondation	<b>G</b>	1
Mise en place du remblai	<b>H</b>	21
Mise en place des équipements d'auscultation	<b>I</b>	4
Travaux de finitions	<b>J</b>	3
Dérivation de la route CW N° : 16	<b>K</b>	24

### VII.3.2.3 Chemin critique

Le réseau d'exécution des travaux par la méthode de réseau à flèches





**Figure VII.1** Réseau à flèches

Le chemin critique est :

$$A \rightarrow B \rightarrow C \rightarrow F \rightarrow G \rightarrow H \rightarrow J \rightarrow I$$

Dont la durée du projet est de 37 mois.

## VII.4 Diagramme de GANTT

Une représentation permettant de visualiser dans le temps les diverses tâches composant in projet, une sorte de calendrier sur lequel la lecture est plus facile comparé à celle du réseau à nœud ou à flèche.

Le mécanisme de calcul est identique, dans notre cas les calculs sont faite par le réseau à flèche et les résultats sont présenté par le diagramme de GANTT.

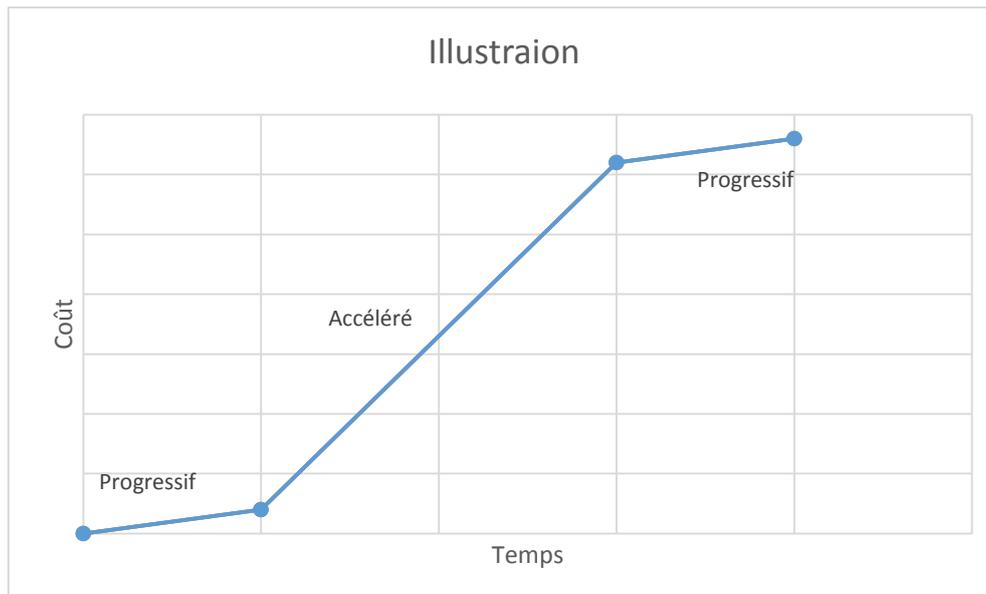
## VII.5 Suivit des travaux

### VII.5.1 Méthode des courbes en S

Courbes en S, c'est l'appellation simple de, Pilotage du projet par la valeur acquise '*Earned value Management*'. Une méthode assez efficace pour mesurer l'avancement d'un projet et un moyen de contrôle, vérification et de comparaison entre : ce qui est prévu, ce qui est a été fait et ce que cela a couté.

Le rythme de réalisation d'un projet est généralement de trois phases (Fig.1) :

- Progressif.
- Accéléré.
- Progressif.



**Figure VII.2** Phases d'avancement d'un projet

C'est pour cela qu'on parle de courbe en S, car le précédent graphique du rythme de réalisation du projet à la forme d'un S.

### VII.5.1.1 Objectif

La méthode des courbes en S est utilisée pour le suivi d'avancement Coûts et Délais des projets.

### VII.5.1.2 Graphiques

Le graphique de la méthode des courbes en S se compose de trois courbes :

- Coût Budgété du Travail Planifié (CBTP).
- Coût Budgété du Travail Effectué (CBTE).
- Coût Réel du Travail Effectué (CRTE).

### VII.5.1.3 Interprétation

Si les trois courbes sont superposées, donc le travail réalisé de point de vue coût et délais est conforme au planning.

Les écarts :

- L'écart temps = Ecart entre les courbes CBRP et CBTE sur l'axe des abscisses. (retard, en avance).

- L'écart coût = Ecart entre les courbes CBTE et CRTE sur l'axe des ordonnées. (gain, déficit).

## **Conclusion**

A la fin de ce chapitre on peut dire que le projet est planifié de la manière a respectant les normes de travail Algériennes. Selon les prévisions la durée totale du projet sera 37 mois, le planning des tâches est mentionné sur la Planche N° 07.



# Chapitre VIII : Instrumentations D'Auscultation Du Barrage

## Introduction

Les barrages figurent parmi les ouvrages d'art les plus imposant au monde, leurs importance est dû aux, potentiel dont ils disposent et les enjeux qui s'en suit en cas de mal gestion ou rupture. Par crainte de ce genre d'incident, des mesures de précautions et des protocoles d'action sont projetés pendant l'étude. Dans ce chapitre on abordera quelques appareils qu'on trouve dans ce genre d'aménagement afin du mieux exploité.

### VIII.1 Indications

L'installation de l'appareillage dans un barrage est tributaire de sa vocation, et de son emplacement.

Le barrage de Tabeggart à vocation d'irrigation est situé à 2 km du village N'Gaoue, l'emplacement de la digue se situe à 450 m de la route RN 78, la route en question travers le oued par un pont de 7 m de hauteur.

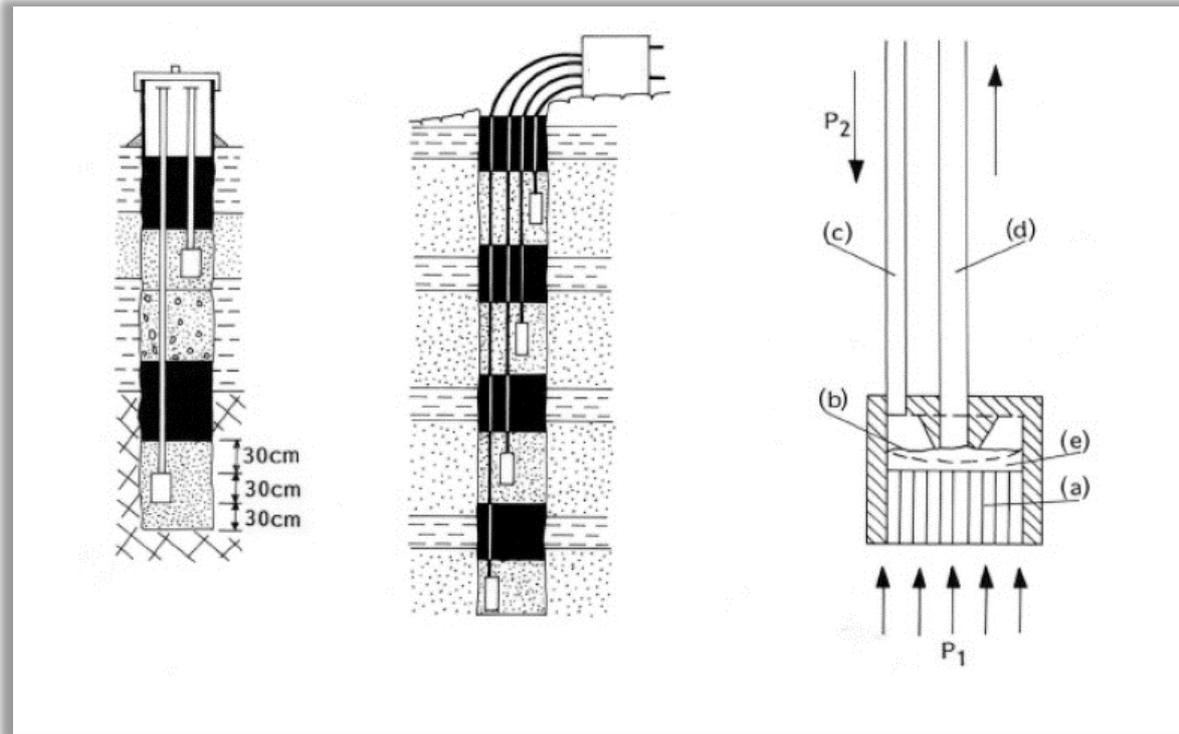
### VIII.2 Auscultation Interne

L'auscultation interne prend en charge le bon fonctionnement de corps du barrage de l'intérieur, les phénomènes indétectable de l'extérieur. Les plus importantes sont mentionnées par la suite :

#### VIII.2.1 Chambre des cellules

- Pression interstitielle :

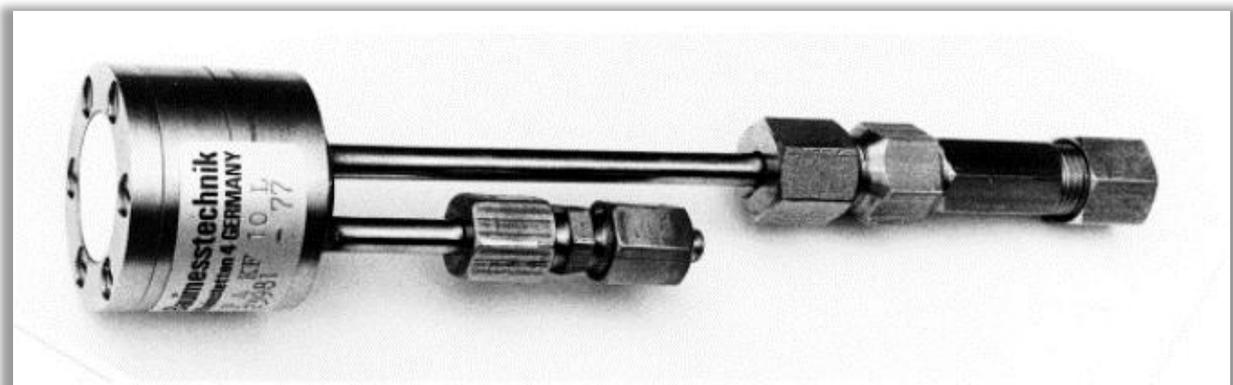
Dans les sols fins l'eau adsorbée est grande. De plus les forces d'attraction intermoléculaires exercent une grande pression sur l'eau adsorbée. On ne peut pas mettre en place dans ce cas des piézomètres car l'eau montrera dans le tuyau jusqu'à la hauteur correspondante à la pression de l'eau inter-granulaire.



**Figure VIII.1** Chambre des cellules et la mise en place des capteurs de pression ((GIF) Ettlingen)



**Figure VIII.2** Capteur de pression type P4, SF, 20L AG ER (20 bar), ((GIF) Ettlingen)



**Figure VIII.3** Capteur de pression type P4, KF, 10L (10 bar), ((GIF) Ettlingen)

### VIII.2.2 Piézomètres

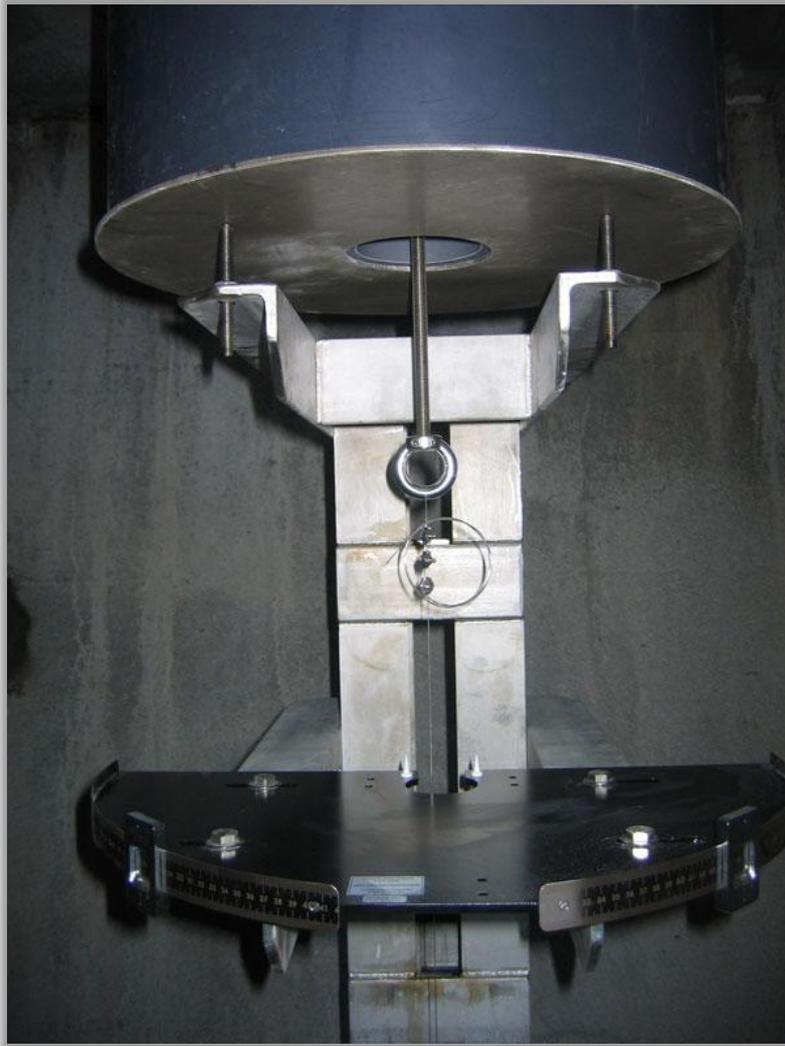
La mesure de niveau d'eau en un point donné en permettant l'observation ou l'enregistrement d'un niveau d'eau libre ou d'une pression. Par un forage non exploité équipé d'une sonde. Le choix des emplacements est défini de la manière à avoir les informations de tout le corps du barrage.



**Figure VIII.4** : Piézomètre en exploitation, (Kornog Géotechnique, 2011)

### VIII.2.3 Pendule

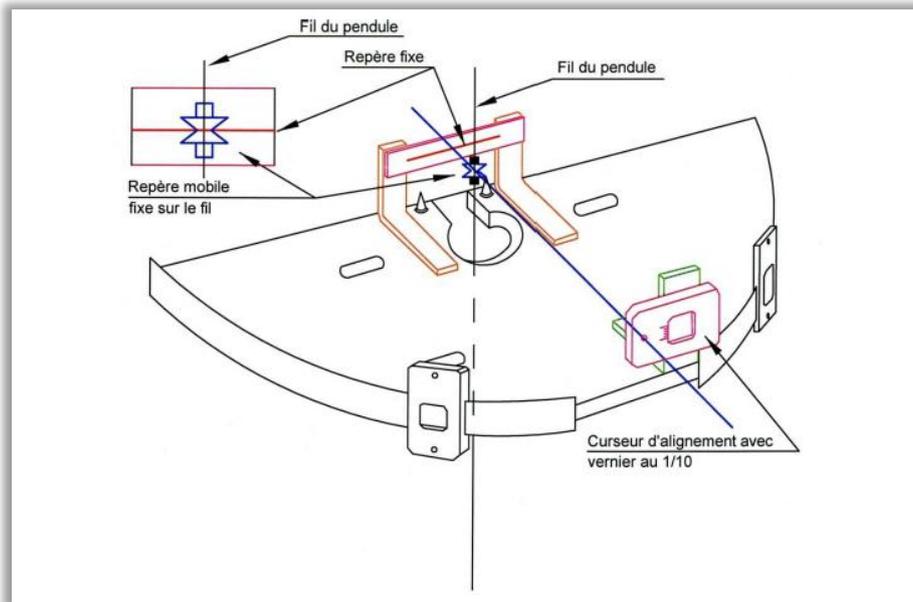
Pendule classique avec table à pointes de visées auquel est ajusté un kit composé d'un repère fixé sur le fil (diabolo), d'un dispositif de lecture (plaque arrière fixée à la table et curseur coulissant sur un régllet gradué vertical également solidaire de la table)



**Figure VIII.5** Pendule installé au niveau de galeries incorporé dans la digue

- Avantage :
  - Simplicité d'installation et de mesure.
  - Faible coût du matériel.
  - Possibilité d'effectuer des mesures à fréquence élevée.
- Inconvénients :
  - Sensibilité aux phénomènes de fluage du fil.
  - Sensibilité du fil d'acier aux variations de températures.

**Remarque** : cet appareil est à conseiller pour les pendules dont le fil n'est pas soumis à de trop fortes variations de températures, faute de quoi une correction de température serait nécessaire pour diminuer la dispersion due à la sensibilité thermique du fil d'acier.



**Figure VIII.6 :** Schéma illustrant le mode de fonctionnement de Pendule

### VIII.3 Auscultation Externe

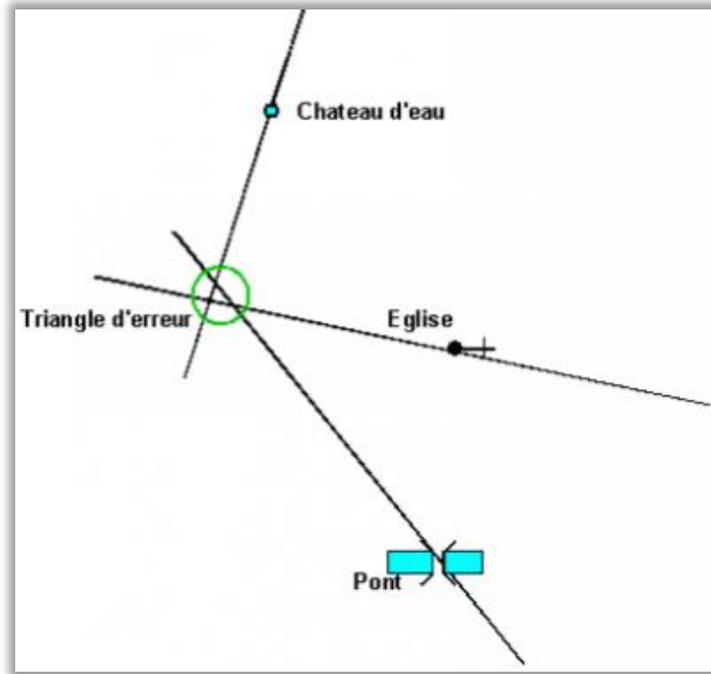
L'intérêt est gardé l'ouvrage en parfait état du point de vue stabilité face aux forces engendrées par la poussée d'eau et la sous-pression de la fondation.

#### VIII.3.1 Topographie

- Triangulation :

La triangulation est une technique permettant de déterminer la position d'un point en mesurant les angles entre ce point et d'autres points de référence dont la position est connue.

Les mesures sont effectuées d'une manière quotidienne pour le contrôle de stabilité de la digue.

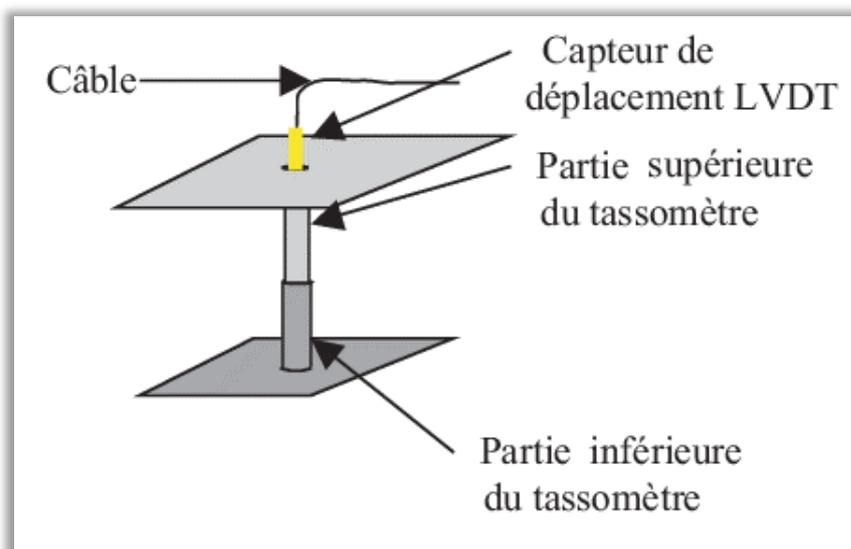


**Figure VIII.7** technique de triangulation

### VIII.3.2 Tassomètres

Appareil de mesure du tassement des sols, le remblai malgré compacté par les engins adéquats un tassement supplémentaire est prévu.

Principe de fonctionnement L.V.D.T (*Linear Variable Differential Transformer*) un transformateur qui fournit une tension proportionnelle au déplacement d'un noyau ferromagnétique pour détecter le moindre déplacement du sol.



**Figure VIII.8** Schéma illustratif de Tassomètres,

### VIII.3.3 Inclinomètres

Capteur servant à déterminer l'angle d'inclinaison par rapport à l'horizon.

Il sert à :

- La surveillance de structures.
- Déterminer l'inclinaison dans les courbes.
- Refuser des fonctions à un engin de chantier qui serait sur une pente trop inclinée.

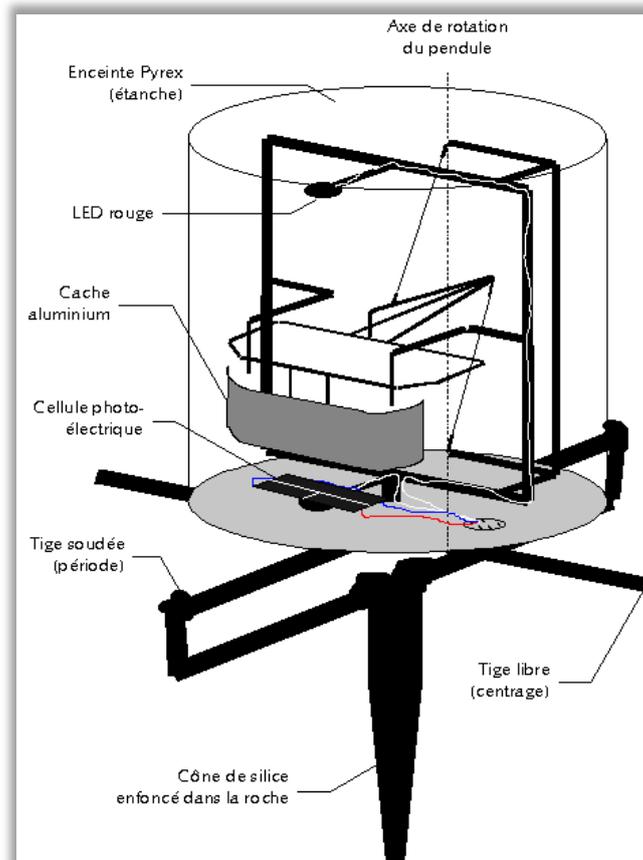


Figure VIII .9 Schéma explicatif d'Inclinomètre, (boissinoth.free.fr)

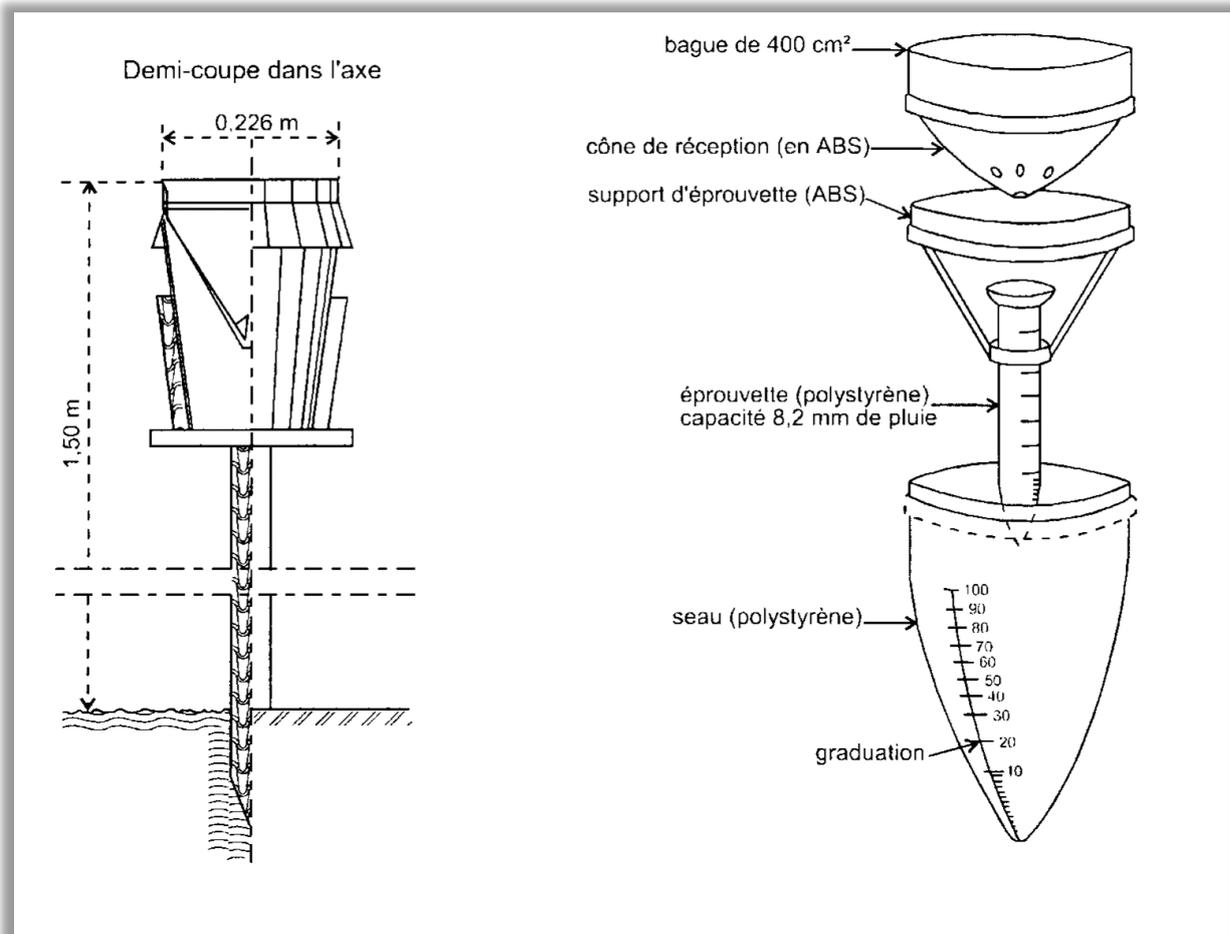
### VIII.4 Exploitation

En prenant les mesures quotidiennes nécessaires à l'exploitation on peut les utiliser pour prédire le comportement et développement de l'état de l'ouvrage.

### VIII.4.1 Pluviomètre

Instrument météorologique destiné à mesurer les précipitations surtout la pluie pendant un temps, placé sur la crête pour quantifier les apports dans la cuvette.

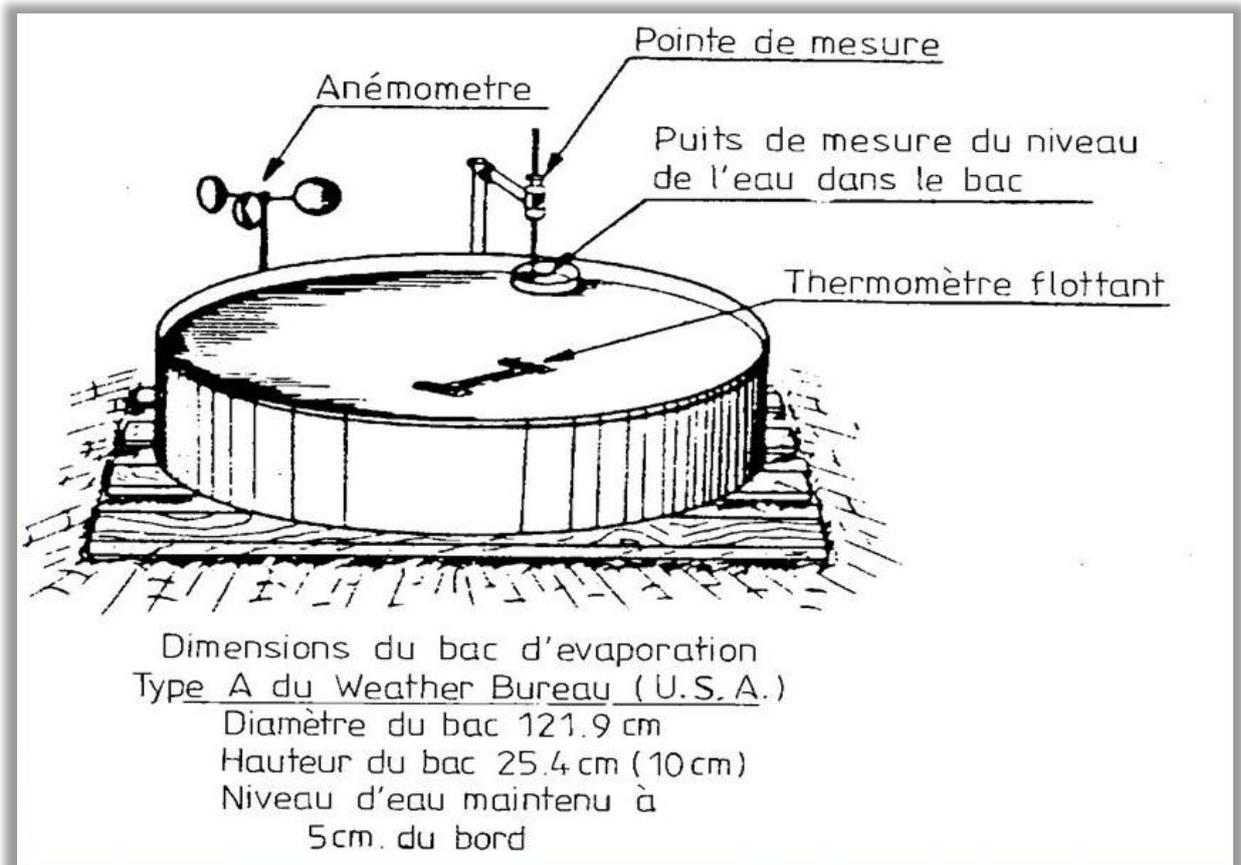
Les données obtenues par le pluviomètre, comme toutes les mesures, sont sujettes à certaines erreurs dues aux conditions environnementales, tel que les situations venteuses, turbulence et changement de pression ou le réchauffement de l'appareil par le soleil. Ces facteurs réduisent les quantités que peut récolter l'appareil.



**Figure VIII.10** Composants du Pluviomètre, (*Med-Hycos : Mediterranean Hydrological Cycle Observing System*)

### VIII.4.2 Bac class A

Bac cylindrique utilisé pour l'estimation de l'évaporation recommandé par l'Organisation Météorologique Mondiale. Il s'agit d'une cuve ronde de diamètre 1220 mm et 254 mm de hauteur remplis d'eau partiellement posé sur le sol selon un mode afin d'avoir des résultats fiables.



**Figure VIII.11** Protocole de mise en place du bac d'évaporation 'Bac class A'  
 (slideplayer.fr)

### VIII.4.3 Echelles Limnimétriques, Limnimétrie enregistreur

La mesure de cote du plan d'eau dans le barrage pour déterminé le volume de la retenue.

L'évacuateur de crue afin de déterminer le débit déversant.

L'échelle peut être verticale, incliné ou en palier :

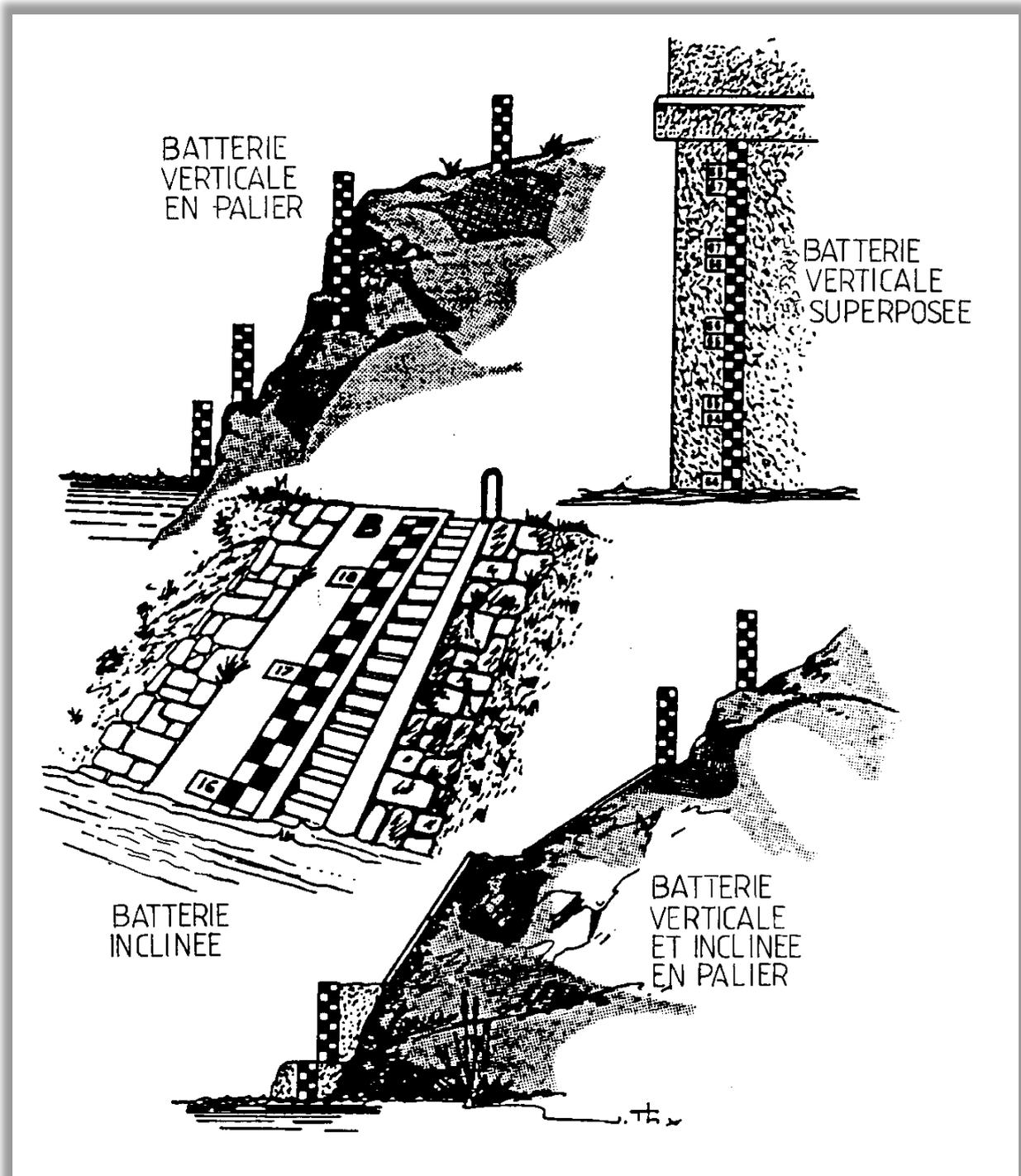


Figure VIII.12 Différents types d'échelle limnigraphique  
, (Med-Hycos : Mediterranean Hydrological Cycle Observing System)

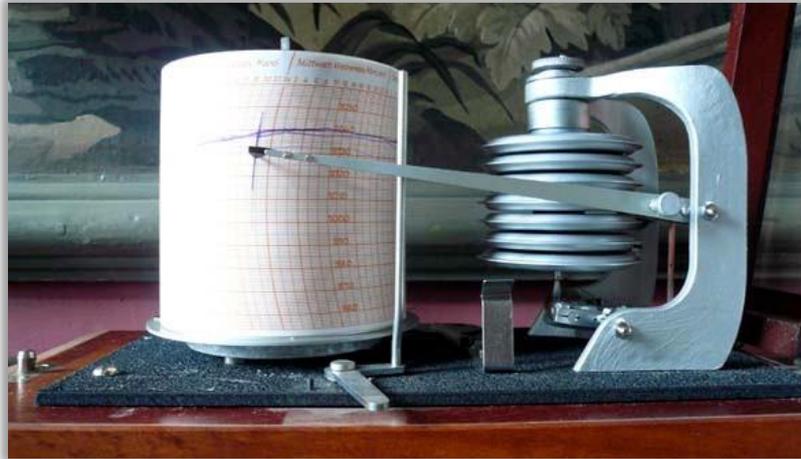
#### VIII.4.4 Débitmètre

Instrument utilisé pour mesurer le débit d'eau fournis aux consommateurs.

### VIII.4.5 Sismographe

Dispositif équipé de capteur de mouvement de sol dû aux vibrations et propagations des ondes sismiques dont la difficulté consiste à prévoir l'emplacement et l'intensité.

Les résultats sont enregistrés sur un support visuel sismogramme.



**Figure VIII.13** Sismographe équipé de papier millimétrique (sismogramme), (Julosland.skynetblogs.be)

## VIII.5 Système d'alarme

### VIII.5.1 Sirènes

Système d'alarme (système nationale d'alerte SNA) déclenché soit pour, les lâcher par vidange de fond ou déversement par évacuateur de crue ou risque de rupture du barrage pour annoncer la remonté de niveau d'eau dans le oued.

La façon d'alerter est défini dans le protocole international d'exploitation des barrages



**Figure VIII.14** Exemple de signalisation d'une zone d'alerte

## **Conclusion**

Les mesures effectuées (éventuellement répétée si la consigne le prescrit) doivent être vérifiées s'il cadre dans la gamme des mesures précédentes. Cette opération est plus facile en utilisant des outils de saisie électroniques pour une intervention rapide et efficace.

Les outils installés dans le barrage ont pour but d'assurer le bon fonctionnement de l'ensemble des éléments le constituant et leurs utilisations en toute sécurité pour le personnel ou pour les personnes se trouvant à proximité.



## Conclusion Générale

Au terme de ce travail, nous soulignons l'intérêt de l'étude des variantes de la digue du barrage Tabeggart par rapport aux volets technique et économique.

Les variantes proposées sont élaborées après l'achèvement des études topographique, géologique et hydrologique essentiel dans la réalisation de n'importe quel barrage,

La sélection des variantes repose sur 4 critères sont, la technicité et la complexité de réalisation des travaux, la présence des matériaux à proximité du site, en tenant compte du délai de réalisation sans ignoré le facteur économique manifesté par le coût qui diffère en fonction des exigences constructifs.

Le barrage de Tabeggart sera un barrage en remblai à noyau argileux d'une hauteur 30 mètre au seuil finale 775 NGA étendue sur une très large vallée plus de 900 mètre, une contrainte très imposante intervenant dans rentabilité de l'ouvrage.



## Références Bibliographiques

- B.Benlaoukli., Touaïbia, B. « Introduction au dimensionnement des retenues collinaires » ENSH.
- Bonelli, Stéphane, Krzysztof Radzicki, Jerzy Szczesny, Rémy Tourment, et Huguette Felix. « L'auscultation des barrages en terre : une nécessité ». *Ingénieries-EAT*, n° 41 (2005): p-13.
- Rolley, R., H. Kreitmann, J. Dunglas, A. Pierrejean, L. Rolland, et others. « Technique des barrages en aménagement rural », 1977.
- Schlosser, François. *Eléments de mécanique des sols*, 1983.
- Strand, R. I., et E. I. Pemberton. « Design of small dams ». *United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation. Chap. Reservoir sedimentation*, 1987, 529–564.
- Touaïbia, B. « Manuel pratique d'hydrologie ». *Edition Madani, Blida, Algérie*, 2004.
- United states of the departement ef the interior, bureau of reclamation  
« Design of small dams » (1987)

## Références Sito-graphiques

- « Choix Du Site de Barrage ». *Scribd*. Consulté le 23 avril 2017.  
<https://fr.scribd.com/document/333363174/Choix-Du-Site-de-Barrage>
- « Le sismographe | Espace des sciences ». Consulté le 12 mai 2017. <http://www.espace-sciences.org/sciences-ouest/archives/le-sismographe>
- « Piézomètre - ADES ». Consulté le 12 mai 2017.  
<http://www.ades.eaufrance.fr/Spip.aspx?page=spip.php?article124>

