

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

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique*

**Option : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques**

**THEME :**

**ETUDE D'UN PETIT BARRAGE SUR OUED MEDJOUNE  
COMMUNE D'EL HADJADJE (W.CHLEF)**

**Présenté par :**  
**M<sup>lle</sup> ABOURA Somia**

### **DEVANT LES MEMBRES DU JURY**

<b>Nom et prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
<b>M<sup>r</sup> M. HASSANE</b>	<b>M C.B</b>	<b>Président</b>
<b>M<sup>me</sup> A. ADDOU</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>r</sup> A. HADJ SADOK</b>	<b>M C.B</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>r</sup> A. HEBBOUCHE</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>r</sup> R.REKROUK</b>	<b>M A.B</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>r</sup> M.K.MIHOUBI</b>	<b>M C.A</b>	<b>Promoteur</b>

**Septembre-2012**

# DEDICACE

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux que j'aime jusqu'à les frontières de l'imagination ;

À

Mon très cher père et très chère mère;

En témoignage de ma reconnaissance envers le soutien, les sacrifices et tous les efforts qu'ils ont fait pour mon éducation ainsi que ma formation.

À

Mes chers frères «Med Amine et Abdel El Karim », et ma chère sœur « Marwa » ;

Pour leur affection, compréhension et patience.

À Tous (tes) mes tantes, mes oncles sans exception ;

À mes cousins et cousines ;

À Mes meilleures amies Rokia NEMROUDI, Zahra MADDI, Samia BELAKHDAR et Rawa MOUKBI;

Sans oublier toutes mes amis (es) : Houda SEDDIKI ,Sarah LARBAOUI,Imane MAZZARI,Assia BOUGHBINA,Amel GUENFOUD,Dehia CEBALLAH,Djamaa GUIRAA,Karima FLICI, Karima IHOUT ,Kenza,Alia,Rahma,Mounira,Nawal RAHAL,Souad ZAIDI ,Fatima MOKFI , Sarah MHAMDDI BOUZINA, Mohemed KERROUMI et Hichem MAAZIZ

À tous mes camarades de classe, promotion 2011/2012 ;

En un mot, à toute ma famille « ABOURA» et mes amis(es) qui ont contribué de près ou de loin à ma réussite.



# REMERCIEMENT

Tout d'abord, je remercie le **BON DIEU** de m'avoir donné le courage, la volonté que la force d'avoir pu réaliser ce modeste travail ;

Nombreux sont les personnes qui ont essayé directement et indirectement de collaborer à la présentation de ce mémoire et en particulier :

Je voudrais remercier mon encadreur Monsieur **Mustapha Kamel MIHOUBI** Maître de conférences à l'ENSH, pour avoir assuré de manière agréable le suivi de mon travail. Sa disponibilité ainsi que ses conseils ont largement contribué à l'aboutissement de ce travail.

Je remercie également Monsieur **Bachir BENLAOUAKLI**, professeur de l'enseignement supérieur de l'ENSH .

Un merci particulier à Monsieur **Abdelmadjid BOUFAKANE** pour la qualité de sa collaboration, notamment dans la finalisation des planches.

Je remercie spécialement Monsieur **NAASS**, Chef bureau à la DHW de Chlef, pour la documentation et ses sincères aides.

Mon respect s'adresse aux membres de jury Messieurs : **M.HASSAANE, A.HADJ SADOK, A.HEBBOUCHE, R.REKROUK** et Madame **A.ADDOU**.

Je m'astreins à un devoir de reconnaissance à l'égard de tous les enseignants de l'ENSH et particulièrement ceux et celles qui ont contribué à ma formation.



## ملخص:

تطرقنا في هذه المذكرة لدراسة تقنية شاملة على مستوى واد مجون المتواجد ببلدية الحجاج جنوب ولاية الشلف وذلك لإنشاء سد من أجل تزويد المنطقة بالمياه لسقي ما يقارب 67 هكتار من الأراضي الفلاحية المجاورة.

فبعد دراسة جيولوجية و هيدرولوجية معمقة صممنا هذا السد والذي يبلغ ارتفاعه 15.143 متر وسعته تقدر ب 0.214 مليون متر مكعب وكذا تحققنا من ثباته و فيما يتعلق بالإنجاز فقد قمنا بشرح و تنظيم جميع مراحل الإنجاز.

## Résumé :

Dans le présent mémoire nous avons traité une étude technique complète sur l'oued Medjouné qui se situe dans la commune d'El Hadjadje au Sud de la Wilaya de Chlef, pour l'implantation d'un petit barrage, destiné à l'irrigation de 67 ha.

Après une étude géologique, suivie d'une étude hydrologique approfondie nous avons dimensionné notre ouvrage qui ayant une hauteur 15.143 m, une capacité de 0.214 million m<sup>3</sup>; ainsi une étude de vérification de stabilité ; et ce qui concerne la réalisation, nous avons fait une organisation de chantier.

## Abstract:

In the present work, we have treated a complete technical study about Oued Medjouné which is located in the town of El Hadjadje the south of the Wilaya of Chlef for the establishment of a small dam, intended for irrigation of a perimeter of 67 ha.

After having made a geological study, followed by a hydrological one, we have designed our dam, which has a height of 15.143 meters and a capacity of 0.214 million meters cube; thus a study of stability; and what relates to the realization, we made a job manna.

# SOMMAIRE

	<b>Page</b>
Introduction générale.....	01
<b>Chapitre I : Rapports topographique, géologique et géotechnique.</b>	
Introduction.....	02
I.1    Etude topographique.....	02
I.1.1    Situation géographique .....	02
I.1.2    Destination du projet .....	04
I.1.3    Choix du site .....	04
I.1.4    Documentations consultées .....	04
I.1.5    Caractéristiques morphologiques .....	04
I.2    Etude géologique et géotechnique.....	05
I.2.1    Etude géologique.....	05
a) Géologie régionale .....	05
b) Géologie du site .....	08
c) Séismicité de la région d'étude .....	08
I.2.2    Etude géotechnique.....	09
a) Première partie (Zones d'emprunts) .....	09
b) Deuxième partie (Axe de la digue).....	12
Conclusion.....	14
<b>Chapitre II : Etude hydrologique</b>	
Introduction.....	15
II.1    But et données de bases.....	15
II.2    Bassin versant.....	15
II.2.1    Caractéristiques générales du bassin versant.....	15
II.2.2    Caractéristiques physiques du bassin versant.....	16
a) Caractéristiques géométriques .....	16
b) Caractéristiques hydromorphologiques .....	16
c) Caractéristiques hypsométriques.....	18
II.2.3    Caractéristiques hydrologiques du bassin versant.....	22
II.2.4    Caractéristiques climatiques du bassin versant .....	26

II.2.5	Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.....	35
II.3	Etudes des apports.....	38
II.3.1	Estimation de l'apport moyen annuel $A_0$ .....	38
II.3.2	Caractéristiques de l'écoulement.....	39
II.3.3	Coefficient de variation.....	40
II.3.4	Irrégularité des apports .....	42
II.3.5	Apport solide et l'estimation du volume mort .....	43
II.4	Etudes des crues .....	45
II.4.1	Détermination des débits maximum de la crue.....	45
II.4.2	Hydrogramme de crue .....	48
II.4.3	Choix de la crue de projet et la crue des travaux.....	50
II.5	Courbe capacité-hauteur et surfaces –hauteur.....	51
II.6	Régularisation des débits .....	54
II.6.1	Répartition des besoins .....	54
II.6.2	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes .....	54
II.6.3	Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes .....	55
II.7	Laminage des crues.....	59
II.7.1	Procédée de calcul.....	59
II.7.2	Etude d'optimisation.....	64
II.7.3	Laminage pour un déversoir de largeur de $b=12m$ .....	71
	Conclusion.....	72

### **Chapitre III : Etude des variantes de la retenue**

	Introduction.....	73
III.1	Choix du site de barrage.....	73
III.2	Choix du type de barrage.....	74
III.3	Définition de profil général du barrage.....	75
III.3.1	Hauteur du barrage.....	75
III.3.2	Largeur en crête.....	76
III.3.3	Longueur en crête.....	76
III.3.4	Pentes des talus.....	76
III.3.5	Bermes.....	76
III.4	Barrage en terre homogène.....	76
III.4.1	Pentes des talus.....	76
III.4.2	Protection des talus.....	77
III.4.3	Drainage de la digue.....	77
III.5	Barrage zoné a noyau d'argile.....	79

III.5.1	Pentes des talus.....	79
III.5.2	Protection des talus.....	79
III.5.3	Etanchéité du barrage.....	80
III.5.4	Drainage de la digue.....	81
III.6	Barrage en enrochement à masque en béton.....	81
III.7	Etude technico-économique.....	82
III.8	Comparaison financière des trois variantes.....	83
	Conclusion.....	84

## **Chapitre IV : Etude de la variante retenue**

	Variante choisie.....	85
IV.1	Conception de la digue.....	85
IV.1.1	Revanche du barrage.....	85
IV.1.2	Hauteur du barrage.....	85
IV.1.3	Largeur en crête.....	85
IV.1.4	Longueur en crête.....	85
IV.1.5	Classification de l'ouvrage.....	85
IV.1.6	Bermes.....	86
IV.1.7	Pentes des talus.....	86
IV.1.8	Protection des talus.....	87
IV.1.9	Drainage de la digue.....	89
IV.2	Etanchéité du barrage.....	94
IV.3	Les infiltrations.....	95
IV.3.1	Tracer de ligne de saturation.....	95
IV.3.2	Calcul du débit d'infiltration (débit de fuite) à travers la digue.....	97
IV.3.3	Calcul des fuites à travers la fondation.....	98
IV.3.4	Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage.....	98
IV.4	Etude de stabilité.....	100
IV.4.1	Définitions générales.....	100
IV.4.2	Conséquences de l'instabilité des talus.....	101
	Conclusion.....	108

## **Chapitre V : Etude des variantes des ouvrages annexes**

	Introduction.....	109
V.1	Ouvrage de prise d'eau.....	109
V.1.1	Type de prise d'eau.....	109
V.2)	Ouvrage de vidange.....	110

V.2.1	Choix de la variante.....	111
V.3	Ouvrage d'évacuateur de crue.....	112
V.3.1	Facteurs intervenant dans le choix du type d'évacuateur de crue .....	112
V.3.2	Différents types d'évacuateur de crue.....	112
V.3.3	Choix de la variante.....	114
V.4	Dimensionnement de l'ouvrage de vidange .....	114
V.4.1	Calcul du débit de vidange.....	114
V.4.2	Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et sa diamètre.....	115
V.5	Dimensionnement de la prise d'eau.....	117
	Conclusion.....	118

## **Chapitre VI : Etude de la variante choisi de l'évacuateur de crue**

	Introduction.....	119
VI.1	Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crue.....	119
VI.2	Dimensionnement et calcul hydraulique.....	119
VI.2.1	Canal d'amenée .....	120
VI.2.2	Déversoir.....	120
VI.2.3	Chenal d'écoulement.....	122
VI.2.4	Coursier.....	123
VI.2.5	Calcul du bassin d'amortissement.....	126
VI.2.6	Conception de l'évacuateur de crue.....	129
	Conclusion.....	129

## **Chapitre VII : Dérivation provisoire**

	Introduction.....	130
VII.1)	Type d'ouvrage de dérivation provisoire.....	130
VII.3)	Choix de la crue de dimensionnement.....	130
VII.4)	Dimensionnement de la dérivation provisoire .....	131
VII.4.1)	Galerie de dérivation.....	131
VII.5)	Batardeau.....	134
VII.5.1)	Type de batardeau.....	134
VII.5.2)	Calcul de la revanche du batardeau.....	134
VII.5.3)	Calcul de la largeur en crête.....	135
VII.6)	Calcul d'optimisation.....	136
VII.7)	Construction du batardeau.....	139
VII.8)	Choix et calcul de l'ouvrage de restitution.....	140

Conclusion.....	141
-----------------	-----

## **Chapitre VIII : Organisation de chantier**

Introduction.....	142
VIII.1) Objectif de la planification.....	142
VIII.1.1) Techniques de la planification.....	142
VIII.1.2) Etapes de la planification.....	142
VIII.1.2.1) Collection des informations .....	142
VIII.1.2.2) Décomposition du projet .....	142
VIII.1.2.3) Relations entre les tâches .....	142
VIII.1.2.4) Attribution des durées .....	142
VIII.1.2.5) Construction du réseau .....	143
VIII.1.2.6) Calcul du réseau.....	143
VIII.2) Devis estimatif et quantitatif du barrage.....	144
VIII.2.1) Cout de la digue.....	144
VIII.2.2) Cout des ouvrages annexes.....	144
Conclusion.....	145
Conclusion générale.....	146

## **LISTE DES FIGURES**

	<b>Page</b>
Figure I.1 CATRE D'ETAT MAJOR CHLEF NJ -31-II-74. ECH: 1/25000.....	03
Figure I.2 Structure géologique régionale ; Echelle : 1/50000 .....	07
Figure I.3 Coupe géologique schématique de l'oued Medjouné.....	08
Figure I.4 Carte de zonage sismique de territoire nationale selon les Règles Parasismiques Algeriennes (R.P.A 99).....	09
Figure II.1 Rectangle équivalent. ....	17
Figure II.2 Courbe hypsométrique.....	18
Figure II.3 Bassin versant d'oued Medjouné wilaya de CHLEF.....	19
Figure II.4 Réseau hydrographique du bassin versant d'oued Medjouné Wilaya de CHLEF.....	23
Figure II.5 Répartition mensuelle de la température.....	28
Figure II.6 Répartition mensuelle des humidités.....	28
Figure II.7 Répartition mensuelle de l'évaporation.....	28
Figure II.8 Répartition mensuelle des précipitations.....	30
Figure II.9 Représentation graphique de la loi de Gumbel.....	34

Figure II.10	Représentation graphique de la loi de lognormal .....	35
Figure II.11	Pluies de courte durée .....	37
Figure II.12	Intensité-Durée-Fréquence .....	37
Figure II.13	Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80% .....	43
Figure II.14	Hydrogramme des crues probables en fonction de temps (par SOKOLOVSKY) .....	50
Figure II.15	Courbe capacité-hauteur et surface-hauteur .....	53
Figure II.16	Courbe volumétrique $S=f(V)$ .....	53
Figure II.17	Courbes de $H=f(Q,q)$ .....	63
Figure II.18	Courbes de $V=f(Q,q)$ .....	63
Figure II.19	Courbe d'optimisation des coûts en fonctions de la largeur $b$ du déversoir .....	70
Figure II.20	Courbe des débits déversant .....	71
Figure III.1	Barrage homogène .....	74
Figure III.2	Barrage a noyau .....	75
Figure III.3	Barrage a masque amont .....	75
Figure VI.1	Paramètres du profil d'un déversoir .....	120
Figure VI.2	Profil Greager .....	121
Figure VI.3	Graphique de la ligne d'eau de type T2 .....	125
Figure VII.1	Schéma de calcul de la dérivation .....	136
Figure VII.2	Courbe d'optimisation des couts en fonctions de diamètre de la galerie .....	139
Figure VII.3	Construction du batardeau .....	139

## LISTE DES TABLEAUX

		<b>Page</b>
Tableau N°I.1	Les formations géologiques obtenues lors des creusements des puits .....	10
Tableau N°I.2	Les essais aux laboratoires pour les matériaux de la zone d'emprunt .....	11
Tableau N°I. 3	Les résultats de la reconnaissance insitu du site du petit barrage .....	12
Tableau N°I.4	Les essais aux laboratoires (axe de la digue) .....	13
Tableau N°II.1	Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude .....	18
Tableau N°II.2	Détermination d'altitude moyenne .....	20
Tableau N°II.3	Détermination de la pente Roche Ip .....	21

Tableau N°II.4	Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).....	22
Tableau N°II.5	Récapitulatif pour le calcul du temps de concentration.....	25
Tableau N°II.6	Paramètres hydromorphométriques du bassin versant.....	26
Tableau N°II.7	Températures mensuelles et annuelles entre la période 1997/2007.....	27
Tableau N°II.8	Répartition mensuelle des humidités relative entre la période 1997/2007....	27
Tableau N°II.9	Evaporation moyennes mensuelles (mm) entre la période 1997/2007.....	27
Tableau N°II.10	Répartition mensuelle de la vitesse du vent entre la période 1997/2007.....	29
Tableau N°II.11	Caractéristiques des stations pluviométrique du bassin versant d'Oued Medjoun.....	29
Tableau N°II.12	Répartition mensuelle de la précipitation entre la période 1997/2007.....	29
Tableau N°II.14	Caractéristique de la série pluviométrique (42 ans).....	30
Tableau N°II.15	Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel.....	32
Tableau N°II.16	Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon.....	32
Tableau N°II.17	Résultat de l'ajustement à la loi de Galton.....	33
Tableau N°II.18	Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon.....	34
Tableau N°II.19	Précipitations et les intensités pour les différent fréquence.....	36
Tableau N°II.20	Apport moyenne interannuelle.....	39
Tableau N°II.21	Récapitulatif des résultats de coefficient de variation.....	41
Tableau N°II.22	Apport fréquentielle.....	42
Tableau N°II.23	Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%.....	43
Tableau N°II.24	Récapitulatif pour le calcul de l'apport solide moyen annuel en suspension.....	44
Tableau N°II.25	Répartition de volume moyen annuel.....	44
Tableau N°II.26	Récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.....	46
Tableau N°II.27	Valeur de $\alpha$ en fonction de la fréquence.....	46
Tableau N°II.28	Récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.....	47
Tableau N°II.29	Récapitulatif des résultats de la formule POSSENTI.....	47
Tableau N°II.30	Récapitulatif des résultats de la formule TERRAZA.....	48
Tableau N°II.31	Récapitulatif des résultats de calcule pour tracé de l'Hydrogramme du crue.....	49
Tableau N°II.32	Crues de projet recommandé(CIGB ,1984).....	50
Tableau N°II.33	Surface et volume en fonction de l'altitude.....	52
Tableau N°II.34	Répartition mensuelle de la consommation.....	54
Tableau N°II.35	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en $Mm^3$ .....	57

Tableau N°II.36	Valeurs de $\delta$ en fonction des conditions hydrogéologique.....	56
Tableau N°II.37	Régularisation saisonnière en tenir compte les pertes.....	58
Tableau N°II.38	Données initiales pour le calcul de laminage.....	61
Tableau N°II.39	1 ère étape de calcul de laminage.....	62
Tableau N°II.40	2 ème étape de calcul de laminage.....	62
Tableau N°II.41	3 ème étape de calcul de laminage.....	62
Tableau N°II.42	Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.....	64
Tableau N°II.43	Variation de la hauteur du barrage.....	66
Tableau N°II.44	Résultats des largeurs en crête obtenues.....	67
Tableau N°II.45	Coût de la digue.....	67
Tableau N°II.46	Coût de déversoir.....	68
Tableau N°II.47	Coût de coursier.....	69
Tableau N°II.48	Coût Totale du barrage.....	69
Tableau N°II.49	Caractéristiques du barrage.....	70
Tableau N°II.50	Volumes et débit déversant.....	71
Tableau N°III.1	Valeurs indicatives des pentes des talus. ....	76
Tableau N°III.2	Valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids (R.ROLLEY ,1977) ; cas barrage homogène.....	77
Tableau N°III.3	Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids (R.ROLLEY ,1977) ; cas barrage zone.....	80
Tableau N°III.4	Coûts des variantes étudiées.....	83
Tableau N°IV.1	Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation .....	86
Tableau N°IV.2	Valeurs indicatives des pentes des talus.....	86
Tableau N°IV.3	Valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids (R.ROLLEY ,1977). ....	87
Tableau N°IV.4	Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues (Gerard DEGOUTTE : Edition Cemagref .FRANCE ,1977).....	88
Tableau N°IV.5	Récapitulatif des résultats de la 1ère couche de filtre. ....	93
Tableau N°IV.6	Récapitulatif des résultats de la 2eme couche de filtre.....	93
Tableau N°IV.7	Les coordonnées de la parabole.....	96
Tableau N°IV.8	Gradient hydraulique admissible (Volkov, 1986) .....	98
Tableau N°IV.9	Gradient d'infiltration admissible.....	99
Tableau N°IV.10	Détermination du coefficient de sécurité.....	99
Tableau N°IV.11	Caractéristiques géotechniques des sols.....	102
Tableau N°IV.12	Coefficient de stabilité admissible des talus	

	(Reglamento de proyecto N°1066 (1983)).....	102
Tableau N°IV.13	Valeurs de K1,K2.....	103
Tableau N°IV.14	Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement .....	107
Tableau N°V.1	Type de vidange de fond en fonction de $H^2 \cdot \sqrt{v}$ .....	111
Tableau N°VI.1	Coordonnées de profil de Greager.....	121
Tableau N°VI.2	Calcul de la ligne d'eau .....	124
Tableau N°VI.3	Calcul de la ligne d'eau à pas de 10 m .....	125
Tableau N°VI.4	Calcul de la profondeur normale.....	128
Tableau N°VII.1	Coefficient de débits.....	133
Tableau N°VII.2	$Q = f(D)$ .....	133
Tableau N°VII.3	$H_{dév} = f(T)$ .....	134
Tableau N°VII.4	Résultats du laminage.....	134
Tableau N°VII.5	Récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau.....	136
Tableau N°VII.5	Calcul d'optimisation.....	137
Tableau N°VII.6	Application numérique.....	138
Tableau N°VIII.1	Symboles des opérations+ Tâches qui précèdent et succèdent.....	143
Tableau N°VIII.2	Devis estimatif de la digue.....	144
Tableau N°VIII.3	Devis estimatif des ouvrages annexes.....	144

## LISTE DES PLANCHES

		<b>Echelle</b>
Planche N° 1	Vue en plan de l'ensemble de l'aménagement.....	1/500
Planche N° 2	Coupes types des variantes de la digue. ....	1/200
Planche N° 3	Schémas de calcul de stabilité.....	1/250
Planche N° 4	Profil en long de l'évacuateur de crue +détails.....	V=1/50;H=1/500
Planche N° 5	Profil en long de la vidange de fond +détails.....	1/200
Planche N° 6	Coupes en travers de la digue.....	1/250
Planche N° 7	Coupes en travers de l'évacuateur de crue.....	1/250
Planche N° 8	Planning des travaux.....	1/1000

# INTRODUCTION GENERALE

Nul n'ignore l'importance de l'eau pour la vie humaine.

Elle est la condition sine qua non de toute vie sur terre, pour cette raison l'homme depuis l'aube de son existence a recherché cette précieuse ressource, s'est implanté autour des points d'eaux et a déployé des grandes efforts pour l'extraire, la maîtriser et surtout la stocker par la construction des ouvrages tel que les barrages.

Dans cette optique, la wilaya de CHLEF a bénéficié des importants projets de réalisation des aménagements hydrauliques, parmi lesquels la réalisation d'un petit barrage sur Oued MEDJOUNE qui est destiné à l'irrigation d'une surface de 67 hectares.

De ce fait, le travail de ce mémoire de fin d'études consistera à concevoir un petit barrage qui puisse s'adapter aux conditions locales du milieu c'est-à-dire topographique, géologique et hydrologique, et aussi remplirait les objectifs généraux du projet.

CHAPITRE I :  
RAPPORTS TOPOGRAPHIQUE,  
GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE.

## **INTRODUCTION**

L'objectif principal de ce chapitre était l'analyse des données obtenues lors d'une étude topographiques, géologiques et géotechniques et qui sont nécessaires pour créer un petit barrage sur Oued Medjoun pour mobiliser les ressources naturelles et créer une capacité de stockage des eaux de l'oued.

### **I.1) ETUDE TOPOGRAPHIQUE**

La conception des barrages nécessite la réalisation de cartes d'état-major et de levé topographique précis, qui permettent en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique de la cuvette du site du barrage, et permettre de projeter au mieux la digue et ses ouvrages annexes.

#### **I.1.1) SITUATION GEOGRAPHIQUE**

Le site du futur petit barrage de l'Oued Medjoun est situé dans la commune d'El Hadjadje, Daïra de BOUKADIR, wilaya de CHLEF.

Il se situe à l'Est de village Ben Abdelkader, dans la commune de Guerboussa, s'éloignant du village suscité environ 5 Km.

La région du site est une zone montagneuse, s'étend en bordure Nord par l'Atlas tellien (Nord Ouarsenis), à l'Ouest par le même massif de Massina (Ouled Ben Abdelkader), elle est limitée au nord par le massif Tighaouet, et la plaine du Chélif.

A l'Est par le même massif de la localité d'El-Hadjadje, et El-Matten dont l'altitude varie de 590 à 600 mètres.

Au sud par Ouled Barhda de la chaîne anténéogène de l'Ouarsenis.

Il est repéré par les coordonnées<sup>1</sup> de Lambert suivantes :

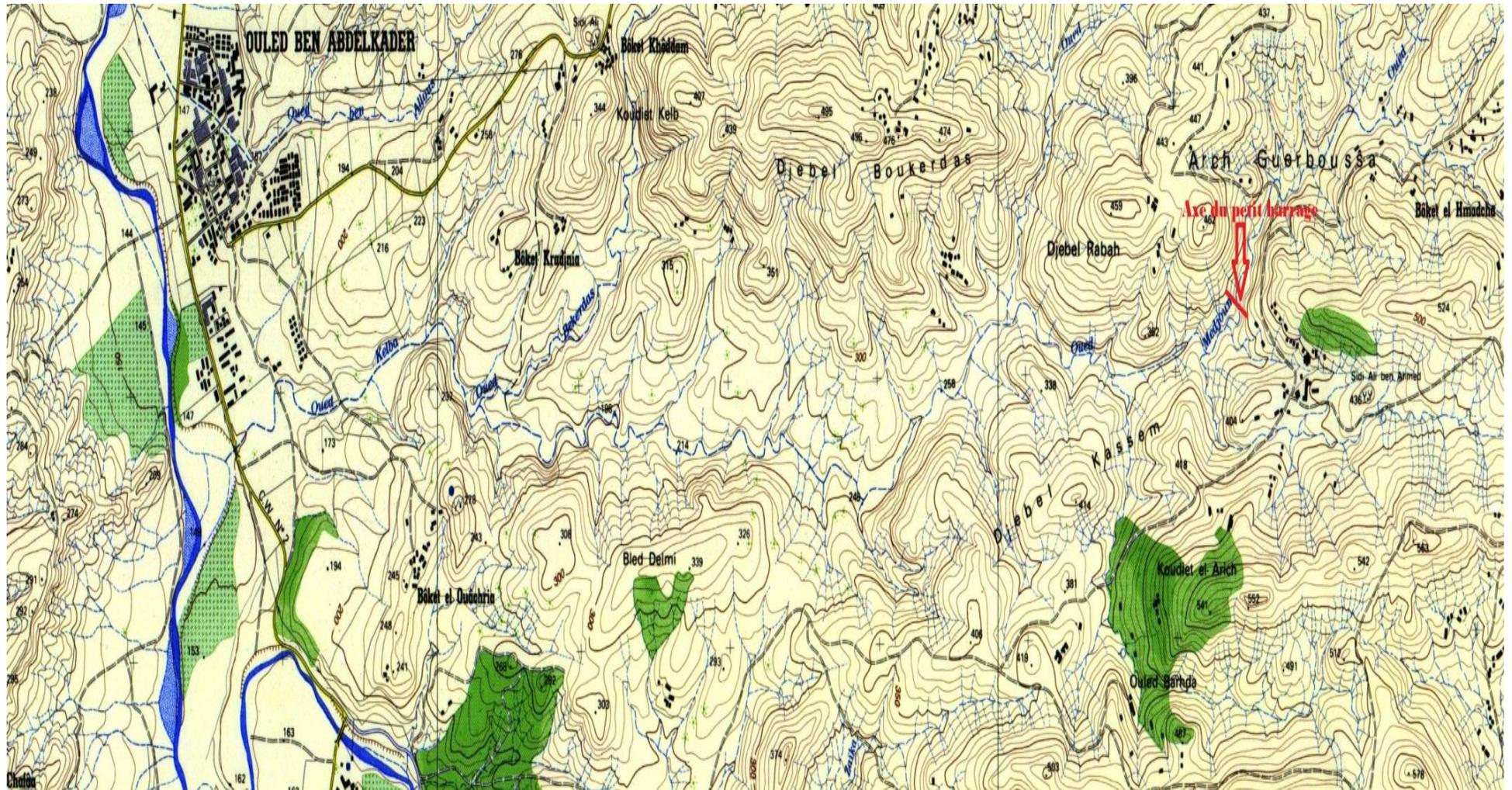
X= 379.100 Km Lambert.

Y= 303.800 Km Lambert.

Z= 340 m NGA

La situation de l'ouvrage est donnée par la figure I.1.

<sup>1</sup> Ces coordonnées ont été choisies d'après la carte Orléanville N°106.B7-C12 Ech 1/50.000



Source : Direction de l'hydraulique CHLEF.

Figure I.1: CATRE D'ETAT MAJOR CHLEF NJ -31-II-74. ECH: 1/25000

### *1.1.2) DESTINATION DU PROJET*

Cet ouvrage est destiné à retenir les eaux de l'Oued Medjoune, afin de les utiliser pour l'irrigation pendant la période sèche.

### *1.1.3) CHOIX DU SITE*

Le choix de site est basé essentiellement sur des connaissances, et des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques du site.

Lors de la préparation d'un inventaire de site possible de barrage dans la région, et sur la base des résultats géologiques et topographiques, nous avons donc cherché l'axe le plus économique et le plan stable envisagé par les coordonnées Lambert suivantes :

$$X= 379.100 \text{ Km Lambert.}$$

$$Y= 303.800 \text{ Km Lambert.}$$

### *1.1.4) DOCUMENTATIONS CONSULTEES*

Un intérêt particulier doit être raccordé à la collecte des données fiables, dont la consistance dépend principalement de l'approche méthodologique.

La présente étude nécessite des données cartographiques, hydrologiques et pluviométriques de la région où se trouve le bassin versant.

La documentation topographique utilisée pour l'étude de ce petit barrage est la suivante :

- ✓ Une carte topographique d'état-major de la région, Echelle 1/25000.
- ✓ Carte géologique de la région, Echelle 1/50000.

### *1.1.5) CARACTERISTIQUES MORPHOLOGIQUES*

Le bassin versant contrôlé par le site d'un petit barrage est caractérisé par un relief montagneux.

#### **Le climat :**

Notre région a un climat spécial de type Continentale, malgré la proximité de la mer. C'est un climat marqué par des étés chauds et secs, aux hivers assez froids, tempéré et pluvieux, un printemps assez long et un automne très bref.

## ***I.2) ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE***

Après une étude topographique, tout projet de barrage est suivi donc par une étude géologique, et des travaux d'investigations géotechniques qui sont progressivement affinés au fur et à mesure que le projet se développe et que les choix se précisent sur le type du barrage. Le géologue intervient en premier lieu pour expliquer la nature et la structure du site, mettre en évidence les principales incertitudes ; les reconnaissances géotechniques par sondages, prélèvements, essais de laboratoire et essais insitu sont réalisées pour lever les inconnues.

Ces études aboutissent à la détermination de la nature des différentes formations (sols ou roches) présentes sur le site, leurs propriétés en matière de perméabilité, résistance mécanique ...etc.

### ***II.2.1) ETUDE GEOLOGIQUE***

#### **a)GEOLOGIE REGIONALE**

Dans le cadre de l'étude géologique, il est important de situer la structure géologique de notre zone d'intérêt par rapport aux ensembles tectono-sédimentaires régionaux, c'est-à-dire incluant utilement l'appartenance des rives, de l'aire de la retenue et en général du bassin de Oued Medjouné.

L'analyse des données géologiques régionales laissent comprendre que notre région d'étude s'étend en bordure Nord par l'Atlas Tellien (Nord Ouarsenis).

Le bassin versant de l'Oued est limité au Nord par Djebel Guerboussa, dont l'altitude atteint à 600 mètres.

Au sud par Djebel El Guern, dont l'altitude varie de 450-600 mètres.

C'est une de collines abruptes et très ravinées, la chaîne anténéogène de l'Ouarsenis qui constitue la marge méridionale des dépôts anti-miocènes.

A l'Ouest, un massif crétacé nummulitique des Beni-Chougrane qui relie en échelon les monts de l'Ouarsenis.

Les plaines alluvionnaires qui s'étendent entre les zones surélevées que nous avons décrites, correspond d'ailleurs à un resserrement provoqué par un enlèvement entre la chaîne de Dahra et l'Ouarsenis.

Au plan stratigraphie, l'analyse détaillée de la carte géologique (Figure I.2) illustre bien toute la complexité et les variétés des structures géologiques régionales.

Du point de vue litho stratigraphique, le bassin versant du futur petit barrage sur Oued Medjoune est constitué de deux grands ensembles, dont la répartition conditionne les principaux aspects morphologiques de la région.

1-Formation Mio-Quaternaire.

2-Formation de Crétacé.

#### 1-Formation Mio-Quaternaire

Cette formation est très restreint, dont l'affleurement apparaît sur les surfaces latérales des flancs de l'Oued, constitué de limon argileux de couleur Rougé citre.

Tandis que la partie Nord du bassin versant de l'Oued considéré, elle devient plus marno-argileuse sur les flancs de l'Oued Medjoune, de couleur verdâtre beige.

#### 2-Formation de Crétacé

Cette formation affleure sur toute la totalité du bassin versant de l'Oued Medjoun, et essentiellement Djbel Si-Kassem, Koudiat –El Fers et Djebel Rabah.

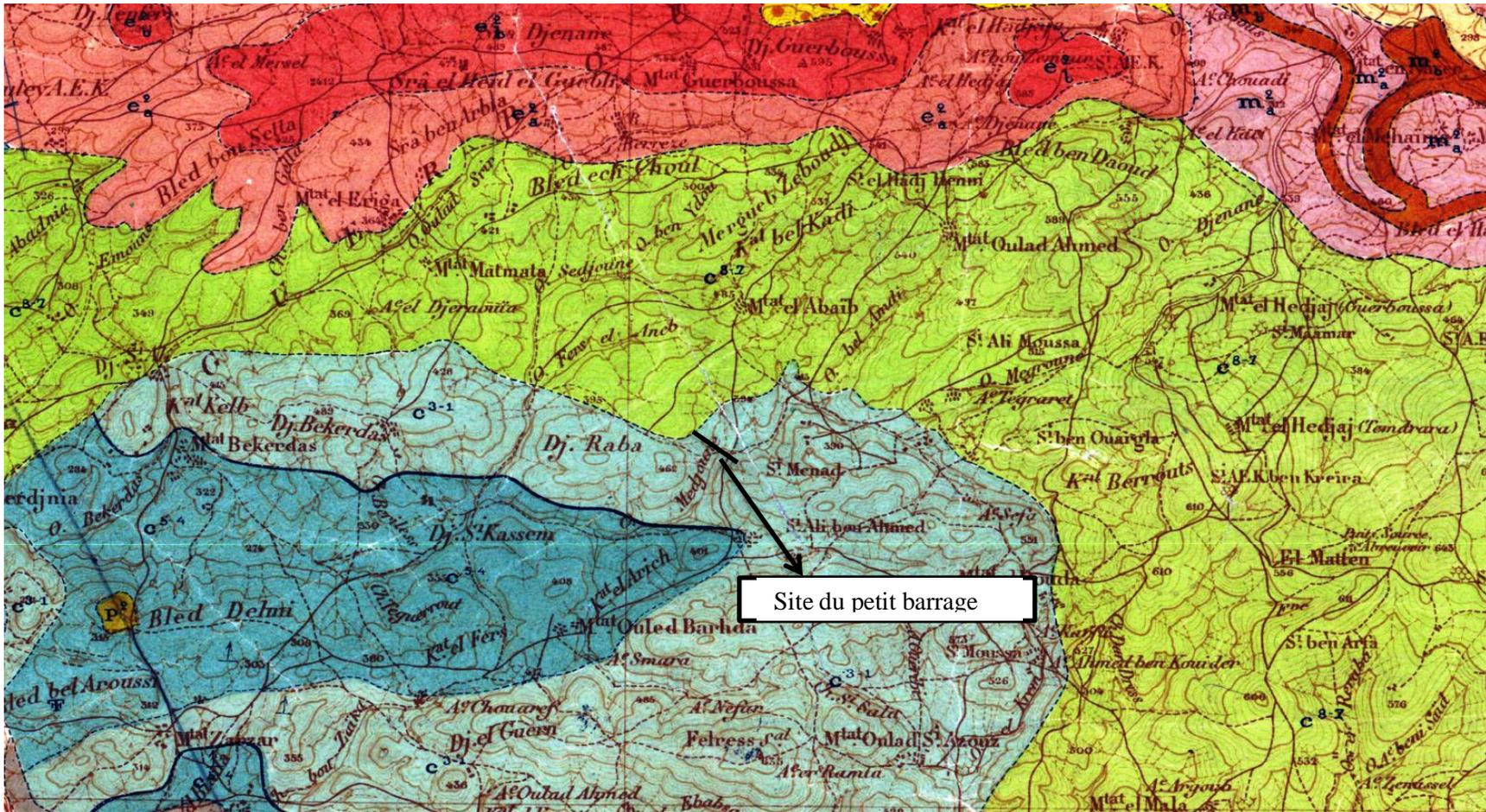
Elle est constituée principalement de marne-schisteuse à intercalation de bancs quartzitique, de couleur gris sombre à ferrugineux.

Ces intercalations marno-schisteuses feuilletées grises ou verdâtres plus rarement violacées, et de bancs de grés quartzites ou de quartzites gris, il apparaît plissé en une large anticlinorium.

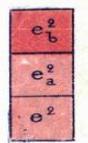
Dans toute cette zone, les marnes-schisteuses du crétacé grises est assez dures, et sous forme dragées, traversées dés fois par des nombreux filonnets de calcite.

Ces affleurements sont parfois puissants, et comprennent une série remarquable d'assises.

Ce crétacé se développe ; sur tout le bassin versant de la chaine Tellien ; formant une bande orienté du Nord-Est au Sud-Ouest.



Terrains sédimentaires



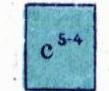
e<sup>2</sup><sub>b</sub> Quartzites  
 e<sup>2</sup><sub>a</sub> Argiles schisteuses  
 e<sup>2</sup> Schistes et quartzites (Medjanica)



Sénonien



Albien



Cénomanién

Source : Agence Nationale des Ressources Hydrauliques, ALGER

Figure I.2 : Structure géologique régionale ; Echelle : 1/50000

### b) GEOLOGIE DU SITE

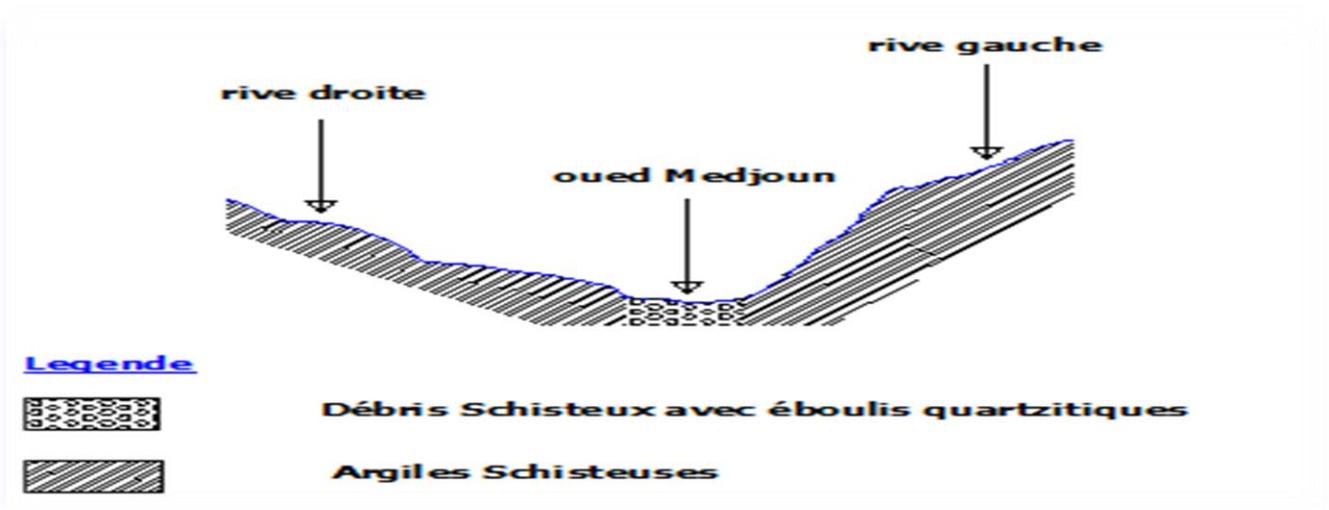
L'axe levé pendant l'exécution du programme d'investigation, pour l'implantation d'un petit barrage sur Oued Medjoun dans le site des chaînes Telliennes, se situe sur un étranglement des rives de l'Oued, formé par une dorsale des sédiments des marnes-schisteuses à bancs quartzites.

Ces marnes sont sous forme de dragées laminaires, la rive droite est plus plate par rapport à celle de gauche, qui constituées des marnes schisteuses, altérés, recouvert d'un limon argileux sableux.

Le lit de l'Oued constitué essentiellement de limon et débris schisteux, avec des éboulis quartzitiques. Ce limon masque les argiles schisteuses (voir figure I.3)

L'orientation de l'axe NW/SE.

Des terrasses alluvionnaires localisées juste en aval et amont du site sur la rive gauche, et la rive droite, considérée comme terre agricole.

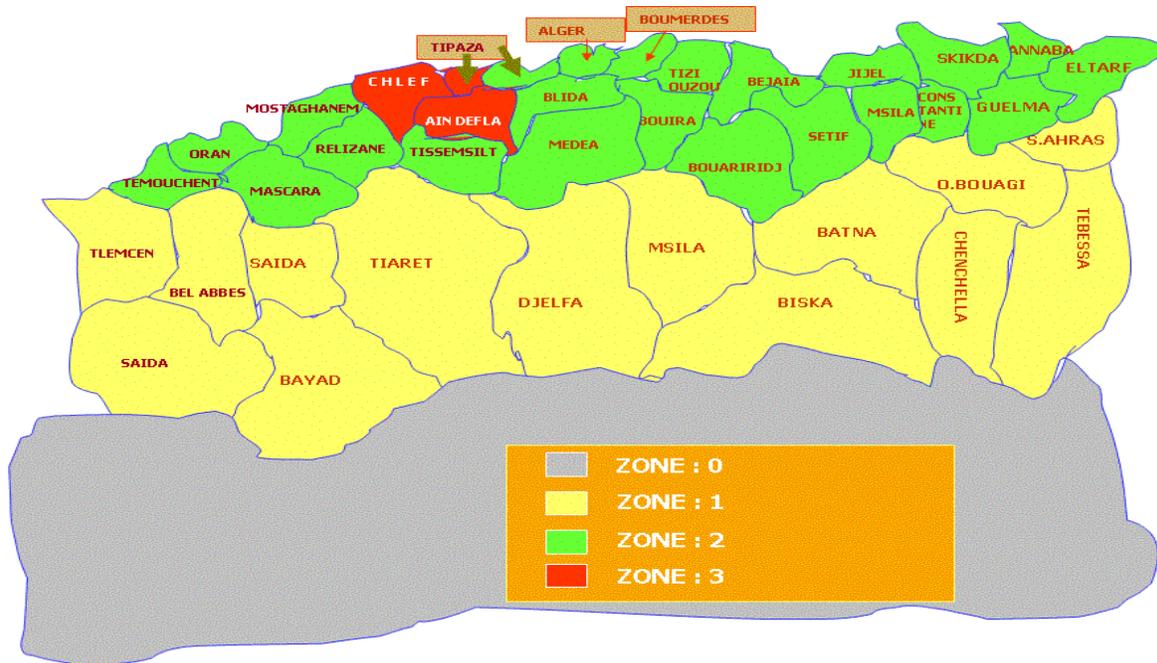


**Figure I.3** : Coupe géologique schématique de l'oued Medjoun.

### c) SEISMICITE DE LA REGION D'ETUDE

Notre site se trouve sur la bordure nord tellienne, cette bordure est la région où la sismicité est plus fréquente, et d'importants séismes ont lieu. Selon les Règles Parasismiques Algériennes notre site se situe dans la zone III où le coefficient de l'accélération sismique est de  $a=0,25$  (Voir Figure I.4).

En effet, une importante accumulation des contraintes dans cette région peut entrainer la rupture tectonique, et donc générer un séisme de forte amplitude qui peut mettre en péril le futur ouvrage.



**Figure I.4 :** Carte de zonage sismique de territoire nationale selon les Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99).

II.2.2) ETUDE GEOTECHNIQUE

a) PREMIERE PARTIE (ZONES D’EMPRUNTS)

- ✓ Matériaux de construction

D’après les reconnaissances géologiques qui ont été faite sur le site du barrage, deux zones d’emprunt ont été localisées, dont le but est l’insuffisance de la première carrière.

La première carrière est située sur la rive droite de l’oued Medjounne, distancée de l’axe de la digue projeté environ 200 -250 mètres, dont la nature de matériau utilisé pour la construction du petit barrage est l’argile.

La deuxième carrière de réserve est située approximativement sur la rive gauche de l'Oued Bel Hamdi, auprès du point de coté 451, et à environ 150 mètres de l'axe de la digue.

On prévoit l'utilisation des éboulis et des poudingues quartzites pour l'encrochement du corps du petit barrage.

✓ Reconnaissance –insitu- du site

La campagne de reconnaissance insitu du site, menée par le L.T.P.O (Laboratoire des Travaux Publics de l'Ouest) a porté le creusement de quatre puits à ciel ouvert.

**Tableau N°I.1 :** Les formations géologiques obtenues lors des creusements des puits

<b>N°de puits</b>	<b>Profondeur (m)</b>	<b>Formations</b>
P <sub>1</sub>	2.5	0m-0.3m terre végétale ; 0.3m-2.5m argile marneuse gris verdâtre
P <sub>2</sub>	2.6	0m-0.3m terre végétale ; 0.3m-2.6m argile marneuse gris verdâtre
P <sub>3</sub>	2.2	0m-0.3m terre végétale ;0.3m-2.2m argile gris verdâtre.
P <sub>4</sub>	2.3	0m-0.3m terre végétale ;0.3m-2.3m argile sableuse gris.

✓ Essai en laboratoire

Les échantillons de sol prélevés lors du creusement des puits, ont été soumis à différentes essais en laboratoire, pour déterminer leurs caractéristiques physiques et mécaniques.

**Tableau N°I. 2 : Les essais aux laboratoires pour les matériaux de la zone d'emprunt**

Essais physiques					Essais mécaniques				
<b>a) teneur en carbonate</b>					<b>a) essai de résistance au cisaillement à la boîte</b>				
Valeur	nature de formation				Puits	p <sub>1</sub>	p <sub>2</sub>	p <sub>3</sub>	p <sub>4</sub>
					Profondeur (m)	1.6-1.8	1.4-1.6	1.3-1.5	1.3-1.5
16%	argilo-marneuse				Cohésion (bars)	1,4/0,8	0,96/0,56	0,8/0,56	1,3/0,8
<b>b) poids spécifiques grains isolés (γ<sub>s</sub>)</b>					Angle de frottement interne	22°/28°	26°/21°	30°/22°	22°/27°
					type d'essai	UU/CU	UU/CU	UU/CU	UU/CU
2,6 t/m <sup>3</sup> – 2,65 t/m <sup>3</sup> .					avec UU : non consolidé, non drainé. CU : consolidé, non drainé				
<b>c) limites d'ATTERBERG</b>					<b>b) essai Proctor normal</b>				
Limite de liquidité : W <sub>L</sub> =45%-54%.					puits	p <sub>1</sub>	p <sub>2</sub>	p <sub>3</sub>	p <sub>4</sub>
Indice de plasticité : 18 <I <sub>p</sub> <26.					profondeur (m)	1.6-1.8	1.4-1.6	1.3-1.5	1.3-1.5
<b>Nature</b> : d'après l'abaque de plasticité de CASAGRANDE, le sol est de plasticité élevé.					teneur en eau optimale w(%)	14	13,9	13,9	11,2
<b>d) Analyses granulo_sédimentométriques :</b>					densité sèche d(t/m <sup>3</sup> )	1,86	1,81	1,84	1,92
Matériaux fins renferment 60 % de fines Diamètres <80 microns.					les valeurs de densités de l'OPN sont faibles.				
<b>e) gonflement libre(%)</b>					<b>c) essai de perméabilité à l'œdomètre</b>				
Puits N°	P <sub>1</sub>	p <sub>2</sub>	p <sub>3</sub>	p <sub>4</sub>	puits	profondeur(m)	coef de perméabilité 'K(cm/s)		charges (bars)
Profondeur(m)	1.6-1.8	1.4-1.6	1.3-1.5	1.3-1.5	p1	1,6-1,8	2,008.10 <sup>-10</sup>		2,0
Gonflement libre	30	42	39	30	p2	1,4-1,6	2,664.10 <sup>-11</sup> /1,066.10 <sup>-10</sup>		2,0/1,0
					p3	1,3-1,5	4,806.10 <sup>09</sup> /4,676.10 <sup>10</sup>		1,0/2,0
					p4	1,3-1,5	9,336.10 <sup>-9</sup> /3,398.10 <sup>-10</sup>		1,0/2,0
<b>nature</b> : faible gonflement					<b>conclusion</b> : faible perméabilité.				

**b) DEUXIEME PARTIE (AXE DE LA DIGUE)**

✓ Travaux de reconnaissance insitu

-La réalisation de trois sondages notés SN1, SN2, SN3 sur les deux rives de 10 mètres de profondeur chacun, et le SN2 sur le lit de l'Oued d'une profondeur de 8 mètres.

-La pose d'un piézomètre au droit de SN2.

**Tableau N°I. 3** : Les résultats de la reconnaissance insitu du site du petit barrage

sondage	coupes géologiques		essai de perméabilité			Résultats
	Profondeur (m)	formation	Essai N°	Profondeur (m)	Ceef de perméabilité (cm/s)	
SN1	0m-10m	Marne argileuse bleue verdâtre	1	2	7,31.10 <sup>-5</sup>	Faible perméabilité
			2	4	5,45.10 <sup>-5</sup>	
			3	6	3,62.10 <sup>-5</sup>	
			4	8	2,71.10 <sup>-5</sup>	
			5	10	2,16.10 <sup>-5</sup>	
SN2	0m-1.8m	*Alluvions d'oueds.	1	2	7,17.10 <sup>-4</sup>	Assez perméable
	1.8m-2.5m	*Argile bleue verdâtre fragmentée.	2	4	2,96.10 <sup>-4</sup>	
	2.5m-4m	*fragments de calcaire argileux.	3	6	imperméable	
	4m-8m	*marne argileuse très fragmentée à axe pulvérulent.	4	8	imperméable	
SN3	0m-6m  6m-10m	*Marne gris bleuâtre fragmentée par endroit. * marne bleue très compacte	1	2	9,18.10 <sup>-5</sup>	Faible perméabilité
			2	4	8,24.10 <sup>-5</sup>	
			3	6	5,45.10 <sup>-5</sup>	
			4	8	4,07.10 <sup>-5</sup>	
			5	10	3,25.10 <sup>-5</sup>	

✓ Essai en laboratoire : Les échantillons de sol récupérés lors de la réalisation des sondages carottés, ont été soumis aux différents essais en laboratoire, pour déterminer leurs caractéristiques physico-mécaniques.

Les essais ont été réalisés seulement sur les échantillons prélevés de sondage SN1.

**Tableau N°I. 4** : Les essais aux laboratoires (axe de la digue)

Essais physiques			Essais mécaniques
<p>a) mesure des poids spécifiques : apparents humides <math>\gamma_h</math> , sec <math>\gamma_d</math> et grains solides <math>\gamma_s</math></p>			<p>Suite à des difficultés liées à la taille d'éprouvette, il n'a pas été possible de réaliser des essais mécaniques sur des échantillons intacts.</p> <p>A cet effets, ces essais ont été effectués sur des échantillons remaniés prélevés des puits P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub> reconstituée par compactage à 95 % de l'OPN.</p> <p>Les résultats figurent dans la première partie « carrière d'emprunt ».</p> <p>Il est à noter que les valeurs de la cohésion C, de l'angle de frottement interne obtenues à l'issus des essais, sont à notre avis sous-estimées étant donné que la densité sèche mesurée à l'OPN (1.8t/m<sup>3</sup>), est nettement inférieure à la densité sèche qui est de l'ordre de 2.1t/m<sup>3</sup>.</p> <p>De ce fait, la prise en compte de ces caractéristiques va dans le sens de sécurité. Ainsi on pourra prendre</p> <p>comme :</p> <p>C= 0.56 bars et l'angle de frottement interne = 21 °.</p>
<p>2.19 t/m<sup>3</sup> &lt; <math>\gamma_h</math> &lt; 2.31 t/m<sup>3</sup> 2.06 t/m<sup>3</sup> &lt; <math>\gamma_d</math> &lt; 2.28 t/m<sup>3</sup> 2.63 t/m<sup>3</sup> &lt; <math>\gamma_s</math> &lt; 2.68 t/m<sup>3</sup> } Texture : très dense.</p>			
<p>b) mesure de la teneur en eau naturelle « W » en %</p>			
<p>Teneur en eau naturelle : 2.1 % &lt; W &lt; 8.6 % Degré de saturation : 30 % &lt; Sr &lt; 84 % Conclusion : Matériaux mouillé.</p>			
<p>c) limites d'ATTERBERG</p>			
<p>Limite de liquidité : W<sub>L</sub> =39%-58% ; Indice de plasticité : 16 &lt;Ip&lt;31. Nature : d'après l'abaque de plasticité de CASAGRANDE, le sol est de plasticité élevé.</p>			
<p>d) Analyses granulo_sédimentométriques :</p>			
<p>Matériaux très fins renferment environ 95 % de fines Diamètres &lt;80 microns.</p>			
<p>e) gonflement libre(%)</p>			
sondage	Profondeur(m)	Gonflement libre (%)	
SN1	0.8-1.0	36	
	3.0-3.2	22	
	4.2-4.4	49	
	6.3-6.5	31	

## **CONCLUSION**

1/ A la lumière de l'étude topographique du notre site et des visites que nous avons effectuée sur le bassin versant de oued Medjouné, on peut conclure que l'implantation de notre ouvrage est possible pour deux raisons principales :

-L'endroit du bassin versant présente une topographie permettant de construire le petit barrage le moins long possible ;

-L'emplacement est plus favorable et surtout pour une exploitation agricole.

2/ L'étude géotechnique nous a permis de traiter et préciser, en rapport avec l'étude géologique :

- La nature de la structure géologique de notre site du barrage ;

- Les caractéristiques physico-mécaniques au niveau de l'axe de la digue et les caractéristiques géotechniques de notre zone d'emprunt.

CHAPITRE III :  
ETUDE HYDROLOGIQUE

## ***INTRODUCTION***

L'étude hydrologique pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique révèle une importance considérable. Elle permet de définir les apports moyens du cours d'eau, et leurs variations probables.

Par ailleurs, l'étude hydrologique fournit également le volume, et le débit maximal des crues, qu'il faut considérer pour le dimensionnement de tous les ouvrages constituant l'aménagement.

Par extension, l'étude hydrologique comprend également les informations sur le régime des transports solide de la rivière, dus à l'érosion des sols du bassin versant ; on évalue ainsi la rapidité de comblement de la « tranche morte » du réservoir.

### ***II.1) BUT ET DONNEES DE BASES***

Le but de l'étude hydrologique du petit barrage d'Oued Medjoune est de déterminer les caractéristiques, et les paramètres nécessaires à la réalisation de ce dernier, et à son dimensionnements.

Il faudra donc d'une part, préciser le remplissage de la réserve, et d'autre part, estimer l'importance de la crue exceptionnelle, qui conditionnera les dimensions de l'évacuateur de crue .Ainsi nous allons utiliser les documents et données disponibles suivantes :

- ✓ Cartes d'état-major : CHLEF NJ -31-II-74. ECH: 1/25000.
- ✓ Données pluviométriques.

### ***II.2) BASSIN VERSANT***

#### ***II.2.1) CARACTERISTIQUES GENERALES DU BASSIN VERSANT***

Un bassin versant est défini comme la totalité de la surface drainée par un cours d'eau, et ses affluents en amont d'une section de mesure.

Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux.

II.2.2) CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DU BASSIN VERSANT

a) CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

Nous avons déterminés les paramètres ci-après à l'aide d'une carte d'Etat-major de CHLEF à l'échelle 1/25000.

- ✚ Surface du bassin est : **S=9.1 Km<sup>2</sup>.**
- ✚ Longueur du talweg principal : **L= 3.2 Km.**
- ✚ Périmètre du bassin versant : **P= 12.1 km.**

b) CARACTERISTIQUES HYDROMORPHOLOGIQUES :

✓ Indice de compacité de Gravelius Kc:

L'indice admis par les hydrologues pour caractériser la forme d'un bassin versant est l'indice de compacité de GRAVELIUS qui est le rapport du périmètre du bassin à celui d'un cercle de même surface.

Si : S est la surface du bassin en Km<sup>2</sup>, et P son périmètre en km, le coefficient Kc est égal à:

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi \cdot S}} \approx 0,28 \cdot \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots(II.1)$$

Si : \* Kc = 1 ; le bassin versant est ramassé.

\* Kc > 1 ; le bassin est allongé.

A.N : Kc = 1.123 ≈ 1 donc le bassin versant est ramassé.

✓ Coefficient d'allongement:

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$Ca = L^2 / S \dots\dots\dots (II.2)$$

L : la longueur du talweg principal L = 3.2 Km ;

S : la superficie du bassin versant S = 9.1 Km<sup>2</sup>.

A.N : Ca = 1.125.

✓ Rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius:

Cette notion a été introduite pour pouvoir comparer des bassins entre eux du point de vue de l'influence de leurs caractéristiques géométriques sur l'écoulement.

Soit L et I la longueur et la largeur du rectangle, et P et S le périmètre et l'aire du bassin versant.

On a:  $P = 2*(L+l)$  Et  $S = L*l$  .....(II.3)

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

$$KC = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \text{ ..... (II.4)}$$

De (II.3) et (II.4) on obtient une Equation de 2ème degré admet deux solutions L; l :

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left( 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right) \text{ ..... (II.5); } l = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right) \text{ .... (II.6)}$$

AN:  $L = 3.246 \text{ Km}$  ,  $l = 2.8 \text{ Km}$ .

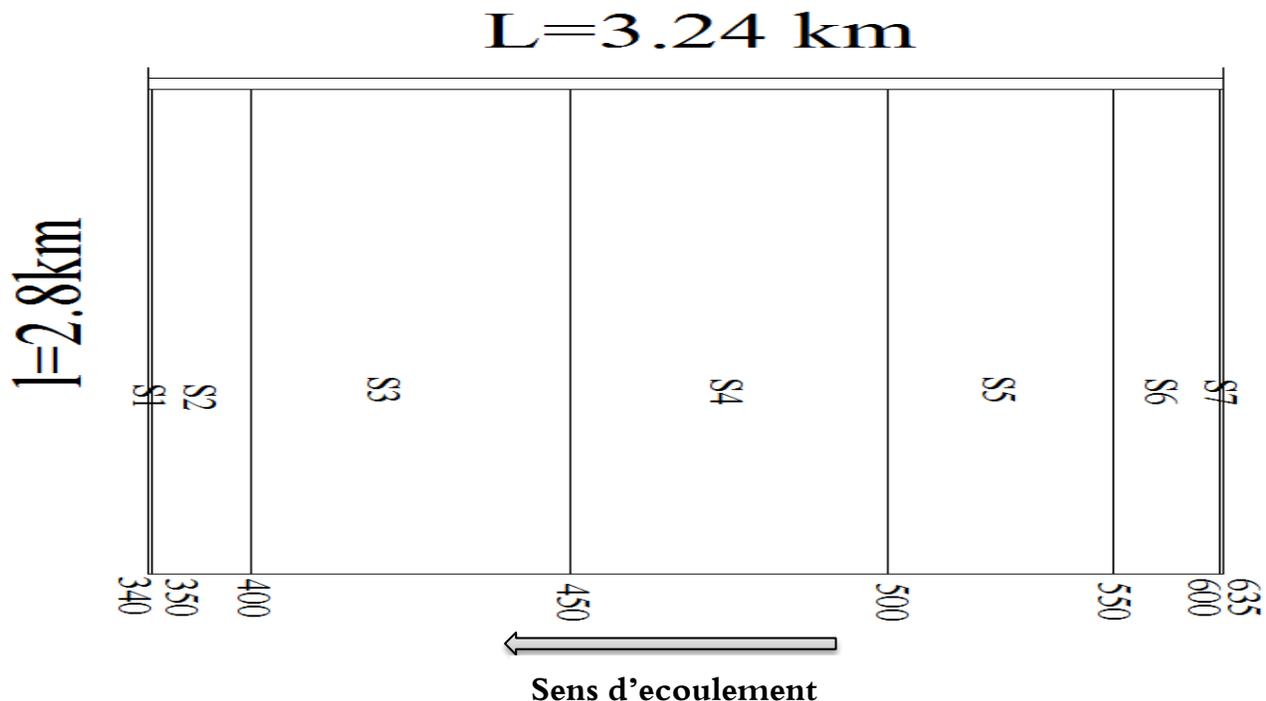


Figure II.1: Rectangle équivalent.

c) CARACTERISTIQUES HYSOMETRIQUES

c.1) Relief : Il est caractérisé par

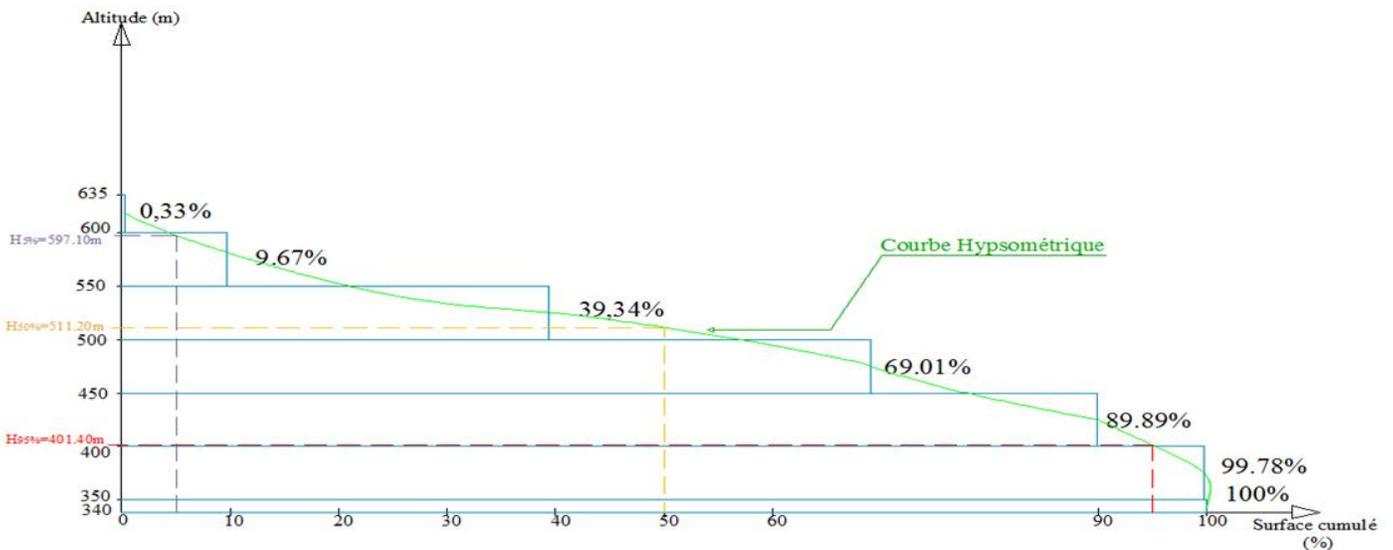
c.1.1) Courbe hypsométrique

Les fréquences altimétriques sont présentées dans le tableau N°II.1, et par la courbe hypsométrique de la figure II.2.

Ces représentations montrent l'importance, et la distribution de chaque tranche d'altitude dans notre bassin.

**Tableau N°II.1** : Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude.

Altitude (m)	Si [Km <sup>2</sup> ]	Si [%]	Si cum [%]
600 à 635	0.03	0.33	0.33
550 à 600	0.85	9.34	9.67
500 à 550	2.70	29.67	39.34
450 à 500	2.70	29.67	69.01
400 à 450	1.9	20.88	89.89
350 à 400	0.9	9.89	99.78
340 à 350	0.02	0.22	100
Total	9.1	100	



**Figure II.2:** Courbe hypsométrique

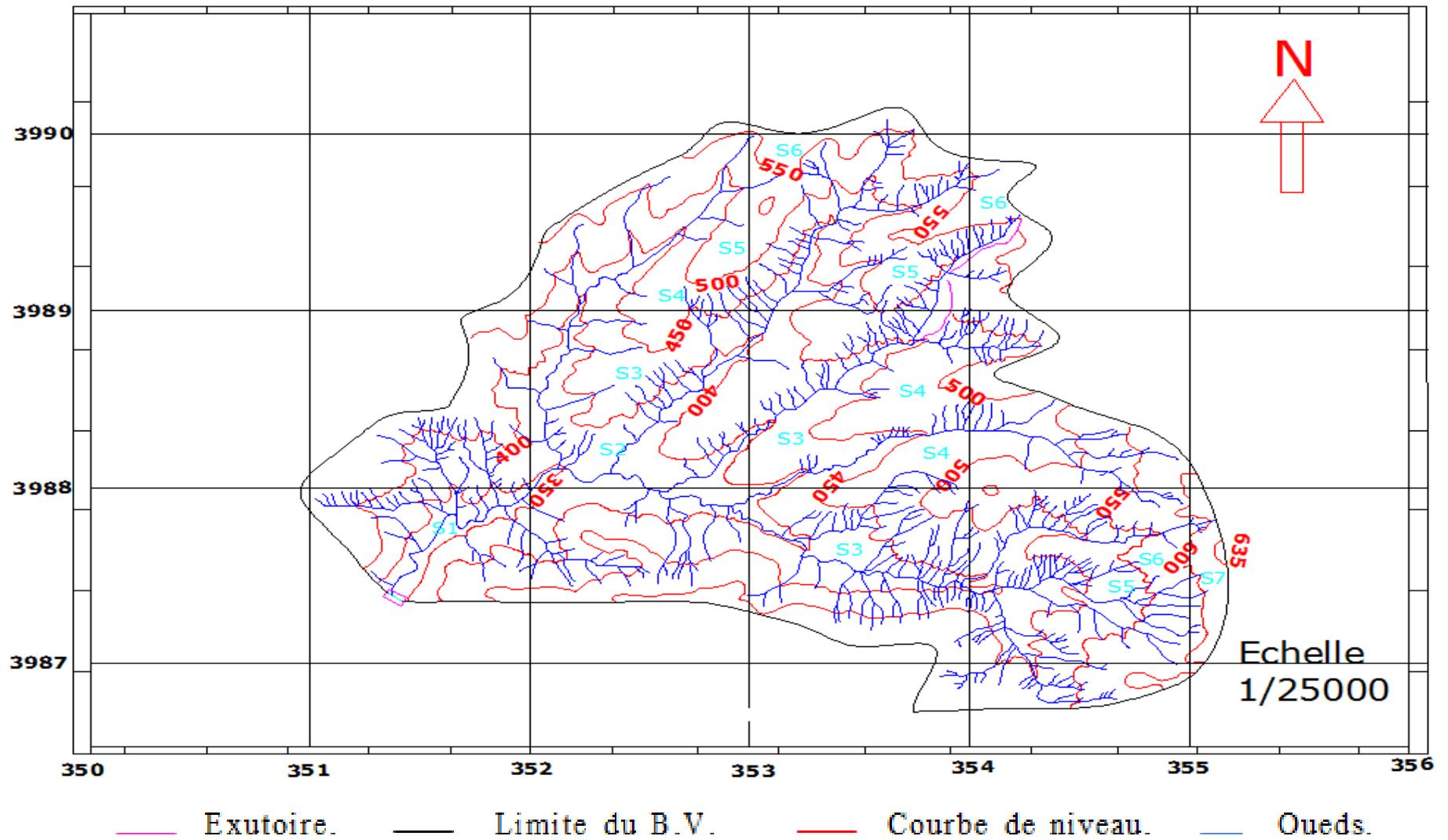


Figure II.3 : Bassin versant d'oued Medjoun wilaya de CHLEF.

c.1.2) Détermination des altitudes

✚ **L'altitude maximale et minimale** : l'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin ; tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire.

Donc d'après la carte topographique on a :

$$H_{max} = 635 \text{ m NGA.}$$

$$H_{min} = 340 \text{ m NGA.}$$

✚ **L'altitude moyenne** : elle est déterminée à partir de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suit :

$$H_{moy} = \frac{S_i \cdot H_i}{S} \dots\dots\dots (II.7)$$

Avec :  $H_{moy}$  : altitude moyenne du bassin [m] ;

$S_i$  : aire comprise entre deux courbes de niveau [km<sup>2</sup>] ;

$H_i$  : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m] ;

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

**Tableau N°II.2** : détermination d'altitude moyenne.

Altitude (m)	$H_i$ [m]	$S_i \cdot H_i$ [Km <sup>2</sup> .m]
600 à 635	617.5	18.53
550 à 600	575	488.75
500 à 550	525	1417.5
450 à 500	475	1282.5
400 à 450	425	807.5
350 à 400	375	337.5
340 à 350	345	6.9

**Donc :** 
$$H_{moy} = \frac{4359.18}{9.1} = 479.03 \text{ m. NGA}$$

✚ **L'altitude médiane** : elle correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique donc : **H<sub>méd</sub> = 511.20 m NGA.**

c.1.3) Indices

Les indices de pentes permettent, comme pour certaines caractéristiques géométriques, de comparer les bassins versants entre eux.

✚ **Indice de pente globale I<sub>g</sub>** : (P. Dubreuil, 1974)

$$i_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots (II.8)$$

L : la longueur du rectangle équivalent.

A.N :  $i_g = \frac{597.10 - 401.4}{3.246 * 1000} * 100\%$  **I<sub>g</sub> = 6.029 %.**

✚ **Indice de pente de ROCHE I<sub>p</sub>** :

La pente de Roche est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondéré par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau successives.

Il est donné par la formule suivante :  $I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \dots\dots\dots (II.9)$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

A<sub>i</sub> : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H<sub>i</sub> et H<sub>i+1</sub>

**Tableau N°II.3** : Détermination de la pente Roche I<sub>p</sub>.

H <sub>i</sub> - H <sub>i-1</sub>	Di=H <sub>i</sub> -H <sub>i-1</sub>	S <sub>i</sub> (Km <sup>2</sup> )	Ai=S <sub>i</sub> /S (%)	$\sqrt{A_i D_i}$
635-600	35	0.03	0.33	3.4
600-550	50	0.85	9.341	21.61
550-500	50	2.7	29.67	38.52
500-450	50	2.7	29.67	38.52
450-400	50	1.9	20.879	32.31
400-350	50	0.9	9.89	22.24
350-340	10	0.02	0.22	0.45

**I<sub>p</sub> = 2.75 %**

**✚ Dénivelée spécifique Ds:**

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tous les bassins versant de déférente surface.

**Tableau N°II.4 :** Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

relief		Ds (m)
1	Très faible	<10
2	Faible	25
3	Assez faible	50
4	Modéré	100
5	Assez modéré	250
6	Fort	500
7	Très fort	>500

$Ds = I_g \sqrt{S}$  ..... (II.10) ;  $Ds = 18.19m < 25$  donc le relief de notre bassin est faible.

**II.2.3) CARACTERISTIQUES HYDROLOGIQUES DU BASSIN VERSANT :**

**a) RESEAU HYDROGRAPHIQUE :**

Un réseau hydrographique est l'ensemble des chenaux qui drainent les eaux de surface vers l'exutoire du bassin versant (voir figure II.4).

**✚ Densité de drainage :** C'est le quotient de la somme des longueurs de tous les cours d'eau  $\sum L$  à la superficie du bassin drainé.

$$Dd = \frac{\sum_{i=1}^n Li}{S} \dots\dots\dots (II.11)$$

$\frac{\sum_{i=1}^n Li}{S}$  : La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 47.3 Km.

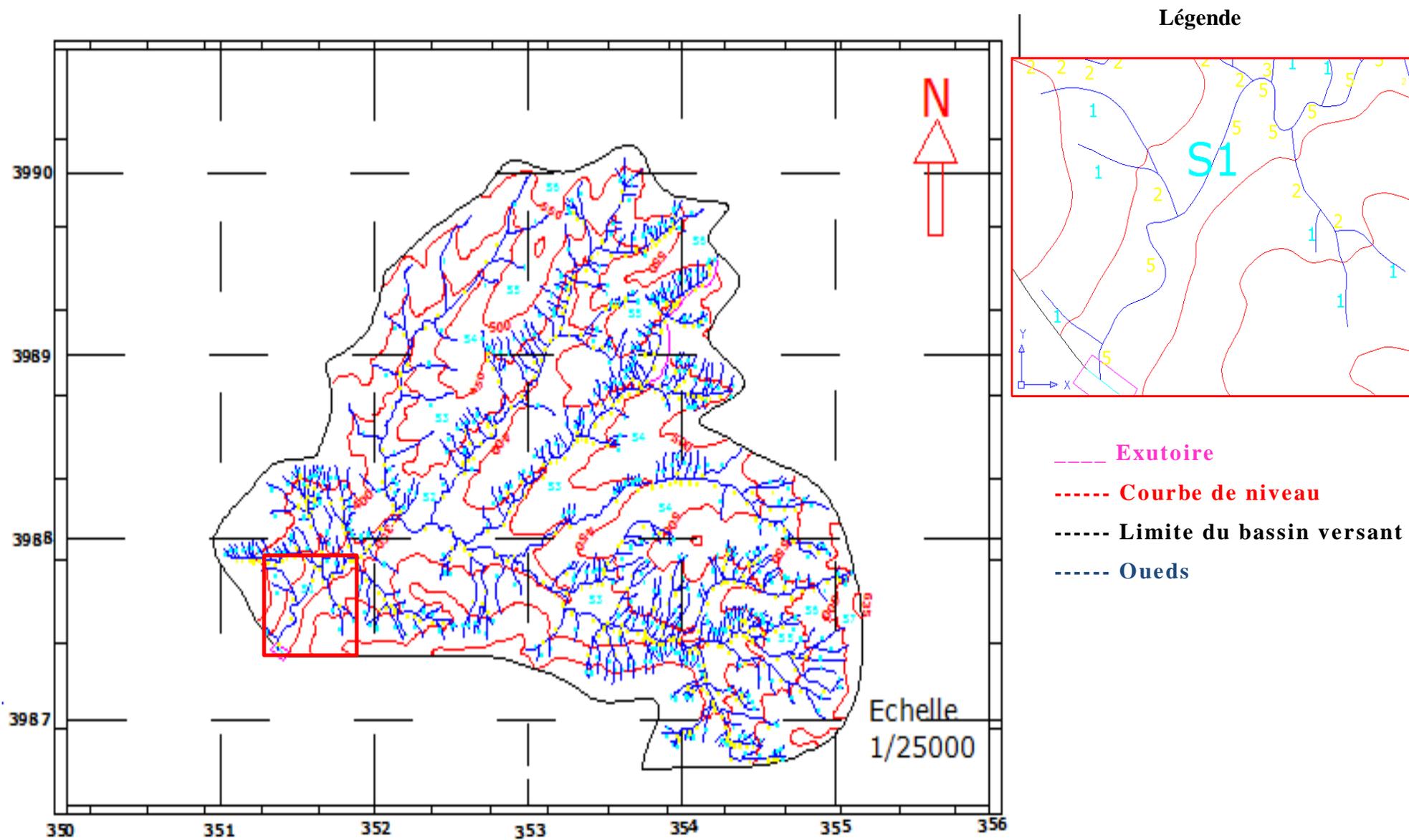
S : Superficie du bassin versant en (Km<sup>2</sup>). **Dd = 5.2 km/km<sup>2</sup>.**

**✚ Densité du thalweg élémentaire :**

$$F1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (II.12)$$

N1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, N<sub>1</sub> = 439.

S : Superficie du bassin versant. **F<sub>1</sub> = 48.24 thalweg/km<sup>2</sup>**



**Figure II.4** : Réseau hydrographique du bassin versant d'oued Medjoune wilaya de CHLEF.

✚ **Coefficient de torrentialité :**

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (II.13)$$

$$C_t = 250.85 \text{ Km}^{-3}.$$

**Conclusion:**

D’après les résultats obtenus ci-dessus, on peut conclure que le chevelu hydrographique est dense, ce qui traduit que notre bassin est bien drainé.

✚ **Pente moyenne du cours d’eau principal Ic :**

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés sur le cours d’eau principal.

Il est donné par la formule (II.14).

$$I_c = \Delta H / \Delta L \dots\dots\dots (II.14)$$

Avec :  $\Delta H$  : Dénivelée entre deux points suffisamment distants (m).

$\Delta L$  : Distance entre ces deux points (Km).

$$\text{A.N : } I_c = \frac{635 - 340}{3.246 * 1000} \cdot 100\% \qquad \qquad \qquad I_c = 9.09 \%$$

✚ **Temps de concentration Tc:**

Le temps de concentration d’un bassin versant représente le temps que mettrait une particule d’eau provenant de la partie la plus éloignée du bassin pour parvenir à l’exutoire.

Les résultats de calculs du temps de concentration sont résumés dans le tableau qui suit.

**Conclusion :** Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d’adopter la valeur de  $T_c = 1.79$  Heures, **GIANDOTTI**, qui est d’emploi fréquent en Algérie, parceque la formule de **GIANDOTTI ( Sud Italie 1937)** tient compte de tous les paramètres géométriques du bassin versant.

**Tableau N°II.5 : Récapitulatif pour le calcul du temps de concentration.**

Auteur	Formule		Valeur
<b>GIANDOTTI(1937)</b>	$T_c = \frac{4 * \sqrt{S} + 1.5 * L}{0.8 * \sqrt{(H_{moy} - H_{min})}} \dots\dots$ <p>(II.15)</p>	TC : Temps de concentration (heures) S : superficie du bassin versant (km <sup>2</sup> L : Longueur du thalweg principal (km) ; H <sub>moy</sub> : Altitude moyenne du bassin versant (m) H <sub>min</sub> : Altitude minimale du bassin versant (m)	T <sub>C</sub> =1.79h
<b>PASSINI</b>	$T_c = 0.108 * \frac{\sqrt[3]{S * L}}{\sqrt{I}} \dots\dots$ <p>(II.16)</p>	I : pente moyenne du thalweg principal.	T <sub>C</sub> =1.1h
<b>SOLOVSKY (1945)</b>	$T_c = \frac{L}{3.6 * V_R} \dots\dots$ <p>(II.17)</p>	V <sub>R</sub> : vitesse du ruissellement =1.5m/s pour des petits cours d'eau	T <sub>C</sub> =0.59h
<b>Soil Conservation Service (SCS) (1975)</b>	$T_c = \left( 0.87 * \frac{L^3}{H} \right)^{0.387} \dots\dots$ <p>(II.18)</p>	H : différence entre altitude max et min, en m	T <sub>C</sub> =0.4h

**✚ Vitesse moyenne de ruissellement :**

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (II.19).$$

L : Longueur de talweg principal en [Km] ;

Tc : temps de concentration en [heure].

**A.N : V<sub>R</sub> = 1.79 Km/h.**

**Tableau N°II.6** : Paramètres hydromorphométriques du bassin versant.

Caractéristiques	Unité	Symbole	Valeur
Surface	Km <sup>2</sup>	S	9.1
Altitude maximale	m	Hmax	635
Altitude minimale	m	Hmin	340
Altitude moyenne	m	Hmoy	479.03
Altitude médiane	m	Hméd	511.20
Indice de pente globale	%	Ig	6.029
Densité de drainage	Km/km <sup>2</sup>	Dd	5.2
Pente moyenne du cours d'eau	%	Ic	9.09
Densité hydrographique	Km-2	F	48.24
Longueur du cours d'eau principale	Km	L	3.2
Périmètre du bassin	Km	P	12.1
Indice de compacité de Gravelius	***	K <sub>c</sub>	1.123
Temps de concentration	Heures	T <sub>c</sub>	1.79
Coefficient de torrentialité	***	C <sub>t</sub>	250.85

#### II.2.4) CARACTERISTIQUES CLIMATIQUES DU BASSIN VERSANT :

Les caractéristiques climatologiques de la zone d'étude sont estimées par les données disponibles à des stations climatologiques dans le bassin versant.

 **Température** : Notre région a un climat spécial de type Continentale, malgré la proximité de la mer. C'est un climat marqué par des étés chauds et secs, aux hivers assez froids, tempéré et pluvieux, un printemps assez long et un automne très bref.

Les résultats des mesures élaborés dans la station de Chlef sont donnés dans le tableau N°II.7.

**Tableau N°II.7 :** Températures mensuelles et annuelles entre la période 1997/2007.

Mois t°(c)	S	O	N	D	J	F	M	A	M	JUI	JUL	A	MOY ANN
max	32.4	26.2	20.1	16.5	15.7	17	19.6	22.2	25.7	32.2	37.2	38	25.2
min	17.9	13.8	9.1	7	5.1	6.4	7.1	9.6	12.7	17.3	20.5	20	12.2
moy	24.6	19.4	14	11.2	9.8	11.1	13	15.6	18.9	24.6	28.6	29	<b>18.3</b>

Source :(ONM) Station de Chlef

✚ **Humidité relative de l'aire :** La répartition mensuelle de l'humidité relative de l'air est donnée dans le tableau suivant.

**Tableau N°II.8 :** Répartition mensuelle des humidités relative entre la période 1997/2007

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	JUI	JUL	A	moyenne
%	56	66	75	82	83	75	68	61	55	49	45	47	63

Source :( ONM) Station de Chlef

✚ **Evaporation :** Les résultats des mesures de l'évaporation moyennes mensuelles sont représentés dans le tableau N°II.9.

**Tableau N°II.9 :** Evaporation moyennes mensuelles (mm) entre la période 1997/2007

mois station	S	O	N	D	J	F	M	A	M	JUI	JUL	A
Ech-cheliff	74.57	48.634	20.81	13.369	22.858	38.699	65.481	87.08	118.5	166.9	207.1	182.5

Source:(ONM) Station de Chlef

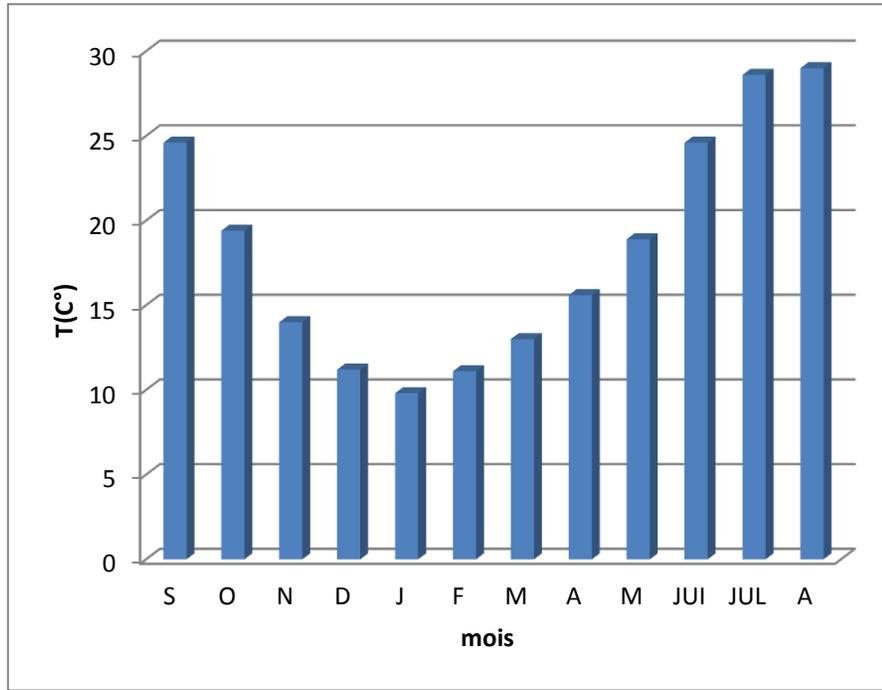


Figure II.5 : Répartition mensuelle de la température.

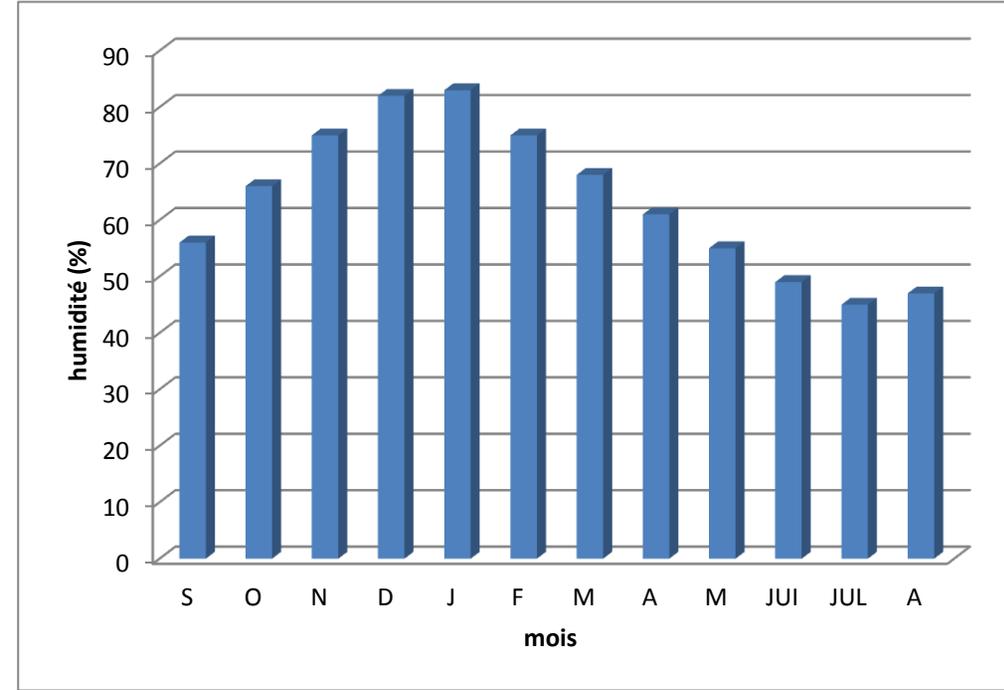


Figure II.6 : Répartition mensuelle des humidités.

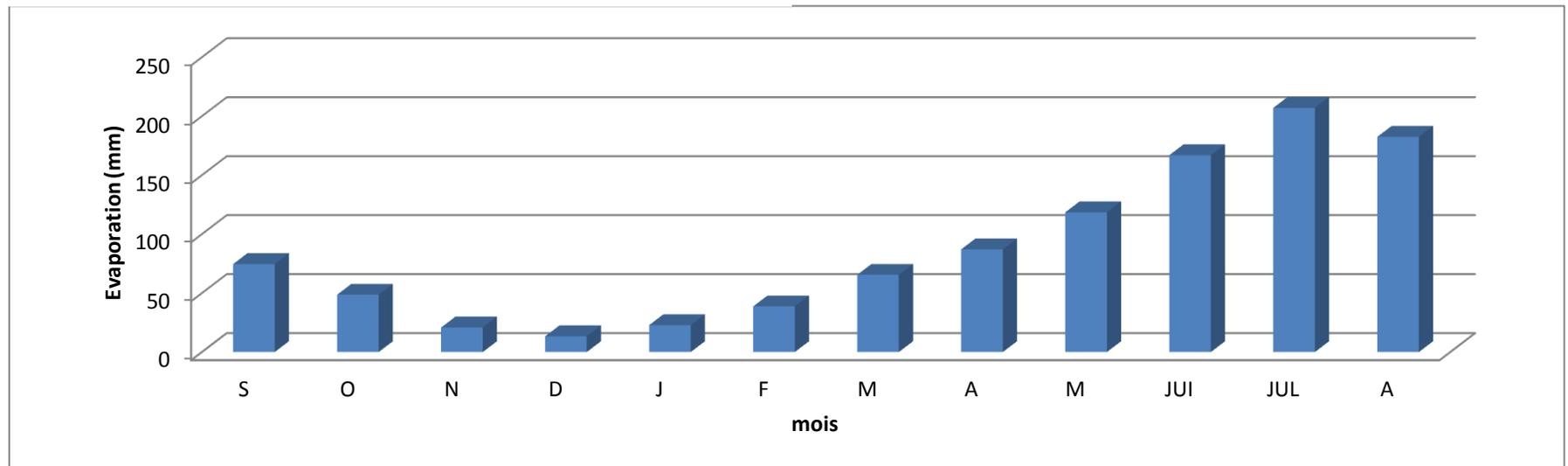


Figure II.7 : Répartition mensuelle de l'évaporation.

✚ **Vitesse du vent** : La répartition mensuelle de la vitesse du vent est donnée dans le tableau N°II.10.

**Tableau N°II.10** : Répartition mensuelle de la vitesse du vent entre la période 1997/2007

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	JUI	JUL	A
V(m/s)	1.9	1.8	1.9	1.9	1.6	1.1	2	2.3	2.4	2.5	3.2	2.2

Source :( ONM) Station de Chlef

La vitesse moyenne annuelle du vent est de 2.06 m/s.

✚ **Pluviométrie**: Pour la région étudiée, nous avons deux stations pluviométriques à l'intérieur du bassin (Tableau N°II.11) qui puissent nous intéresser. Toutes ces stations sont gérées par l'ANRH.

**Tableau N°II.11** : Caractéristiques des stations pluviométriques du bassin versant d'Oued Medjoun.

Stations	Code	Coordonnées			Années de service	N
Ouled ben Abdelkader	012308	X=373,4 km	Y=302,85km	Z=240m	1968-2009	42
Oued Sly	012309	X=365,2 km	Y=312,7km	Z=95m	1925-2005	84

Nous possédons donc les données issues au niveau de la station pluviométrique Ouled Ben Abdelkader.

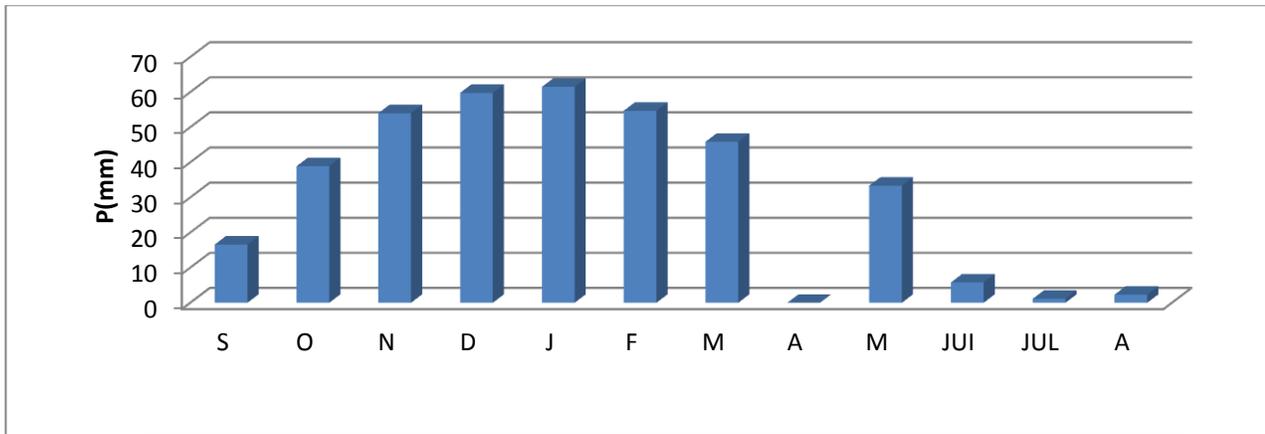
a) Répartition mensuelle : La répartition mensuelle des pluies a été déterminée à partir de données observées au niveau de la station météorologique de Chlef .

**Tableau N°II.12** : Répartition mensuelle de la précipitation entre la période 1997/2007

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	JUI	JUL	A	ann.
P(mm)	16.6	38.9	54.62	59.8	61.51	54.68	45.87	40..44	33.34	5.8	1.14	2.30	415

Source : Station météorologique de Chlef.

La répartition mensuelle des précipitations est présentée par la figure II.8.



**Figure II.8** : Répartition mensuelle des précipitations.

b) pluies maximales journalières

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

**b.1) Estimation des pluies maximales journalières**

Cette étude a pour objectif l'ajustement de la série de données des précipitations maximales journalières (voir tableau N°II.13 ; Annexe B.1), à l'aide d'une loi de probabilité afin de déterminer l'intensité de pluie, pour une période de retour.

**b.2) Les paramètres statistiques de l'échantillon**

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau N°II.14).

**Tableau N°II.14** : Caractéristique de la série pluviométrique (42 ans).

Caractéristiques	Formule	Valeurs
Somme des Pmaxj en mm	$\sum_{i=1}^{N=42} Xi$	1469,9 mm
Moyenne des Pmaxj en mm	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=42} Xi}{n}$	35mm
Ecart type 'σx' ; pour n>30 ans.	$\sigma_x = \left[ \frac{\sum_{i=1}^{42} (x_i - \bar{x})^2}{42} \right]$	15,5
Coefficient de variation 'C <sub>v</sub> '	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,443

L'exposant climatique pour notre région (**b=0,35**) est donné par l'ARNH d'Alger.

**b.3) Ajustement des pluies maximales journalières :** On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières (voir Annexe B) à la loi de Gumbel (doublement exponentielle) et Galton (log normale) à l'aide de logiciel 'Hyfran', qui est disponible au centre de calcul de l'ENSH de Blida, avec une comparaison des graphes des droites de régression obtenues par les ajustements.

**✚ Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel**

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (II.20).$$

Tel que :  $y = 1/a (x - x_0)$  .

Avec :

- 1/a : la pente de la droite de GUMEL.
- y : variable réduite de GUMBEL
- x : précipitation maximale journalière (mm)
- x<sub>0</sub> : ordonnée à l'origine en (mm)

On peut écrire :  $y = - \ln (- \ln (F (x)))$ .

**Procédé d'ajustement**

- classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3.....n.
- calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \dots\dots\dots (II.21)$$

m : rang de précipitation ; n : nombre d'observations (42).

- calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

$$y = - \ln (-\ln (F(x)))$$

- calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x<sub>0</sub> ».
- représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier GUMBEL.

**Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL**

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/a)y + x_0 \dots\dots\dots (II.22)$$

Les résultats des ajustements par la loi de « GUMBEL » des pluies maximales journalières pour les différentes périodes de retour sont donnés dans le tableau N°II.15 . Le tracé des droites est représenté sur papier GUMBEL comme montre la figure II.9.

**Quantiles :**

$q = F(X)$  (probabilité au non dépassement) ;  $T = 1 / (1-q)$

**Tableau N°II.15 :** Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel.

<b>Période de retour (ans)</b>	<b>Probabilité de fréquence (q)</b>	<b>Xt (mm)</b>	<b>Ecart type</b>	<b>Intervalle de confiance</b>
10000	0.9999	129	12.9	103 - 154
2000	0.9995	111	10.8	90.0 - 132
1000	0.999	104	9.91	84.2 - 123
200	0.995	86.1	7.79	70.8 - 101
100	0.99	78.5	6.89	65.0 - 92.0
50	0.98	70.9	5.99	59.1 - 82.6
20	0.95	60.7	4.81	51.3 - 70.1
10	0.9	52.9	3.92	45.2 - 60.6
5	0.8	44.7	3.04	38.7 - 50.7

**Tableau N°II.16 :** Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon.

<b>Paramètres</b>	<b>Caractéristiques de la loi</b>	<b>Caractéristiques de l'échantillon.</b>
Minimum	Aucun	16.1
Maximum	Aucun	95.0
Moyenne	34.7	35.0
Ecart-type	14.0	15.5
Médiane	32.4	32.6
Coefficient de variation (Cv)	0.403	0.443
Coefficient d'asymétrie(Cs).	1.14	1.67
Coefficient d'aplatissement(Ck).	2.4	6.39

✚ Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log-normal)

La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(II.23)$$

$$u = \frac{X_i - \bar{x}}{\sigma_x}$$

Où : u = (variable réduite de GAUSS)

L'équation de la droite de GALTON est la suivante :

$$\text{Log } x(p \%) = \overline{\text{Log}x} + \square \text{Log } u(p \%) ; \quad \text{Log}X = \frac{\sum_{i=1}^{42} \overline{\text{Log}Xi}}{N} \dots\dots\dots(II.24)$$

**Procédé d'ajustement**

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel .

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « GALTON » sont résumées dans le tableau N°II.17.

Le tracé des droites est représenté dans la Figure II.10.

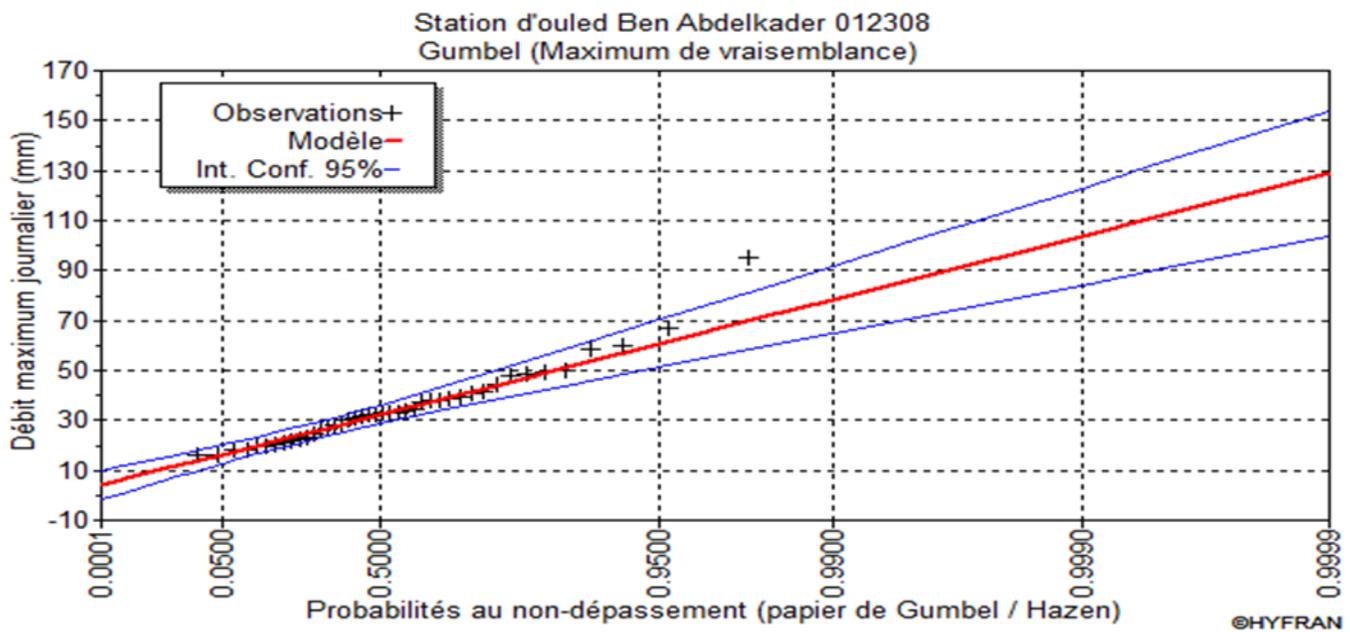
**Quantiles :** q = F(X) (probabilité au non dépassement) ; T = 1/ (1-q)

**Tableau N°II.17 :** Résultat de l'ajustement à la loi de Galton.

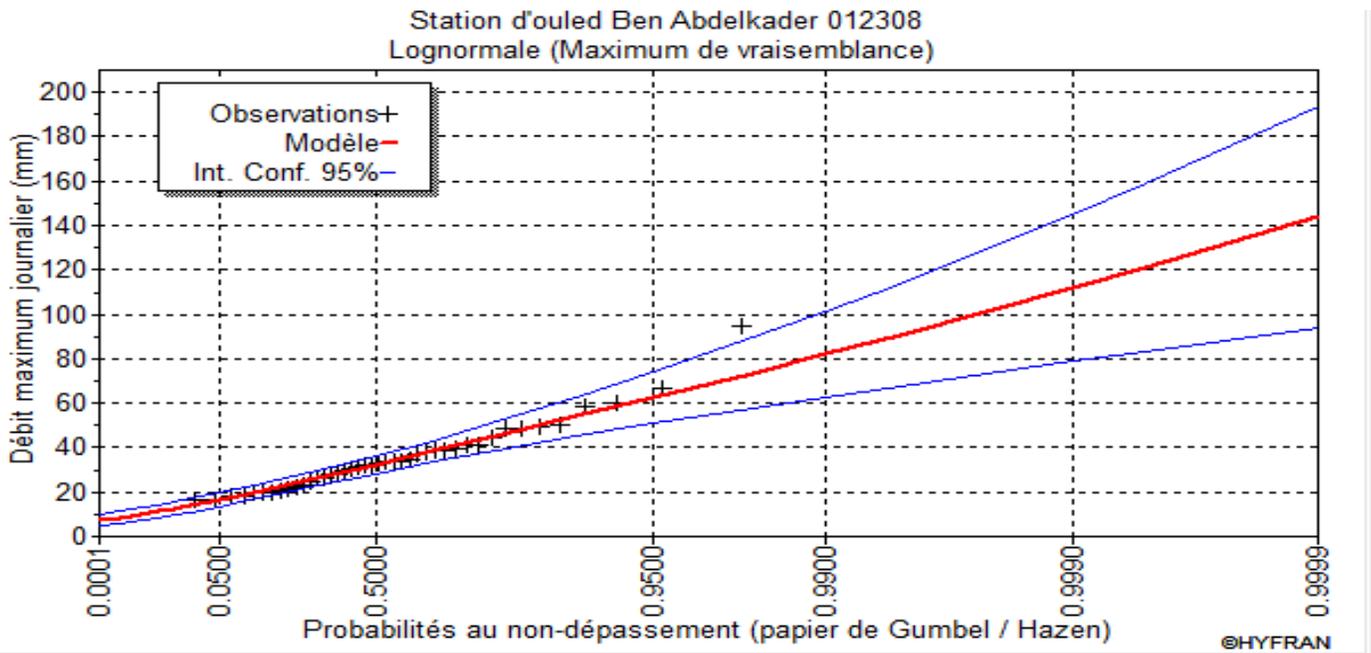
Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Xt (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	144	25.4	94.1-194
2000	0.9995	121	19.2	83.4-159
1000	0.9990	112	16.8	78.7-145
200	0.9950	90.9	11.8	67.7-114
100	0.9900	82.2	9.91	62.8-102
50	0.9800	73.6	8.13	57.7-89.6
20	0.9500	62.5	5.99	50.7-74.2
10	0.9000	54.0	4.55	45.1-62.9
5	0.8000	45.2	3.28	38.8-51.6

**Tableau N°II.18** : Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon.
Minimum	0.00	16.1
Maximum	Aucun	95.0
Moyenne	35.0	35.0
Ecart-type	14.6	15.5
Médiane	32.2	32.6
Coefficient de variation (Cv)	0.419	0.443
Coefficient d'asymétrie(Cs).	1.33	1.67
Coefficient d'aplatissement(Ck).	6.30	6.39



**Figure II.9** : Représentation graphique de la loi de Gumbel



**Figure II.10 :** Représentation graphique de la loi de Lognormal.

**Conclusion :** D’après les graphes d’ajustement Figure II.9 et Figure II.10, on a remarqué la série s’ajuste mieux à la loi de Galton, car tous les points sont à l’intérieur de l’intervalle de confiance.

Notons que même le test de l’adéquation ‘Khi carré’ établi par HYFRAN a montré aussi que la loi de Galton est significative.

**II.2.5) PLUIES DE COURTES DUREES DE DIFFERENTES FREQUENCES ET LEURS INTENSITES**

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

$$P_{ct} = P_{\max, j} \left( \frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (II.25)$$

P<sub>ct</sub> : Pluie de courte durée de même fréquence que P<sub>max j</sub> % (mm).

P<sub>max, j</sub> : Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).

T: Temps en heures.

b : Exposant climatique (donnée) b = 0,35

$$I = \frac{P_{ct}(t)}{T} \dots\dots\dots (II.26)$$

Les résultats de calcul de P<sub>ct</sub> et I<sub>0</sub> (intensité) sont donnés dans le tableau N°II.19.

Tableau N°II.19 : Précipitations et les intensités pour les différent fréquence.

T	Fréquences									
	0.1		1		2		5		10	
	Pct (mm)	I <sub>0</sub> (mm/h)	Pct (mm)	I <sub>0</sub> (mm/h)	Pct (mm)	I <sub>0</sub> (mm/h)	Pct (mm)	I <sub>0</sub> (mm/h)	Pct (mm)	I <sub>0</sub> (mm/h)
0.5	28.89	57.78	21.20	42.41	18.99	37.97	16.12	32.25	13.93	27.86
1	36.83	36.83	27.03	27.03	24.20	24.20	20.55	20.55	17.75	17.75
1.79	45.15	25.22	33.14	18.51	29.67	16.57	25.19	14.08	21.77	12.16
2	46.94	23.47	34.45	17.22	30.84	15.42	26.19	13.10	22.63	11.31
3	54.09	18.03	39.70	13.23	35.55	11.85	30.19	10.06	26.08	8.69
4	59.82	14.96	43.91	10.98	39.31	9.83	33.38	8.35	28.84	7.21
5	64.68	12.94	47.47	9.49	42.51	8.50	36.09	7.22	31.19	6.24
6	68.94	11.49	50.60	8.43	45.31	7.55	38.47	6.41	33.24	5.54
7	72.77	10.40	53.41	7.63	47.82	6.83	40.61	5.80	35.08	5.01
8	76.25	9.53	55.96	7.00	50.11	6.26	42.55	5.32	36.76	4.60
9	79.46	8.83	58.32	6.48	52.21	5.80	44.34	4.93	38.31	4.26
10	82.44	8.24	60.51	6.05	54.18	5.42	46.01	4.60	39.75	3.97
11	85.24	7.75	62.56	5.69	56.01	5.09	47.57	4.32	41.10	3.74
12	87.87	7.32	64.49	5.37	57.75	4.81	49.04	4.09	42.37	3.53
13	90.37	6.95	66.33	5.10	59.39	4.57	50.43	3.88	43.57	3.35
14	92.74	6.62	68.07	4.86	60.95	4.35	51.75	3.70	44.72	3.19
15	95.01	6.33	69.73	4.65	62.44	4.16	53.02	3.53	45.81	3.05
16	97.18	6.07	71.32	4.46	63.86	3.99	54.23	3.39	46.86	2.93
17	99.27	5.84	72.85	4.29	65.23	3.84	55.39	3.26	47.86	2.82
18	101.27	5.63	74.33	4.13	66.55	3.70	56.51	3.14	48.83	2.71
19	103.21	5.43	75.75	3.99	67.82	3.57	57.59	3.03	49.76	2.62
20	105.08	5.25	77.12	3.86	69.05	3.45	58.64	2.93	50.66	2.53
21	106.89	5.09	78.45	3.74	70.24	3.34	59.65	2.84	51.53	2.45
22	108.64	4.94	79.73	3.62	71.39	3.25	60.63	2.76	52.38	2.38
23	110.34	4.80	80.98	3.52	72.51	3.15	61.58	2.68	53.20	2.31
24	112.00	4.67	82.20	3.43	73.60	3.07	62.50	2.60	54.00	2.25

Les courbes des pluies de courtes durées pour les différentes fréquences et leurs intensités sont représentées par la FigII.11 et Fig II.12

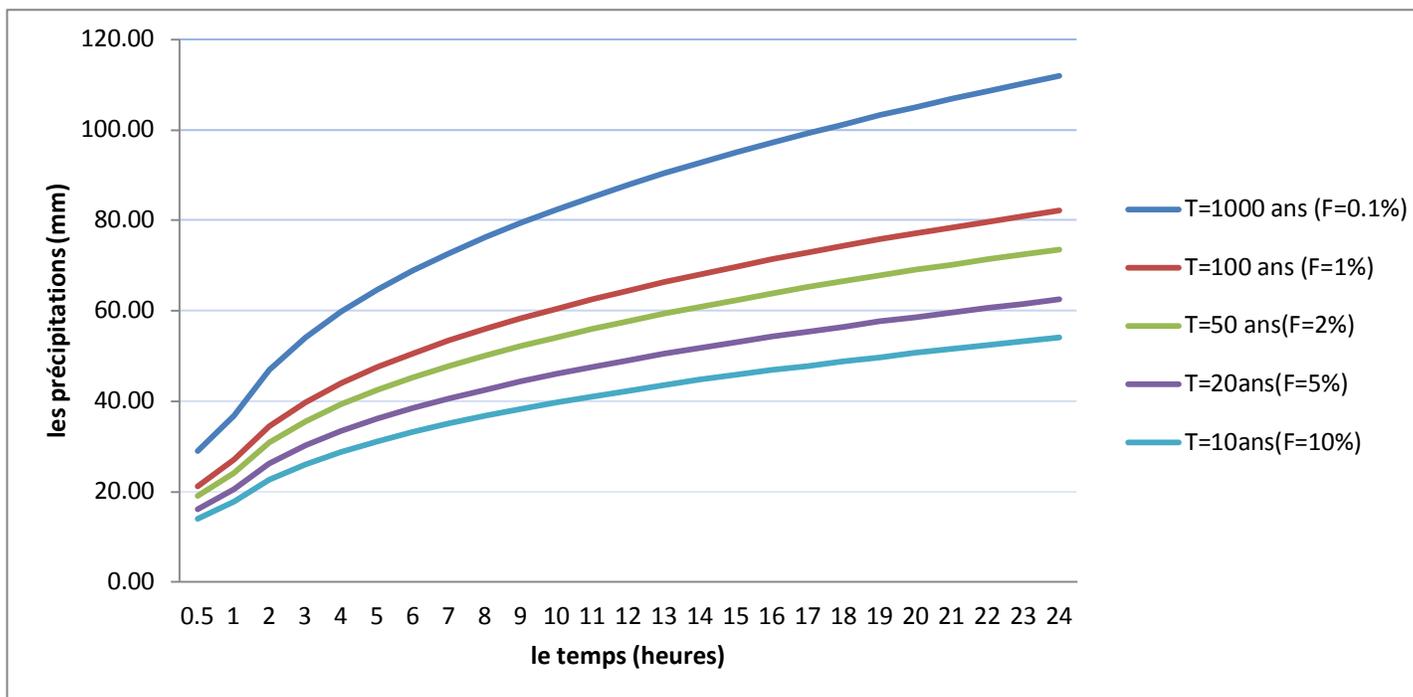


Figure II.11 : Pluies de courte durée .

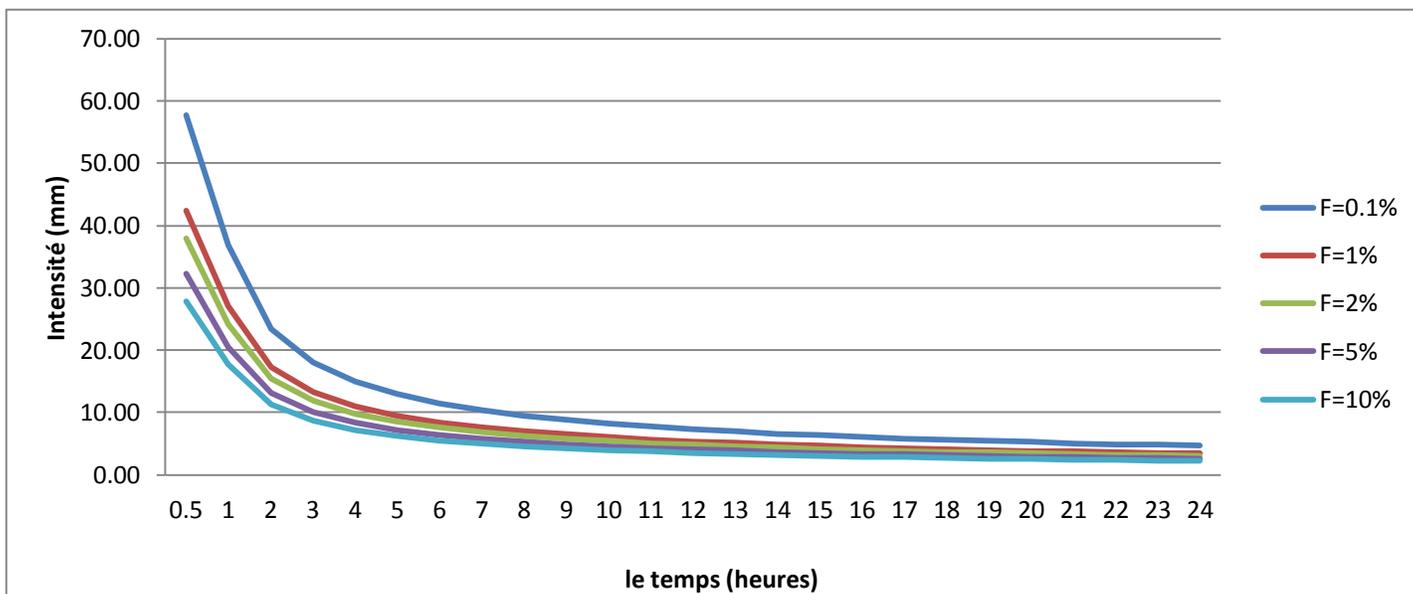


Figure II.12 : Intensité-Durée-Fréquence.

**II.3) ETUDES DE APPORTS**

La construction, le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation d'un ouvrage de retenue d'eau, dépendent essentiellement de la précision de l'évaluation des différents apports liquides de l'oued.

Ces retenues se remplissent en saison humide, et se vident presque en saison sèche, d'où l'importance d'une étude détaillé que possible des apports annuels, des volumes maximaux et des apports solides.

**II.3.1) ESTIMATION DE L'APPORT MOYEN ANNUEL  $A_0$**

Vue l'absence de la station hydrométrique au niveau du site à étudier, on peut estimer les apports annuel du bassin versant à partir des formules empiriques les plus employés en Algérie (B.TOUAIBIA,2001) qui donnent d'assez bons résultats dans le cas des petits bassins versant semblables au notre .

A) Formule de l'ANRH

On a:  $A_{moy} = 0,915 \cdot P_{moy}^{2,684} \cdot S^{0,842}$  , (10<sup>6</sup>) m<sup>3</sup> ..... (II.27)

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

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

B) Formule de MEDINGUER(1948)

On a:  $L_e = 1,024 (P_{moy} - 0,26)^2$  ..... (II.28)

$L_e$  : Lame d'eau écoulée [mm].

$P$  : Pluie moyenne annuelle [m].

C) Formule de TURC (1961)

On a:  $L_e = P_{moy} - D$  ..... (II.29)

$P_{moy}$  : Pluie moyenne annuelle [mm].

$D$  : Déficit de l'écoulement [mm] tel que :

$$D = \left( \frac{P_{moy}}{\sqrt{0.9 + \left(\frac{P_{moy}}{L}\right)^2}} \right) \dots \dots \dots (II.30)$$

L : Variable théorique tel que :  $L = 300 + 25 T_{moy} + 0.05 (T_{moy})^3$

$T_{moy}$  : Température moyenne annuelle.

D) Formule de SAMIE (1956)

On a  $L_e = P_{moy}^2 (293 - 2,2\sqrt{S})$  ..... (II.31)

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

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

$L_e$  : Lamme d'eau écoulée en [mm].

E) Formule de Mallet – Gauthier(1947)

On a  $L_e = 0,6 \cdot P_{moy} (1 - 10^{-0,36 \cdot P_{moy}^2})$  ..... (II.32)

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

$L_e$  : Lamme d'eau écoulée en [m].

**Remarque :**  $A_0 = L_e \cdot S$

F) Formule de Deri II

On a  $A_0 = 0,513 \cdot P_{moy}^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842} (10^6) m^3$  ..... (II.33)

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

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

$D_d$  : Densité de drainage [km/km<sup>2</sup>].

**Tableau N°II.20 :** Apport moyenne interannuelle.

Formule	$A_0$ (M m <sup>3</sup> )
ANRH	0.36
MEDINGUER	0.08
TURC	0.015
SAMIE	0.32
Mallet – Gauthier	0.2
Deri II	0.46

**Conclusion :** Vu les résultats des différentes méthodes qui varient d’une méthode à une autre. On a choisi la plus commode donc on adopte pour  $A_0=0,36Mm^3$  donnée par la formule de l’**A.N.R.H.**

**II.3.2) CARACTERISTIQUES DE L’ECOULEMENT**

**Module de l’écoulement**

Il est donné par :  $Me = A_0 / T$  ..... (II.34)

$A_0$  : Apport moyen annuel (mm).

$T$  : Temps d'une année en secondes.  $T = 3,1536 \cdot 10^7$  s.

$M_e = 11.42$  l/s

**✚ Module de l'écoulement relatif**

On a :  $M_0 = M_e / S \dots\dots\dots$  (II.35)

$M_e$ : Module de l'écoulement (l/s)

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

$M_0 = 1.25$  l/s/Km<sup>2</sup>

**✚ lame d'eau écoulée**

$L_e = A_0 / S \dots\dots\dots$  (II.36)

$L_e = 39.56$  mm

**✚ Coefficient de l'écoulement**

Il est donné par :  $C_e = L_e / P_{moy} \dots\dots\dots$  (II.37)

$C_e = 0.11$ .

**II.3.3) COEFFICIENT DE VARIATION**

Pour le calcul du coefficient de variation  $C_v$ , et en absence d'une série d'observations, on doit utiliser les formules empiriques.

**✚ Formule de SOKOLOVSKY (1945)**

On a :  $C_v = a - 0,063 \log_{10} (S+1) \dots\dots\dots$  (II.38)

Avec :  $a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0)$

$M_0$  : Module de l'écoulement relatif [l/s/km<sup>2</sup>].

**✚ Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ**

$$C_v = \frac{0,7}{M_0^{-0,127}} \dots\dots\dots (II.39)$$

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

**✚ Formule de L'ANTONOV**

$$C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \dots\dots\dots (II.40)$$

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

**✚ Formule de KRISTEKLY MENKEL**

$$C_v = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})} \dots\dots\dots (II.41)$$

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

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

**✚ Formule Algérienne de N.N PADOUM**

Cette formule donne de bons résultats de l'estimation du coefficient de variation de l'apport annuel et en plus elle est établie à partir d'une analyse statistique de 42 oueds du nord de l'Algérie.

Cette relation s'écrit comme suit :

$$C_v = 0.93 K / M_0^{0.23} \dots\dots\dots (II.42)$$

Avec : K : coefficient de réduction K= (0.25-1.00) on prend K=0,7

M<sub>0</sub> : module spécifique du bassin versant en (l/s/km<sup>2</sup>).

Les résultats sont récapitulés dans le Tableau N°II.21

**Tableau N°II.21** : Récapitulatif des résultats de coefficient de variation.

Formule	C <sub>v</sub>
<b>SOKOLOVSKY</b>	<b>0.69</b>
<b>OURKGUIPROVODKHOZ</b>	<b>0.72</b>
<b>L'ANTONOV</b>	<b>0.36</b>
<b>KRISTEKLY MENKEL</b>	<b>0.68</b>
<b>Formule Algérienne de N.N PADOUM</b>	<b>0.62</b>

Coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc

$$C_{v,moy} = \frac{0,69 + 0,72 + 0,36 + 0,68 + 0,62}{5} = 0,61.$$

On prend le coefficient proche de moyenne donc : **C<sub>v</sub>=0.62.**

**II.3.4) IRREGULARITE DES APPORTS**

**II.3.4.1) Apports fréquentiels :** Le calcul des apports fréquentiels se fait par l'application d'une loi Log Normale (Loi de Galton) qui est donnée comme suit :

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

$$A_{\%} = \frac{A_0 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(C_v + 1)}}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} \dots\dots\dots(II.43) \quad (\text{Sokolov et al ,1976})$$

$$A_{\%} = \frac{0.36 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(0,62 + 1)}}}{\sqrt{0.62^2 + 1}} = 0.31 \cdot e^{0,46 \cdot U}$$

A% : Apport de fréquence donnée.

U : Variable réduite de Gauss.

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

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

Les résultats de calcul sont donnés dans le Tableau N°II. 22.

**Tableau N°II.22 : Apport fréquentielle.**

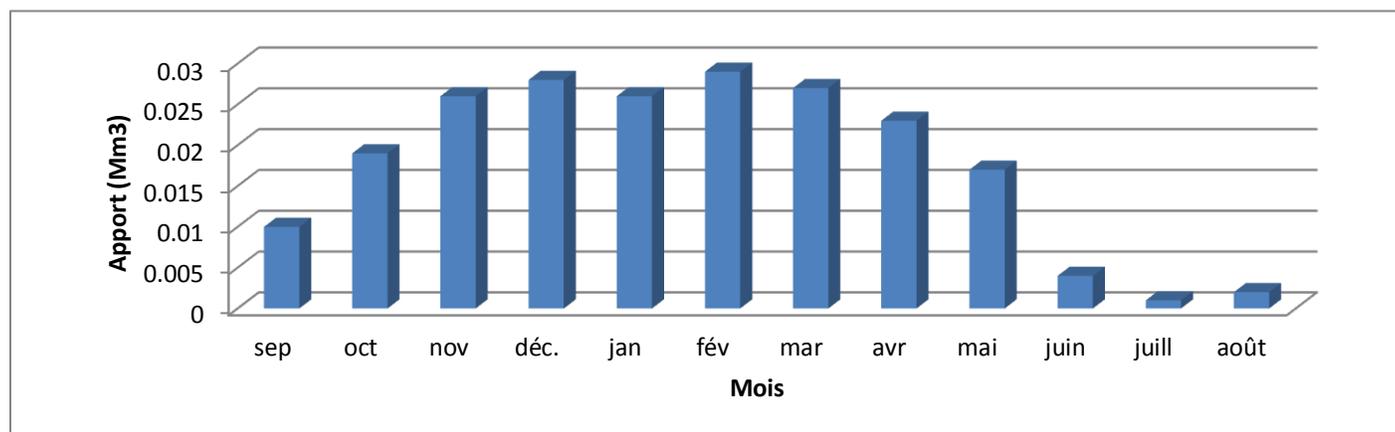
<b>Période de retour (an)</b>	4 / 5	10	50	100	1000
<b>Fréquence (%)</b>	80	10	2	1	0.1
<b>Le variable réduit "U"</b>	-0,841	1,282	2,054	2,327	3,091
<b>Apport (Mm<sup>3</sup>)</b>	0.21	0.56	0.8	0.9	1.28

**II.3.4.2) Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% :**

La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% suit la même répartition mensuelle des précipitations.

**Tableau N°II.23** : Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%.

Mois	sep	oct	nov	déc.	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juill	août
Pluies mensuelles (mm)	15.99	31.69	43.12	46.72	43.6	47.82	44.65	38.16	29.22	5.89	1.03	3.85
Pluies mensuelles (%)	4.55	9.01	12.26	13.28	12.39	13.6	12.69	10.85	8.31	1.67	0.29	1.09
A(Mm <sup>3</sup> )	0.016	0.032	0.044	0.048	0.045	0.049	0.046	0.039	0.03	0.006	0.001	0.004
A <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	0.01	0.019	0.026	0.028	0.026	0.029	0.027	0.023	0.017	0.004	0.001	0.002

**Figure II.13** : Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%.

### II.3.5) APPORT SOLIDE ET L'ESTIMATION DU VOLUME MORT

Le manque des données de mesure du transport solide nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous permet l'ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide.

II.3.5.1) Apport solide en suspension

Tableau N°II.24 : Récapitulatif pour le calcul de l'apport solide moyen annuel en suspension.

Auteur	formule		valeur
Tixeront (1960)	$Ta = \alpha \cdot Le^{0.15}$ ..... (II.44)	Ta : Taux d'abrasion en (t/Km <sup>2</sup> /An). Le : lame d'eau écoulée. (Le =39.56 mm) $\alpha$ : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, on prend, $\alpha =75$ (moyenne).	Ta =130.21
Fournier (1960)	$Ta = \frac{1}{36} \left( \frac{P_m^2}{P_A} \right)^{2.65} \left( \frac{h^2}{S} \right)^{0.46}$ ..... (II.45)	P <sub>m</sub> : pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (mm) P <sub>A</sub> : pluie moyenne annuelle (en mm). h : 45% (Hmax-Hmin) (m) S : surface du bassin versant (Km <sup>2</sup> ). M <sub>0</sub> : module d'écoulement	Ta =128.883
Saidi(1991)	$Qs = 19 * M_0^{1.246} * C_e^{-0.885}$ ..... (II.46)	1.25l/s/Km <sup>2</sup> C <sub>e</sub> : coefficient d'écoulement (0.11)	Qs=176.96m <sup>3</sup> /km <sup>2</sup> /an

Tableau N°II.25 : Répartition de volume moyen annuel.

Auteur	formule		valeur
Tixeront	$V_s = \frac{T_a \cdot S}{\gamma}$ :	$\gamma$ : poids spécifiques moyen des sédiments = 1.5 T/m <sup>3</sup> . S: superficie du bassin versant en Km <sup>2</sup> .	Vs=789.95
Fournier		Ts : apport solide moyen annuel en suspension.	Vs=781.89
Saidi		Vs= volume moyen annuel (m <sup>3</sup> /ann)	Vs=1073.56

Conclusion :  $V_m = \frac{789.95 + 781.89 + 1073.56}{3} = 881.8m^3 / ann .$

Donc nous optons pour la valeur obtenue par la formule de Tixeront (1960) qui est plus proche de la moyenne.

Le volume mort est égal au produit de l'écoulement moyen interannuel solide par le nombre d'années de la période.

La garde d'envasement (période pendant laquelle la retenue est exploitable) est généralement calculée pour une période de 10 à 50 ans. Prenons 30 ans

$$V_{\text{mort}} = n \cdot V_s = 30 \cdot 789.95 = \mathbf{0.024 \text{ Mm}^3}.$$

**II.3.5.2) Apport solide par charriage**

En général, le transport solide par charriage est estimé en Algérie de (30 % à 40%) du transport solide en suspension, donc: Le transport solide par charriage = 35% du transport solide en suspension.

Ce qu'il implique le transport solide par charriage = **0.008 Mm<sup>3</sup>**

Le volume mort total est estimer alors  $V_m = 0.024 + 0.008 = \mathbf{0.032 \text{ Mm}^3}$  (pour une période d'exploitation de 30 ans).

**II.4) ETUDES DES CRUES**

L'étude des crues a pour but l'estimation des débits de pointe fréquentiels, et la définition de la forme de l'hydrogramme .

A cause de l'inexistante de la station hydrométrique dans le bassin versant de Oued Medjouné, des formulations empiriques ont été utilisées pour la prédétermination des débits de crues maximales.

**II.4.1) DETERMINATION DES DEBITS MAXIMUM DE LA CRUE**

**✚ Formule de MALLET - GAUTHIER (1947)**

On a :

$$Q_{\text{maxp}\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}} \dots\dots\dots (II.47).$$

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

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

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

$L$  : Longueur du talweg principal [Km].

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

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

T : période de retour [an].

$$Q_{\max,p\%} = \frac{2 \cdot 1 \cdot \log(1 + 20 \cdot 0,35172) \cdot 9.1 \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log 9.1}}{\sqrt{3.2}} = 9.21 \cdot \sqrt{4 \log T + 0,041}$$

Le Tableau N°II.26 nous donne les résultats de calcul pour différents périodes de retour.

**Tableau N°II.26:** Récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier (1947)

<b>Période de retour (an)</b>	1000	100	50	20
<b>Qmax ,p% (m<sup>3</sup>/s)</b>	32	26	24	21

**Formule de SOKOLOVSKY**

On a :

$$Q_{\max,p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{ct} - H_0) \cdot \alpha \cdot F \cdot S}{T_c} \dots\dots\dots (II.48).$$

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

Tc : temps de concentration[h].

Pct : pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration.

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

α : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée.

**Tableau N°II.27 :** Valeur de α en fonction de la fréquence.

<b>Fréquence (%)</b>	0,1	1	2	5
<i>α</i>	0,43	0,37	0.35	0.31

F : Coefficient de forme de la crue  $\left[ F = \frac{12}{4 + 3\gamma} \right]$  ; pour notre bassin versant γ = 2 donc F=1.2.

Les résultats de calcul sont inscrits dans le TableauN°II.28.

**Tableau N°II.28** : Récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.

<b>Période de retour (an)</b>	1000	100	50	20
<b>Fréquence</b>	0.1%	1%	2%	5%
<b>Pct (mm)</b>	45.15	33.14	29.67	25.19
<b>α p %</b>	0.43	0.37	0.35	0.31
<b>Qmax p% (m<sup>3</sup>/s)</b>	28	17	14	10

**Formule de POSSENTI**

$$Q_{p\%} = \frac{\mu \cdot P_{maxj\%} \cdot S}{L} \dots\dots\dots (II.49).$$

On a :

Pmax p% : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée (m)

μ : Coefficient compris entre 700 et 800 [μ = 740]

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

Les résultats de calcul sont inscrits dans le Tableau N°II.29.

**Tableau N°II.29** : Récapitulatif des résultats de la formule POSSENTI.

<b>Période de retour (an)</b>	1000	100	50	20
<b>Pmax j % (mm)</b>	112	82.2	73.6	62.5
<b>Qmax (m<sup>3</sup>/s)</b>	236	173	155	132

**Formule de TERRAZA**

$$Q_{maxp\%} = \frac{C \cdot I_{tc} \cdot S}{3.6} \dots\dots\dots (II.50).$$

On a :

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

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

Ict : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration [mm/h].

**Tableau N°II.30** : Récapitulatif des résultats de la formule TERRAZA.

<b>Fréquence (%)</b>	0,1	1	2	5
<b>C</b>	0.43	0.37	0.35	0.31
<b>I<sub>tc</sub> (mm/h)</b>	25.22	18.51	16.57	14.08
<b>Q<sub>max</sub>(m<sup>3</sup>/s)</b>	27	17	15	12

**Conclusion** : A partir de ces résultats, on prend les valeurs calculées par la formule de Mallet – Gauthier qui est beaucoup plus adoptée aux bassins versant inférieurs à 100km<sup>2</sup>

**II.4.2) HYDROGRAMME DE CRUE**

**II.4.2.1) Détermination des Hydrogrammes de crues probables par la méthode de Sokolovski**

L’Hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous détermine ses caractéristiques principales qui sont: le volume, la durée et le débit de pointe.

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

 **Pour la montée de la crue :** 
$$Q_m = Q_{max} \left( \frac{t}{t_m} \right)^x \dots\dots\dots (II.51).$$

 **Pour la décrue :** 
$$Q_d = Q_{max} \left[ \frac{(t_d - t)}{t_d} \right]^y \dots\dots\dots (II.52).$$

tm : Temps de montée de la crue ( tm=tc pour les petits bassins versants), avec tc est le temps de concentration du bassin versant (heures).

td : temps de la décrue [td=δ.tm].

x, y : puissances des courbes [x=2 ; y=3].

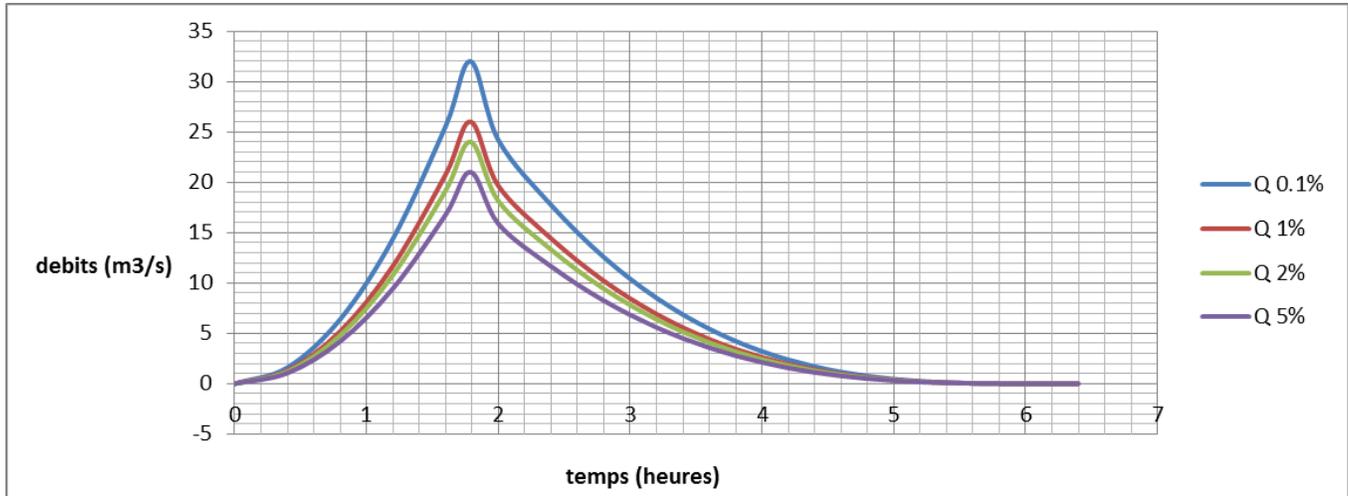
δ : Coefficient qui dépend des caractéristiques du bassin versant (on prend δ= 2.5 pour notre bassin versant).

Les résultats obtenus pour les différentes fréquences sont représentés dans le Tableau N°II.31.

**Tableau N°II.31** : Récapitulatif des résultats de calcul pour tracé le Hydrogramme du crue.

Temps (h)	Q <sub>0.1%</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>1%</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>2%</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>5%</sub> (m <sup>3</sup> /s)
0.0	0	0	0	0
0.4	1.5979526	1.2983365	1.1984645	1.0486564
0.8	6.3918105	5.1933460	4.7938579	4.1946256
1.2	14.3815736	11.6850286	10.7861802	9.4379077
1.6	25.5672420	20.7733841	19.1754315	16.7785025
1.79	32	26	24	21
2.0	24.1711006	19.6390192	18.1283254	15.8622848
2.4	17.7361516	14.4106232	13.3021137	11.6393495
2.8	12.5584913	10.2037741	9.4188684	8.2415099
3.2	8.5014577	6.9074344	6.3760933	5.5790816
3.6	5.4283892	4.4105662	4.0712919	3.5623804
4.0	3.2026239	2.6021319	2.4019679	2.1017219
4.4	1.6875000	1.3710938	1.2656250	1.1074219
4.8	0.7463557	0.6064140	0.5597668	0.4897959
5.2	0.2425292	0.1970549	0.1818969	0.1591598
5.6	0.0393586	0.0319789	0.0295190	0.0258291
6.0	0.0001822	0.0001481	0.0001367	0.0001196
6.4	0	0	0	0

Les hydrogrammes de crues sont représentés par la Figure II.14.



**Figure II.14:** Hydrogramme des crues probables en fonction de temps (par SOKOLOVSKY).

*II.4.3) CHOIX DE LA CRUE DE PROJET ET LA CRUE DES TRAVAUX*

La crue de projet est la crue maximale que l’ouvrage doit être capable d’évacuer. Le passage de cette crue doit se faire sans causer à l’ouvrage de dommages qui pourraient avoir des conséquences graves pour l’aval. En outre le laminage de la crue par l’ouvrage ne doit pas provoquer de submersion dommageable à l’amont.

Il s’agit de chercher un compromis entre l’aspect économique de la construction et les risques des crues a l’aval .Alors son estimation, nous nous reportons aux recommandations du comité Australien des Grandes Barrages.

**Tableau N°II.32 :** Crues de projet recommandé (CIGB, 1984)

Catégorie des dommages	Crue de projet recommandé
Elevés : - perte de vie - dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Importants : - pas de pertes de vies - dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles : - pas de perte de vies - dommages légers	1/1000 à 1/100

Donc pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficie-perméabilité...etc.)

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

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r \dots\dots\dots (II.53).$$

I<sub>a</sub> : représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques).

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

I<sub>r</sub> : représente les risques.

Selon le degré de risque, on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines - volume d'emmagasinement relativement faible), donc on accepte un risque moyen (degré 02) et on opte pour la crue centennale.

Cela veut dire qu'on opte pour une période de retour de 100 ans

D'où : 
$$Q_{\text{crue projet}} = 26 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pour la crue des travaux, nous adoptons crue de période de retour (T = 20 ans ; F=5%)

$$Q_{\text{CRUE TRAVAUX}} = 21 \text{ m}^3/\text{s}.$$

## **II.5) COURBE CAPACITE -HAUTEUR ET SURFACES-HAUTEUR**

C'est un paramètre qui permet par simple lecture de la courbe de connaître non seulement la valeur du volume d'eau en fonction de l'altitude, mais aussi celle de la surface inondée.

**Tableau N°II.33** : Surface et volume en fonction de l'altitude

Cote (m)	Surface (m <sup>2</sup> )	Surface moy (m <sup>2</sup> )	Hauteur (m)	Volume partiel (10 <sup>4</sup> m <sup>3</sup> )	Volume cumule (10 <sup>4</sup> m <sup>3</sup> )
340	0,000	***	5	2.00	0
345	6000				2
		15500	5	7.75	
350	25000				9.75
		28500	2	5.7	
352	32000				15.45
		41000	3	12.3	
355	50000				27.75
		65000	5	32.5	
360	80000				60.25
		96000	5	48	
365	112000				108.25
		117500	2	23.5	
367	123000				131.75
		136500	3	40.95	
370	150000				172.7

**Remarque :**  $\Delta V_1 = \frac{2}{3} \cdot S_1 \cdot \Delta H = \frac{2}{3} \times 6000 \times 5 = 2 \cdot 10^4 \text{ m}^3$

Les courbes sont représentées sur les figures II.15 et II.16.

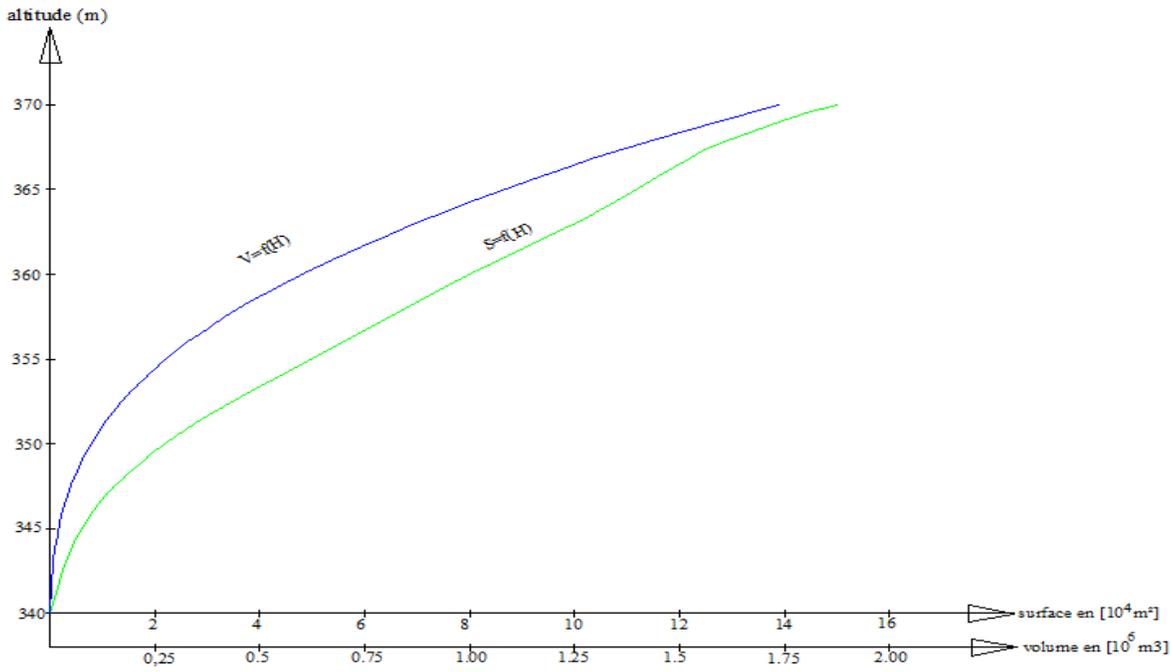


Figure II.15: Courbe capacité-hauteur et surface-hauteur.

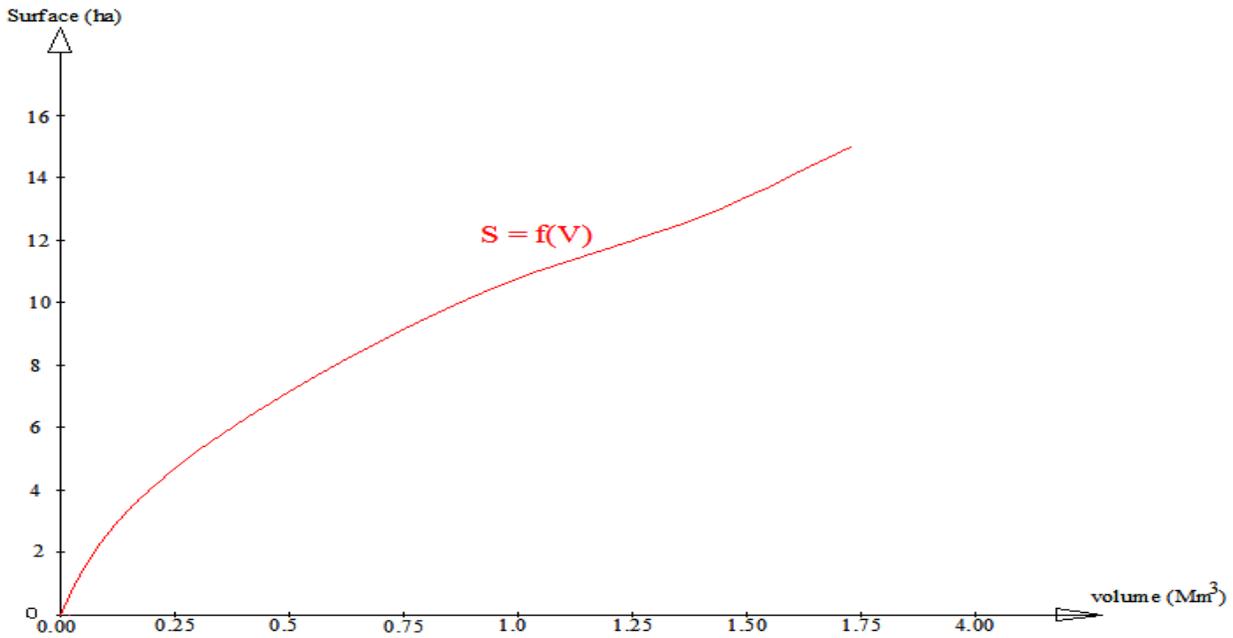


Figure II.16: Courbe volumétrique  $S=f(V)$ .

## II.6) REGULARISATION DES DEBITS

L'étude de régularisation d'un barrage sur l'Oued Medjoun a pour objectif la détermination du volume de la réserve utile ainsi le niveau correspondant.

Nous utilisons la régularisation saisonnière (les apports sont supérieurs à la demande), donc les paramètres qui rentrent dans le calcul sont :

- ✓ L'apport (A80% en  $M m^3$ ).
- ✓ La consommation totale ( $M m^3$ ).
- ✓ Les infiltrations et l'évaporation.
- ✓ Les courbes caractéristiques de la retenue (figure II.15 et figure II.16).

### II.6.1) REPARTITION DES BESOINS

Le but d'utilisation de petit barrage sur Oued Medjoun est de satisfaire les besoins agricoles.

La surface qu'on a à irriguer est de 67Ha

En posant la norme d'irrigation :  $N=5000 m^3/an /Ha$ .

**Tableau N°II.34:** Répartition mensuelle de la consommation.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
<b>Besoin en eau (<math>Mm^3</math>)</b>	0	0	0	0.013	0.026	0.039	0.052	0.039	0.026	0	0	0

### II.6.2) REGULARISATION SAISONNIERE SANS TENIR COMPTE DES PERTES

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

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

- Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau".
- Détermination de la période à bonne hydraulicité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "Vd".
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'octobre jusqu'au mois d'avril.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le Tableau N°II.35.

$$V_s = 0,165 \text{ Mm}^3 \quad \text{et} \quad V_d = 0.148 \text{ Mm}^3.$$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que l'excédent d'eau et plus grand que le déficit donc :  $V_u = V_d = 0.148 \text{ Mm}^3$

Le volume de la retenue normale sera :  $V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 0.148 + 0,032 = 0.18 \text{ Mm}^3$

$$V_{\text{NNR}} = 0.18 \text{ Mm}^3 \quad \Leftrightarrow \quad \text{NNR} = 352.729 \text{ m.NGA}$$

### II.6.3) REGULARISATION SAISONNIERE EN TENANT COMPTE DES PERTES

Deux types de pertes caractérisant la retenue :

- ✓ Pertes par évaporation.
- ✓ Pertes par infiltration.

#### A) Pertes par évaporation

On a:  $V_{ep} = E_s \cdot S_{\text{moy}}$  ..... (II.54).

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

$E_s$  : Evaporation mensuelle (m).

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

$$V_{\text{moy}} : \text{volume moyenne} \left[ V_{\text{moy}} = \frac{V_{\text{rf},i} + V_{\text{rf},i+1}}{2} \right] \dots\dots\dots (II.55).$$

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

**B) Pertes par infiltration**

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots\dots\dots (II.56).$$

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

$\delta$  : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau N° II.36.

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

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

**Tableau N°II.36** : Valeurs de  $\delta$  en fonction des conditions hydrogéologique.

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

**C) Estimation de l'erreur :**

Les volumes des pertes sont considérer comme consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivant :

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \quad \text{Avec} \quad 1\% < \varepsilon < 5\%$$

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

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

D'après le tableau N°II.37 on a :  $V_s = 0.152Mm^3$ . Et  $V_d = 0.15 Mm^3$ .

Donc la retenue fonctionne à un seul temps, on remarque aussi que l'excédent d'eau et plus grand que le déficit donc :  $V'_u = V_d = 0.15 Mm^3$

$$V_{NNR} = V'_u + V_m = 0.15 + 0,032 = 0.182 Mm^3$$

$$V_{NNR} = 0.182Mm^3 \quad \Leftrightarrow \quad NNR = 352.783.m.NGA$$

\*Nous avons  $\xi=1.35\%$  donc le volume utile saisonnier est de  $0.15 Mm^3$ .

Tableau N°II.35 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en Mm<sup>3</sup>.

Mois	A <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	U <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	A-U (Mm <sup>3</sup> )	1 <sup>ère</sup> consigne d'exploitation			2 <sup>ème</sup> consigne d'exploitation		
				V <sub>ri</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>ri</sub> (Mm <sup>3</sup> )	S (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>ri</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>ri</sub> (Mm <sup>3</sup> )	S (Mm <sup>3</sup> )
<b>Oct</b>	0.019	0	0.019	0.032	0.032		0.032	0.015	0.017
<b>Nov</b>	0.026	0	0.026	0.051	0.051		0.034	0.034	
<b>Dec</b>	0.028	0	0.028	0.077	0.077		0.06	0.06	
<b>Jan</b>	0.026	0	0.026	0.105	0.105		0.088	0.088	
<b>Fév</b>	0.029	0	0.029	0.131	0.131		0.114	0.114	
<b>Mas</b>	0.027	0	0.027	0.16	0.16		0.143	0.143	
<b>Avr</b>	0.023	0.013	0.01	0.18	0.187	0.007	0.17	0.17	
<b>Mais</b>	0.017	0.026	-0.009	0.18	0.19	0.01	0.18	0.18	
<b>Juin</b>	0.004	0.039	-0.035	0.171	0.171		0.171	0.171	
<b>Juil</b>	0.001	0.052	-0.051	0.136	0.136		0.136	0.136	
<b>Aout</b>	0.002	0.039	-0.037	0.085	0.085		0.085	0.085	
<b>Sept</b>	0.01	0.026	-0.016	0.048	0.048		0.048	0.048	
				0.032	0.032		0.032	0.032	

Tableau N°II.37: Régularisation saisonnière en tenir compte les pertes.

Mois	V <sub>rf,i</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>moy</sub> (Mm <sup>3</sup> )	S <sub>moy</sub> (ha)	E <sub>s</sub> (mm)	V <sub>inf</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>evp</sub> (Mm <sup>3</sup> )	π (Mm <sup>3</sup> )	W (Mm <sup>3</sup> )	U (Mm <sup>3</sup> )	W-U- π (Mm <sup>3</sup> )	1 <sup>ère</sup> consigne d'exploitation		
											V <sub>ri</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>ri</sub> (Mm <sup>3</sup> )	S(Mm <sup>3</sup> )
<b>Oct</b>	0.032	0.0415	0.012	48.634	0.000208	0.000587	0.000794	0.019	0	0.018	0.032		
	0.051										0.05	0.05	
<b>Nov</b>	0.064	0.064	0.018	20.809	0.00032	0.00037	0.00069	0.026	0	0.025	0.075	0.075	
	0.077										0.075	0.075	
<b>Dec</b>	0.091	0.091	0.024	13.369	0.000455	0.000317	0.000772	0.028	0	0.027	0.102	0.102	
	0.105										0.102	0.102	
<b>Jan</b>	0.118	0.118	0.029	22.858	0.00059	0.000657	0.001247	0.026	0	0.025	0.127	0.127	
	0.131										0.127	0.127	
<b>Fev</b>	0.1455	0.1455	0.033	38.699	0.000728	0.001285	0.002013	0.029	0	0.027	0.154	0.154	
	0.16										0.154	0.154	
<b>Mar</b>	0.17	0.17	0.037	65.481	0.00085	0.002409	0.003259	0.027	0	0.024	0.178	0.178	
	0.18										0.178	0.178	
<b>Avr</b>	0.18	0.18	0.038	87.08	0.0009	0.003324	0.004224	0.023	0.013	0.006	0.184	0.182	0.002
	0.18										0.184	0.182	0.002
<b>Mai</b>	0.1755	0.1755	0.038	118.5	0.000878	0.004451	0.005328	0.017	0.026	-0.01	0.172	0.172	
	0.171										0.172	0.172	
<b>Juin</b>	0.1535	0.1535	0.034	166.9	0.000768	0.005744	0.006512	0.004	0.039	-0.037	0.135	0.135	
	0.136										0.135	0.135	
<b>Juil</b>	0.1193	0.1193	0.029	207.1	0.000596	0.005998	0.006594	0.001	0.052	-0.053	0.082	0.082	
	0.085										0.082	0.082	
<b>Août</b>	0.0665	0.0665	0.018	182.5	0.000333	0.003353	0.003685	0.002	0.039	-0.039	0.043	0.043	
	0.048										0.043	0.043	
<b>Sep</b>	0.04	0.04	0.017	74.57	0.0002	0.001240	0.00144	0.01	0.026	-0.011	0.032	0.032	
	0.032										0.032	0.032	

**II.7) LAMINAGE DES CRUES :**

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots (II.57).$$

Où :

Q : le débit entrant de la crue.

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

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

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

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

**II.7.1) PROCEDURE DE CALCUL**

Nous utilisons la méthode KOTCHERINE qui est un procédé grapho-analytique et qui se base sur les principes suivants :

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

**✚ Estimation du débit de crue laminée**

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivant :

$$V_F = V_C \cdot \left( 1 - \frac{q_{lam}}{Q\%} \right) \dots\dots\dots (II.58).$$

VF : le volume d'eau en charge,

VC : le volume de la crue,

Q% : le débit de la crue,

q<sub>lam</sub> : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$q_{lam} = Q\% \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right)$$

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

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

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

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (II.59).$$

m : coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge H, et de la forme de la crête du déversoir, pour notre cas il est constant et égal à 0,49;

g : l'accélération de pesanteur; [g = 9,81 m<sup>2</sup>/s];

L : la largeur de déversoir,

H : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,25 à 2 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$q = S \cdot V_{moy}$  ..... (II.60).      Et       $S = L \cdot (H + P)$  ..... (II.61).

Il est possible d'extraire la vitesse moyenne (V<sub>moy</sub>) comme suit :

$$V_{moy} = \frac{q}{L \cdot (H + P)} \dots\dots\dots (II.62).$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversant par la même formule qui a dessus et L compris entre 4 et 18 mètres.

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H_o^{3/2}$$

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{moy}^2}{2g} \dots\dots\dots (II.63).$$

Où :

Ho : est la charge globale;

$\frac{\alpha \cdot V_{moy}}{2g}$  : La charge dynamique liée à la vitesse d'écoulement;

P : la hauteur de pelle.

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de qlam, ce sont des points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminée en correspondance à la largeur optimale.

Le débit laminée est calculé pour différentes charges "H" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "b",

Les graphiques de la figure sont accordés à la table de calculs, en faisant varier les variables H et L, Les relations s'ajustent automatiquement.

**Tableau N°II.38** : Données initiales pour le calcul de laminage

<b>Données initiales</b>	
g	9,81 m/s <sup>2</sup>
α	1
Q <sub>1%</sub>	26m <sup>3</sup> /s
V <sub>crue 1%</sub>	167544 m <sup>3</sup>
m	0,49
P	1,5 m

Tous les calculs et résultats sont illustres ci-après :

**Tableau N°II.39** : 1 ère étape de calcul de laminage

Largeur(m)	Hauteur(m)	Debit(m <sup>3</sup> /s)	Surface (m <sup>2</sup> )	Vitesse (m/s)	V <sub>forcée</sub> (m <sup>3</sup> )
4	2	24.56	8	3.0694501	84950
6	1.75	30.15	10.5	2.87120766	73150
8	1.5	31.90	12	2.65822176	61650
10	1.25	30.33	12.5	2.42661337	50550
12	1	26.04	12	2.17042898	39750
14	0.75	19.74	10.5	1.87964663	29350
16	0.5	12.28	8	1.53472505	19250
18	0.25	4.88	4.5	1.08521449	9450

**Tableau N°II.40** : 2 ème étape de calcul de laminage

hauteur	vitesse	hauteur tot	debit m3/s							
m	m/s	m	4	6	8	10	12	14	16	18
2	3.07	2.48	33.9	50.9	67.8	84.8	101.7	118.7	135.6	152.6
1.75	2.87	2.17	27.8	41.6	55.5	69.4	83.3	97.1	111.0	124.9
1.5	2.66	1.86	22.0	33.0	44.1	55.1	66.1	77.1	88.1	99.1
1.25	2.43	1.55	16.8	25.1	33.5	41.9	50.3	58.6	67.0	75.4
1	2.17	1.24	12.0	18.0	24.0	30.0	36.0	42.0	48.0	54.0
0.75	1.88	0.93	7.8	11.7	15.6	19.5	23.4	27.3	31.1	35.0
0.5	1.53	0.62	4.2	6.4	8.5	10.6	12.7	14.8	17.0	19.1
0.25	1.09	0.31	1.5	2.2	3.0	3.7	4.5	5.2	6.0	6.7

**Tableau N°II.41** : 3 ème étape de calcul de laminage

h	V <sub>ch</sub>	qlaminé	debit m3/s							
(m)	(m3)	(m3/s)	4	6	8	10	12	14	16	18
2	84950	12.8	33.9	50.9	67.8	84.8	101.7	118.7	135.6	152.6
1.75	73150	14.6	27.8	41.6	55.5	69.4	83.3	97.1	111.0	124.9
1.5	61650	16.4	22.0	33.0	44.1	55.1	66.1	77.1	88.1	99.1
1.25	50550	18.2	16.8	25.1	33.5	41.9	50.3	58.6	67.0	75.4
1	39750	19.8	12.0	18.0	24.0	30.0	36.0	42.0	48.0	54.0
0.75	29350	21.4	7.8	11.7	15.6	19.5	23.4	27.3	31.1	35.0
0.5	19250	23.0	4.2	6.4	8.5	10.6	12.7	14.8	17.0	19.1
0.25	9450	24.5	1.5	2.2	3.0	3.7	4.5	5.2	6.0	6.7

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe  $q = f(h)$  comme montre la figure II.17 et II.18.

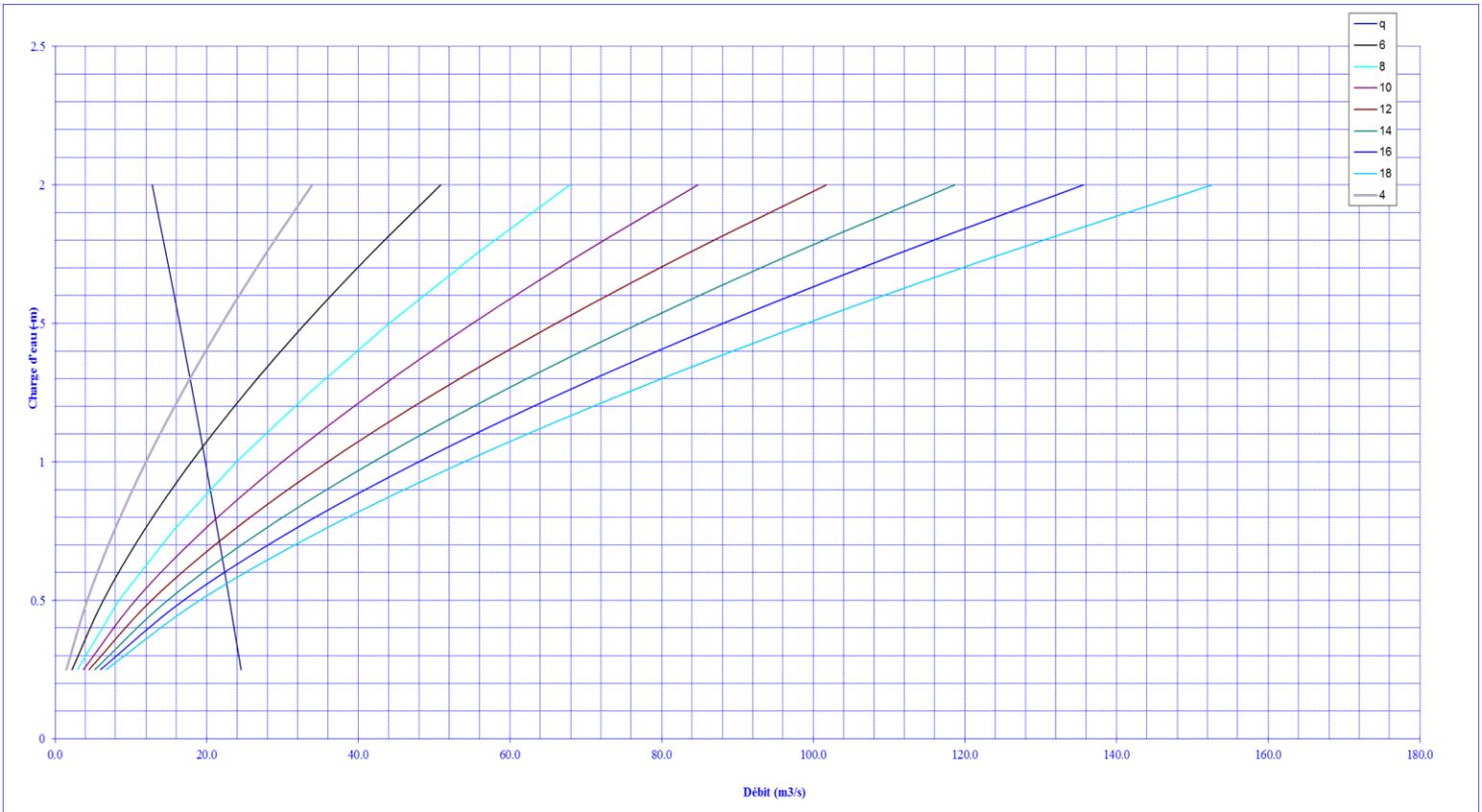


Figure II.17 : Courbes de  $H=f(Q,q)$ .

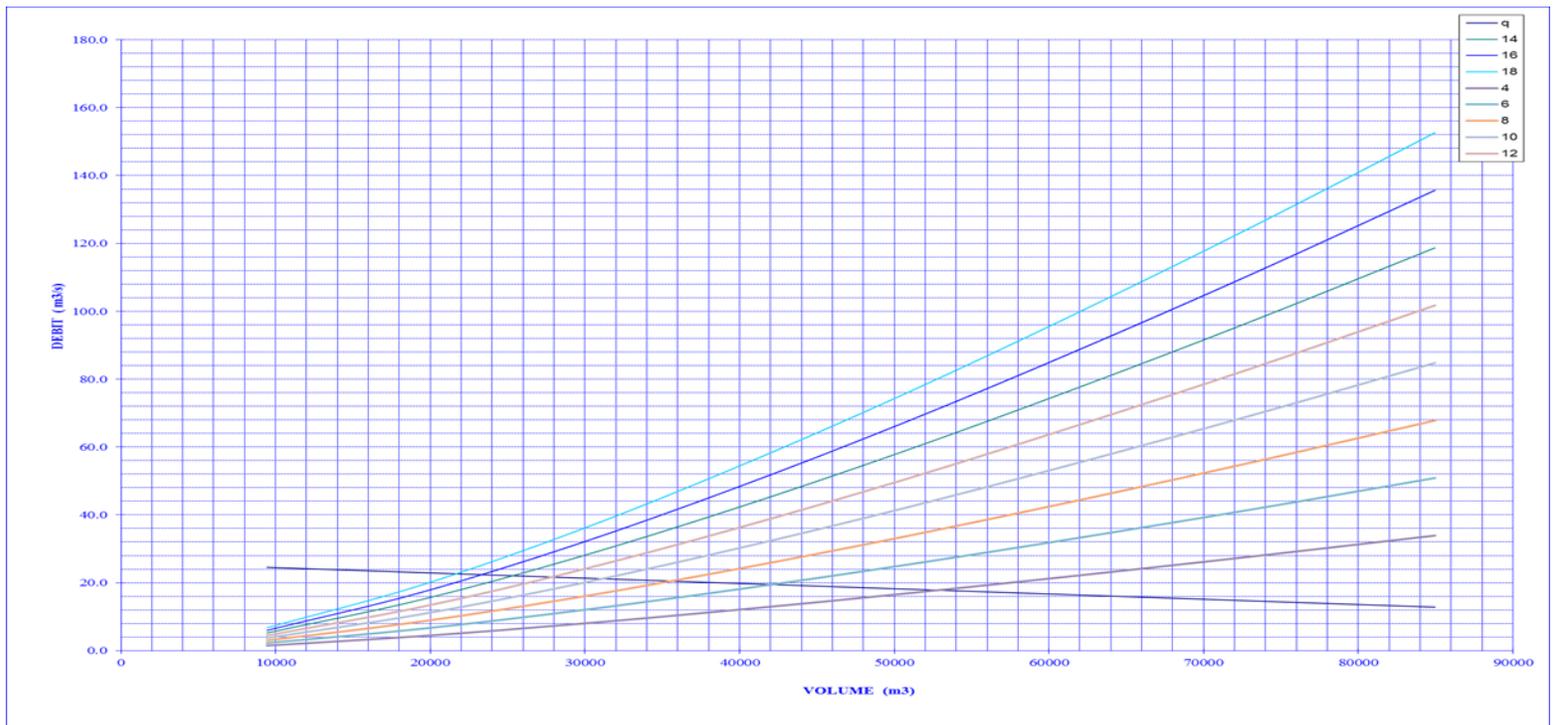


Figure II.18 : Courbes de  $V=f(Q,q)$

Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposé comme le débit évacuer, le volume forcé et la lame déversée sont représentés dans le Tableau N°II.42.

Tableau N°II.42 : Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

b(m)	H (m)	NPHE (m)	q(m <sup>3</sup> /s)	V <sub>forcé</sub> (m <sup>3</sup> )
4	2	354.783	12.8	84950
6	1.75	354.533	14.6	73150
8	1.5	354.283	16.4	61650
10	1.25	354.033	18.2	50550
12	1	353.783	19.8	39750
14	0.75	353.533	21.4	29350
16	0.5	353.283	23.0	19250
18	0.25	353.033	24.5	9450

II.7.2) ETUDE D'OPTIMISATION

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

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

✚ **Calcul du coût approximatif de la digue**

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

$$V_B = \Sigma V_i \dots\dots\dots (II.64).$$

Avec 
$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \dots\dots\dots (II.65).$$

V<sub>i</sub> : le volume du barrage à la cote i.

L<sub>i</sub> : Distance entre deux coupes voisines.

S<sub>i</sub> : Section transversale correspondante à la coupe i 
$$\left[ S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right] \dots\dots\dots (II.66).$$

B<sub>i</sub> : Largeur de base 
$$[B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b] \dots\dots\dots (II.67).$$

$m_1, m_2$  : Les fruits des talus .

$b$  : Largeur en crête (m).

$H_i$  : Hauteur de la tranche au point  $i$  [ $H_i = NNR - Cf + R + h_{dév} + t$ ]..... (II.68).

$R$  : Revanche en (m).

$t$  : Tassement en (m).

**🌈 Calcul de la revanche**

Plusieurs formulas sont utilisées pour le calcul de la revanche :

↳ Formule de STEVENSON GAILLARD

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (II.69). \quad \text{Avec} \quad H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (II.70).$$

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

$F$  : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre [ $F = 1.3$  km].

**A.N :**

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{1.3} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{1.3} = 0.86m$$

D'où :

$$V = 1.5 + 2 \cdot H = 3.22 \text{ m/s}$$

$$\text{Donc :} \quad R = 0.75 \cdot 0.86 + \frac{3.22^2}{2 \cdot 9.81} = 1.17 \text{ m}$$

↳ Formule de MALLET et PAQUANT

$$R = H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Avec} \quad H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (II.71).$$

$$\text{A.N :} \quad H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{1.3} = 0.876 \text{ m}$$

$$V = 1.5 + 2 \cdot H = 1.5 + 2 \cdot 0.876 = 3.252 \text{ m/s}$$

$$\text{Donc :} \quad R = 0.876 + \frac{3.252^2}{2 \cdot 9.81} = 1.27 \text{ m}$$

↪ Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (II.72).$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{1,3} = 1,34 \text{ m}$$

**Conclusion**

On prend une valeur moyenne donc :  $R = \frac{1,17 + 1,27 + 1,34}{3} = 1,26 \text{ m}$

**Largeur en crête**

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

↪ Formule de KNAPEEN:  $b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (II.73)$

↪ Formule de F-PREECE:  $b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (II.74)$

↪ Formule Anonyme (simplifiée):  $b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (II.75)$

↪ Formule pratique:  $b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (II.76)$

$H_b$  : Hauteur du barrage [m];

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

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \dots\dots\dots (II.77)$$

**Tableau N°II.43 : Variation de la hauteur du barrage**

b(m)	H (m)	NPHE (m)	R(m)	T(m)	Cote de la crête (m)	H <sub>b</sub> (m)
4	2	354.783	1.26	0.1	356.143	16.143
6	1.75	354.533	1.26	0.1	355.893	15.893
8	1.5	354.283	1.26	0.1	355.643	15.643
10	1.25	354.033	1.26	0.1	355.393	15.393
12	1	353.783	1.26	0.1	355.143	15.143
14	0.75	353.533	1.26	0.1	354.893	14.893
16	0.5	353.283	1.26	0.1	354.643	14.643
18	0.25	353.033	1.26	0.1	354.393	14.393

Tableau N°II.44 : Résultats des largeurs en crête obtenues.

Les formules utilisées	La largeur en crête b(m)							
	Les résultats obtenus							
	4	6	8	10	12	14	16	18
<b>KNAPEEN</b>	6.629	6.578	6.526	6.474	6.421	6.368	6.314	6.26
<b>F-PREECE</b>	5.42	5.385	5.351	5.316	5.281	5.245	5.209	5.173
<b>Simplifiée</b>	6.098	6.051	6.003	5.955	5.906	5.857	5.807	5.757
<b>En pratique</b>	6.696	6.644	6.592	6.539	6.486	6.432	6.378	6.323

On opte pour une largeur de crête égale à: **bcr = 6m.**

#### ✚ Calcul du coût de la digue

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

Tableau N°II.45 : Coût de la digue

Largeur déversants (m)	volume de la digue (m <sup>3</sup> )	Coût de la digue (millions de DA)
4	69794.29	24.428
6	67434.29	23.602
8	66108.57	23.138
10	65208.57	22.823
12	63488.57	22.221
14	62988.57	22.046
16	62922.86	22.023
18	62860	22.001

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5 mètre, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 350 DA.

#### ✚ Calcul du coût de l'évacuateur de crues

##### ↳ Coût du déversoir

Le déversoir envisagé est de type « Greager », ce type de profil s'adapte mieux à la lame d'eau de façons que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement .Le déversoir sera construit en béton armé.

Le coefficient de débit est  $m = 0.49$

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 :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H}\right)^{1,80} \dots\dots\dots (II.78)$$

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m) ; X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dév}} = S \cdot L \dots\dots\dots (II.79)$$

S : Section transversale (m<sup>2</sup>).

L : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube du béton à 22000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

**Tableau N°II.46 : Coût de déversoir.**

Largeur déversant (m)	volume du béton (m <sup>3</sup> )	Coût du déversoir (millions de DA)
4	18.09	0.398
6	21	0.462
8	27.20	0.5984
10	35	0.77
12	39	0.858
14	43.86	0.965
16	47.27	1.04
18	57.6	1.26722

↳ Calcul du coût du coursier

On opte pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement.

La longueur approximative du coursier est 52.5 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}} \dots\dots\dots (II.80)$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale à 0,5 mètre et le coût du mètre cube de béton est estimée 22000 DA.

La largeur du coursier est donnée par :  $b_{\text{cou}} = (Q_{e,\text{max}})^{0,4} \dots\dots\dots (II.81)$

Le Tableau (II.47) nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes.

Tableau N°II.47 : Coût de coursier.

Largeur déversant (m)	Débits déversant (m³/s)	Largeur de coursier (m)	Surface de béton (m²)	Volume de béton (m³)	Coût total millions DA
4	12.8	2.77	1.39	72.98	1.60556
6	14.6	2.92	1.46	76.65	1.6863
8	16.4	3.06	1.53	80.33	1.76726
10	18.2	3.19	1.6	82.18	1.808
12	19.8	3.3	1.65	84.36	1.85586
14	21.4	3.41	1.71	94.33	2.07516
16	23.0	3.51	1.76	106.04	2.3328
18	24.5	3.59	1.8	108.14	2.379

↳ le coût total du barrage

Le coût total (Digue + Evacuateur de crues) est donné ci-dessous :

Tableau N°II.48 : Coût Totale du barrage.

Largeurs déversants (m)	Coût de la digue (Millions de DA)	Coût de l'évacuateur de crue (Millions de DA)		Coût total (Millions de DA)
		déversoir	coursier	
4	24.428	0.398	1.60556	26.43
6	23.602	0.462	1.6863	25.75
8	23.138	0.5984	1.76726	25.5
10	22.823	0.77	1.808	25.40
12	22.221	0.858	1.85586	24.93
14	22.046	0.965	2.07516	25.09
16	22.023	1.04	2.3328	25.10
18	22.001	1.26722	2.379	25.35

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure (II.19), la largeur déversante donnant le coût minimum est **12 mètre**.

Donc la hauteur du barrage est : **Hb = 15.143mètre**

Et le niveau de crête est : **▼ Crête = 355.143mètre**

Tableau N°II .49 : Caractéristiques du barrage.

Dénomination	Unité	Quantité
Volume mort	M.m <sup>3</sup>	0.032
Volume utile	M.m <sup>3</sup>	0.182
Volume au niveau normal de la retenue	M.m <sup>3</sup>	0.214
Cote de fond (▼ fond)	m	340
Cote au niveau mort (▼NVM)	m	346.223
Cote au niveau normal de retenue (▼NNR)	m	352.783
Cote de plus hautes eaux (▼NPHE)	m	353.783
Cote de la crête (▼ crete)	m	355.143
Largeur de déversoir	m	12
Largueur en crête	m	6

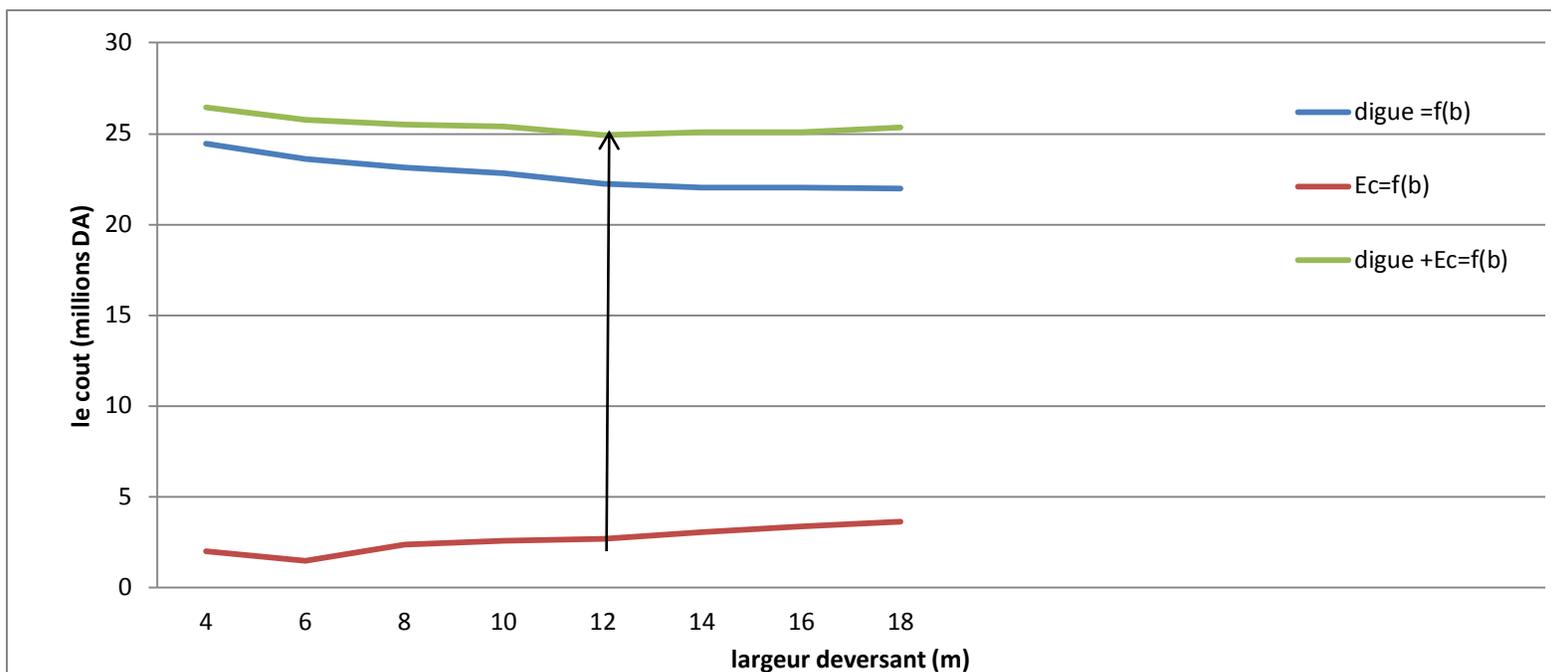


Figure II.19 : Courbe d'optimisation des coûts en fonctions de la largeur  $b$  du déversoir.

II.7.3) LAMINAGE POUR UN DEVERSOIR DE LARGEUR DE  $b=12\text{ m}$ .

Connaissant cette largeur, la courbe des débits déversants en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir est calculé et tracé.

Tableau N°II.50 : Volumes et débit déversant.

Courbe des débits déversant pour $b = 12\text{m}$					
1	2	3	4	5	6
Cotes (m)	Hd (m)	$q\text{ (m}^3\text{/s)}$	$1/2\ q\Delta t\text{ (m}^3\text{)}$	$V\text{ (m}^3\text{)}$	$V+1/2q\Delta t$
352.783	0	0	0	182000	182000
352.883	0.1	0.82353679	741.183113	185750	186491.183
352.983	0.2	2.3293138	2096.38242	189550	191646.382
353.083	0.3	4.2792227	3851.30043	193400	197251.3
353.183	0.4	6.58829434	5929.4649	197300	203229.465
353.283	0.5	9.20742125	8286.67912	201250	209536.679
353.383	0.6	12.1034696	10893.1226	205250	216143.123
353.483	0.7	15.2521148	13726.9033	209300	223026.903
353.583	0.8	18.6345104	16771.0594	213400	230171.059
353.683	0.9	22.2354934	20011.944	217550	237561.944
353.783	1	26.04252	23438.268	221750	245188.268

On trace la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir figure II.20.

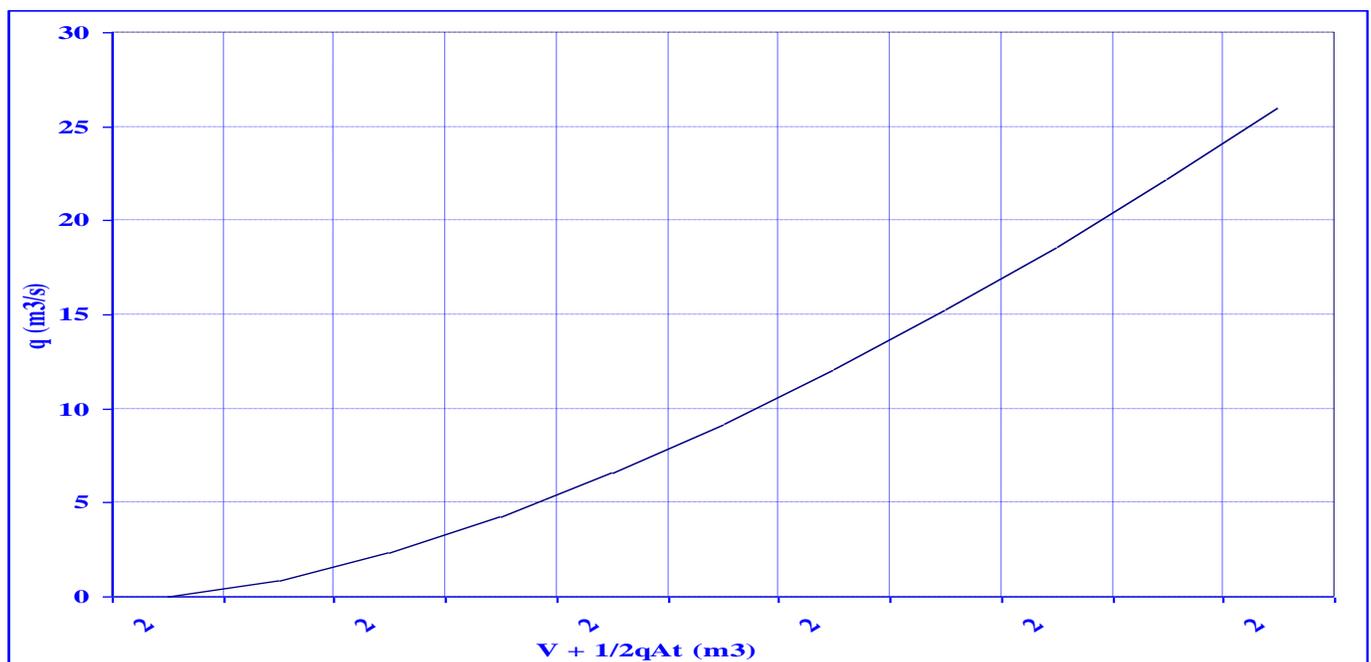


Figure II.20 : Courbe des débits déversant.

## **CONCLUSION**

Dans le cadre d'assurer le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques tels que les apports et les débits de crue, nous avons procédé dans ce chapitre à :

### **↪ Une étude hydrologique du bassin versant de l'Oued Medjoune**

Cette étude s'articule en plusieurs parties traitant les caractéristiques morphologiques et climatiques du bassin versant, les précipitations, les crues, le transport solide et la régularisation des apports de l'Oued Medjoune

### **↪ Un calcul de laminage des crues**

Ce calcul nous a permis de :

- 1- Réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter la sécurité globale de notre aménagement.
- 2- Optimiser la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue.
- 3- Obtenir la largeur déversante donnant le coût minimal ( $b=12m$ ).

CHAPITRE III :  
ETUDE DES VARIANTES DE LA  
RETENUE

## **INTRODUCTION**

Simultanément à la recherche d'un site, on doit réfléchir aux différents types d'ouvrages envisageables, à la vue des conditions et contraintes locales.

Les barrages peuvent être classés selon leur type de construction habituellement comme suit:

- Les ouvrages rigides, en béton, qualifiés ainsi parce que leur capacité de déformation est relativement faible. Ils ne s'accommodent, sauf exception, que de fondations rocheuses ou perméables, d'où on exclue ce type dans le cas de ce petit barrage qui repose sur de l'argile.
  - Les ouvrages souples, en terre, en enrochements, capables de suivre sans trop de dommages des mouvements de leur substratum. Ils sont évidemment, radicalement différents, dans leur conception, des précédents. Ils s'accommodent de fondations de moins bonne qualité.

### **III.1) CHOIX DU SITE DU BARRAGE**

L'axe ou le site du barrage n'est pas choisi au hasard mais doit respecter plusieurs conditions à savoir: sociologiques, hydrologiques, topographiques, géologiques et hydrogéologiques, géotechniques et économiques. La projection de l'axe doit répondre à ces conditions:

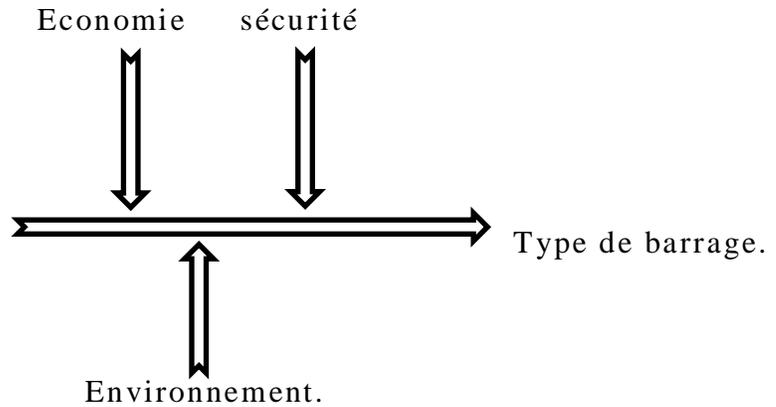
- L'axe doit être perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau.
- La projection de l'axe doit tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement.
- L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible pour des raisons économiques.

On s'est basé sur ces conditions et on a pu choisir le site de cette retenue et on a l'assurance d'avoir dans la cuvette les matériaux de construction nécessaires pour la confection de l'ouvrage en qualité et en quantité.

### III.2) CHOIX DU TYPE DE BARRAGE

Les principaux paramètres à prendre en considération dans le choix du type de barrage sont :

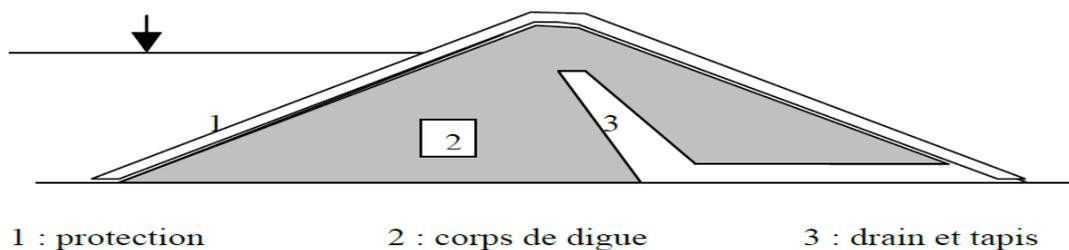
- ✓ Forme de la vallée.
- ✓ Risque sismique.
- ✓ Géologie et géotechnique.
- ✓ Matériaux de construction.
- ✓ Crue à maîtriser.
- ✓ Conditions climatiques.



Pour le cas présent, les conditions topographiques, géologiques et géotechniques, du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux et on a trois variantes au choix (voir planche N°2)

✚ **barrage homogène en argile** : Il est constitué d'un massif de terre compactée homogène imperméable muni d'un dispositif de drains et de protection mécanique amont.

**Condition principale:** disposer sur place et en quantité suffisante permettant d'obtenir après compactage, les conditions d'étanchéité et de stabilité suffisantes.



**Figure III.1:** barrage homogène.

✚ **barrage zoné a noyau d'argile** : Il est constitué d'un massif à zones dont chacune est constituée d'un matériau différent.

L'étanchéité est assurée par un noyau étanche en matériau argileux au centre ou à l'amont du barrage.

Le noyau est maintenu en place (épaulé) par une ou plusieurs zones en matériaux grossiers relativement perméables qui assureront la stabilité.

Entre les zones il est nécessaire d'interposer des couches filtrantes de transition en cas de discontinuité de granulométrie des matériaux.

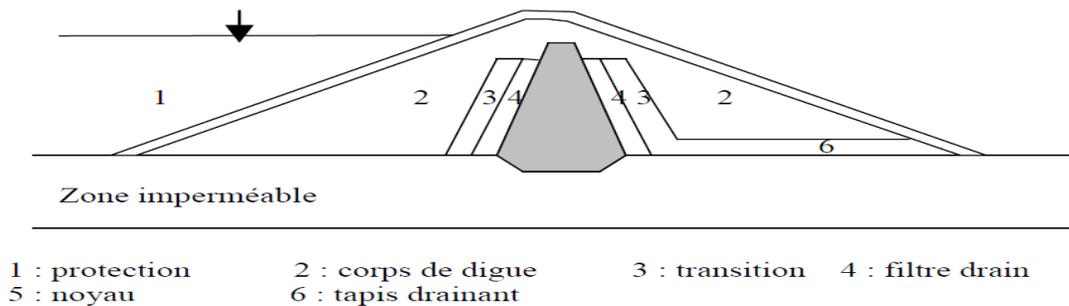


Figure III.2: barrage a noyau.

#### ✚ Barrage en enrochement avec masque en béton

C'est un barrage homogène avec un masque amont qui est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage tel que le béton bitumineux, géotextile ...

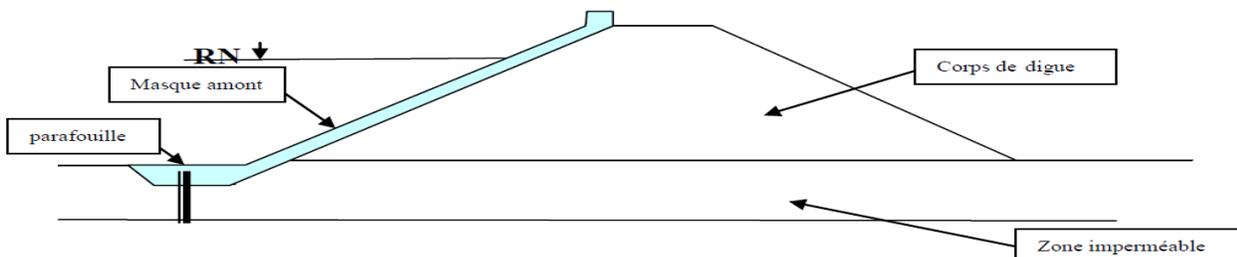


Figure III.3: barrage a masque amont.

### III.3) DEFINITION DE PROFIL GENERAL DU BARRAGE

#### III.3.1) HAUTEUR DU BARRAGE

##### III.3.1.1) Calcul de la revanche

La revanche a été calculée préalablement dans l'étude d'optimisation et elle est de 1,26 m ce qui fait que la hauteur du barrage est :

$$[H_b = NNR - C_f + R + h_{dév} + t] = 352.783 - 340 + 1.26 + 1 + 0.1 = 15.143m.$$

**III.3.2) LARGEUR EN CRETE**

La largeur en crête est calculée dans l'étude d'optimisation et elle est de 6m.

**III.3.3) LONGEUR EN CRETE**

La longueur en crête est tiré à partir du plan d'aménagement qui égale à : **L=173.73m**.

**III.3.4) PENTES DES TALUS**

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales.

**Tableau N°III.1 : Valeurs indicatives des pentes des talus.**

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

**III.3.5) BERMES**

Pour une digue qui dépasse les 15 m de hauteur, on est contraint de prévoir des bermes, qui auront un rôle dans la réalisation et la répartition des talus .En outre, elles assurent une stabilité à la digue et réduisent la vitesse des eaux qui glissent sur la surface su talus aval ,contribuant ainsi à éviter l'érosion .Elles servent d'appui aux revêtements des talus amont et aval et à l'accès pour la répartition des talus .Etant donné que la hauteur de notre digue est presque dépassé les 15m ,donc il ne sera pas prévu de bermes dans notre cas.

**III.4) BARRAGE EN TERRE HOMOGENE**

**III.4.1) PENTES DES TALUS :** D'après le tableau N°III.1 on a :

Parement amont : **m<sub>1</sub>=3** ; parement aval : **m<sub>2</sub>=2.5**.

III.4.2) PROTECTION DES TALUS

Les talus des barrages sont soumis à 3 types d'érosions dues :

- ✓ au ruissellement des eaux de pluies ;
- ✓ à l'action des vagues ;
- ✓ à l'action destructrice des animaux ;

1) protection du talus aval : sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement, en ayant soins de recouvrir le parement d'une couche de terre végétale de 5 à 10cm.

2) protection du talus amont : sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues  $h_v$  et leur vitesse de propagation  $V$  par la formule de T.V.A (Tennessee-Valley-Authority) :

$$e = C \cdot V^2 \dots\dots\dots(III.1)$$

$e$  : Epaisseur de l'enrochement en [m];

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

$C$  : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique  $\theta$  du matériau d'enrochement.

**Tableau N°III.2:** Valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids. (R.ROLLEY ,1977).

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\theta = 2,50$	$\theta = 2,65$	$\theta = 2,80$
1/3	0,028	0,025	0,023

On a un poids spécifique du Rip rap  $\theta = 2,65 \text{KN/m}^3$ , et une pente égale à 1/3, d'où la valeur de C est donnée 0.025.

Donc nous obtenons une épaisseur d'enrochement  $e=0,28\text{m}$ , mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,30m.

III.4.3) DRAINAGE DE LA DIGUE

L'eau possède la capacité à s'infiltrer à travers toutes les structures d'argile. Elle imprègne les barrages et leurs fondations, exerçant des effets insidieux qui peuvent s'avérer lourds de conséquence.

- Il existe aujourd’hui deux manières complémentaires de contrecarrer son action :
- soit en diminuant la quantité d’eau qui traverse structures et fondations, c’est-à-dire en renforçant l’étanchéité,
  - soit par le drainage, canalisant l’eau vers les parties de ces structures où ses effets seront les moins nocifs.

**III.4.3.1) but du drainage**

La fonction de drainage est d’intercepter les débits d’infiltration afin d’éviter que leur résurgence incontrôlée a l’aval ne nuise pas à la stabilité de l’ouvrage .En effet, le drainage dans les barrages en remblai vise à répondre d’une manière, aussi efficace, que possible aux objectifs suivants :

- ✓ Baisse de la ligne de saturation.
- ✓ Réduction de la pression de courant avec modification du réseau d’écoulement.
- ✓ Réduction de la pression interstitielle : contrôle des percolations et du non migration des éléments du remblai.

A) Calcul des drains :

Le système de drainage de la digue est constitué d’un tapis filtrant réalisé, en bas de la partie aval de la digue arrêté, combiné avec un filtre vertical arrêté sans oublier le prisme de drainage.

✘ **Dimensionnement du drain tapis** : pour intercepter les infiltrations dans le massif d’un barrage en terre nous disposons, habituellement, dans la partie avale du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, d’un drain tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l’intérieur du massif.

Ce drain s’étend sur 1/4 à1/3 de l’emprise du barrage.

La longueur du drain tapis est de :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots(III.2)$$

Lb : Longueur transversale du barrage [ L<sub>b</sub>= 87.36m].

Donc : L<sub>d</sub>= (87.36/3)=29.122m

✘ **Dimensionnement du drain vertical** :

Le drain vertical placé au centre du barrage constitue une solution pour la variante I (digue homogène avec drain vertical).

La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de 1m.

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par un drain tapis filtrant, pour drainer les fondations, en assurant le lien entre le drain vertical et le drain tapis filtrant.

Le niveau du drain vertical est arasé au niveau normal des plus hautes eaux à raison d'arriver aux points les plus hautes de saturation de remblai.

$$N_{dr} = NPHE = 353.783NGA$$

**✘ Dimensionnement du drain prisme :**

- a) Fruits des talus :  $\left\{ \begin{array}{l} m_1 = (1:2) ; \text{ on prend } m_1 = 1.5. \\ m_2 = (1.5:2.5) ; \text{ on prend } m_2 = 1.5. \end{array} \right.$
- b) Hauteur :  $H_{dr} = (0.15 : 0.2) H_b \dots \dots \dots (III.3).$

Avec :  $H_b$  : hauteur du barrage ( $H_b = 15.143m$ ).

On prend  $H_{dr} = 0.2H_b$  ; donc on aura  **$H_{dr} = 3.0286 \approx 3m$**

c) Largeur au sommet :

On va prendre :  **$b_{dr} = 2m$** .

d) Largeur en base du drain :

Elle est exprimé par :  $B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr} \dots \dots \dots (III.4)$

D'où :  **$B = 11m$**

**III.5) BARRAGE ZONE A NOYAU D'ARGILE**

**III.5.1) PENTES DES TALUS:** D'après le tableau N°III.1, les fruits des talus sont :

Parement amont :  **$m_1 = 3$**  ; parement aval :  **$m_2 = 3$** .

**III.5.2) PROTECTION DES TALUS**

1) protection du talus aval : il sera protégé contre l'érosion par un enrochement à réaliser au fur à mesure que les travaux de terrassement .Un enrochement de pierres reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0.2m) doit être réalisé.

2) protection du talus amont : sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues  $h_v$  et leur vitesse de propagation  $V$  par la formule de T.V.A (Tennessee-Valley-Authority) :  $e = C \cdot V^2$

$e$  : Epaisseur de l'enrochement en [m];

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

$C$  : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique  $\theta$  du matériau d'enrochement.

**Tableau N°III.3:** Les valeurs de  $C$  en fonction de la pente du talus et du poids (R.ROLLEY ,1977).

Pente du talus	Valeur de $C$ pour différents poids spécifique		
	$\theta = 2,50$	$\theta = 2,65$	$\theta = 2,80$
1/3	0,028	0,025	0,023

On a un poids spécifique du Rip rap  $\theta = 2,65 \text{KN/m}^3$ , et une pente égale à 1/3, d'où la valeur de  $C$  est donnée 0.025.

Donc nous obtenons une épaisseur d'enrochement  $e=0,28\text{m}$ , mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,30m.

**III.5.3) ETANCHEITE DU BARRAGE**

**III.5.3.1) noyau :**

Pour cette variante où le remblai n'est pas suffisamment imperméable, nous avons équipé le barrage d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage. Il est impératif de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité.

**III.5.3.2) Dimensionnement du noyau :**

**✘ Niveau en crête:**

$$N_{crN} = N_{cr} - 1 \dots\dots\dots(III.5)$$

$$N_{crN} = 355.143 - 1 = 354.143 \text{m}$$

**✘ La largeur en crête minimale du noyau est:**

$$b_{min} = 1/6 \cdot H_b \dots\dots\dots(III.6)$$

$$b_{min} = 1/6 \cdot 15.143 = 2.52 \text{m} ; \text{ On prend } \mathbf{b_{min} = 3m}$$

✘ La pente un talus amont et aval du noyau est :  $m_1 = m_2 = 0,75$ .

De la hauteur du noyau on tire la largeur à la base du noyau, la hauteur du noyau est:  $H_n = H_b - 1 \dots\dots\dots(III.7)$   $H_n = 14.143 \text{ m}$ .

✘ La largeur en base est:

$$B_{base} = 2 \cdot m_1 \cdot H_n + b_{min} \dots\dots\dots(III.8)$$

$$B_{base} = 2 \cdot 0,75 \cdot 14,143 + 3 = 24,2145 \text{ m} ; \text{ on prend } \mathbf{B = 25 \text{ m}}$$

**III.5.4) DRAINAGE DE LA DIGUE**

✘ Dimensionnement du drain tapis :

La longueur du drain tapis est de :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots(III.9)$$

$L_b$  : Longueur transversale du barrage [  $L_b = 87.36 \text{ m}$ ].

Donc :  $L_d = (87.36/3) = 29.122 \text{ m}$

✘ Dimensionnement du drain prisme :

a) Fruits des talus :  $\left\{ \begin{array}{l} m_1 = (1:2) ; \text{ on prend } \mathbf{m_1 = 1.5} \\ m_2 = (1.5:2.5) ; \text{ on prend } \mathbf{m_2 = 1.5} \end{array} \right.$

b) Hauteur :  $H_{dr} = (0.15 : 0.2) H_b \dots\dots\dots(III.10)$ .

Avec :  $H_b$  : hauteur du barrage ( $H_b = 15.143 \text{ m}$ ).

On prend  $H_{dr} = 0.2 H_b$  ; donc on aura  $\mathbf{H_{dr} = 3.0286 \approx 3 \text{ m}}$

c) Largeur au sommet :

On va prendre :  $\mathbf{b_{dr} = 2 \text{ m}}$ .

d) Largeur en base du drain :

Elle est exprimé par :  $B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr} \dots\dots\dots(III.11)$

D'où :  $\mathbf{B = 11 \text{ m}}$

**III.6) BARRAGE EN ENROCHEMENT A MASQUE EN BETON**

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

$$e = 0,3 + 0,001 \cdot H \dots\dots\dots(III.12)$$

H : hauteur de barrage égale 15.143m

A.N : e=0.315.

On prend les pentes des talus amont et aval égale à 2.5.

**III.7) ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE**

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

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

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \dots \dots \dots (III.13)$$

$N_{cr}$  : Côte de la crête du barrage.

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

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

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \cdot H_{bi} \dots \dots \dots (III.14)$$

$b_{cr}$  : Largeur en crête du barrage.

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

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) \cdot H_{bi} \dots \dots \dots (III.15)$$

$m_1, m_2$  : Fruit du talus amont et aval.

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

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \dots \dots \dots (III.16)$$

Avec : 
$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots \dots \dots (III.17)$$

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

En effectuant le même calcul on aura le volume de chaque matériau de construction pour les trois variantes.

Sur la base du volume de différents matériaux utilisés pour la construction du barrage pour les différentes variantes, et les prix unitaires pratiqués pour l'agence nationale des barrages (ANB), nous déterminons les coûts des différentes variantes.

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes

**Tableau N°III.4:** Coûts des variantes étudiées.

Variante N°	Matériaux	Quantité (m <sup>3</sup> )	Prix unit (DA)	Coût (10 <sup>6</sup> DA)	Totale (10 <sup>6</sup> DA)
1) Homogène	Recharge (argile)	69394.402	400	27.758	34.054
	Enrochement	3835.19	1100	4.219	
	Gravier(filtre et drain)	1147.442	1000	1.147	
	Sable (filtre et drain)	1163.175	800	0.93	
2) Zoné	Recharge	58633.639	400	23.453	36.238
	le Noyau	11961.347	500	5.981	
	Gravier (Filtre et drain)	1538.34	1000	1.538	
	Sable (Filtre et drain)	1308.333	800	1.047	
	Rip-rap	3835.19	1100	4.219	
3) Avec masque	Recharge (enrochement)	6398.324	1100	7.038	53.615
	masque en béton	3881.43	12000	46.577	

### III.8) COMPARAISON TECHNECO-ECONOMIQUE DES TROIS VARIANTES

A travers le tableau N°III.4, il apparait clairement que nous ne pouvons orienter que vers la 1 ère variante, car elle est la plus économique possible, et la plus facile à mettre en place techniquement. Il y a lieu de rappeler que la 1 ère variante est celle du barrage homogène entièrement constitué d'argiles imperméables.

## **CONCLUSION**

En tenant compte de ces conditions, nous avons opté pour un barrage en terre homogène vue les avantages qu'il présente.

Ce barrage en terre homogène soit à la rigueur remplir la condition suivante :

- Le coût du barrage doit être le plus économique possible.

CHAPITRE VI :  
ETUDE DE LA VARIANTE  
RETENUE

## **VARIANTE CHOISIE**

Barrage homogène en argile limoneuse.

Le niveau de la crête a été arrêté à la côte 355.143m NGA.

### **IV.1) CONCEPTION DE LA DIGUE**

#### **IV.1.1) REVANCHE DU BARRAGE**

La revanche est la différence d'altitude entre la crête de l'ouvrage et le plan d'eau pour la situation de projet considérée. On doit s'intéresser à la revanche sur les plus hautes eaux (PHE) ainsi qu'à la revanche sur la retenue normale. Elle est destinée à éviter que l'impact des vagues sur la crête puisse l'endommager.

Elle est fixé à : **R=1,26 m**

#### **IV.1.2) HAUTEUR DU BARRAGE**

$$[H_b = NNR - C_f + R + h_{\text{dév}} + t] = 352.783 - 340 + 1.26 + 1 + 0.1 = \mathbf{15.143m.}$$

Avec :

NNR : La coté du niveau normal de la retenue déterminée (m).

C<sub>f</sub> : La cote d'eau correspond au volume forcée en (m).

R : Revanche du barrage (m).

t : tassement en (m).

#### **IV.1.3) LARGEUR EN CRETE**

Largeur du couronnement est fixée à 6m.

#### **IV.1.4) LONGUEUR EN CRETE**

La longueur en crête est tiré à partir du plan d'aménagement qui égale à : **L=173.73m.**

#### **IV.1.5) CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE**

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage, et sa fondation et en particulier les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage.

Pour déterminer la classe de notre barrage, nous nous sommes basé sur le Tableau suivant :

**Tableau N°IV.1** : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs de barrage (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 N°IV.1, notre barrage appartient à la classe III.

#### IV.1.6) BERMES

Etant donné que notre digue est presque dépassé les 15 m donc il ne sera pas prévu des bermes dans notre cas.

#### IV.1.7) PENTES DES TALUS

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif, et de ses fondations. Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales, comme montre le tableau ci-après.

**Tableau N°IV.2** : Valeurs indicatives des pentes des talus.

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

D'où : Parement amont :  $m_1=3$  ; parement aval :  $m_2=2.5$ .

IV.1.8) PROTECTION DES TALUS

A) Première méthode

Les talus des barrages sont soumis à 3 types d'érosions dues :

- ✓ au ruissellement des eaux de pluies ;
- ✓ à l'action des vagues ;
- ✓ à l'action destructrice des animaux ;

A.1) Protection du talus aval : sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé au fur à mesure des travaux des terrassements .On fait un enrochement de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur 0.2m.

A.2) Protection du talus amont : sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues  $h_v$  et leur vitesse de propagation  $V$  par la formule de T.V.A (Tennessee-Valley-Authority) :

$$e = C \cdot V^2 \dots\dots\dots(IV.1)$$

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

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

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique  $\theta$  du matériau d'enrochement.

**Tableau N°IV.3:** Valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids (R.ROLLEY ,1977).

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\theta =2,50$	$\theta =2,65$	$\theta =2,80$
1/3	0,028	0,025	0,023

On a un poids spécifique du Rip rap  $\theta =2,65KN/m^3$ , et une pente égale à 1/3, d'où la valeur de C est donnée 0.025.

Donc nous obtenons une épaisseur d'enrochement  $e=0,28m$ , mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,30m.

50% des enrochements doivent avoir un poids unitaire « W » tel que :

$$W \geq 0.52 \cdot e^3 \cdot \theta \dots\dots\dots(VI.2)$$

$W=0.0168$  tonne.

Le diamètre moyen d'une pierre réduite en sphère égale :

$$D_p = (W / 0.524 \cdot \theta)^{1/3} \dots \dots \dots (IV.3)$$

On opte pour un diamètre égale à : **0.23 cm**

**B) Deuxième méthode**

**B.1) Protection du talus amont**

Les ingénieurs de l'U.S.ARMY utilisent de préférence, le tableau qui donne l'épaisseur minimum de la couche d'encrochement, ainsi que, les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

**Tableau N° IV.4 :** Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues (Gerard DEGOUTTE : Edition Cemagref .FRANCE ,1977).

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'encrochement (m)	Dmin (m)
0 ÷ 0,3	0,3	0,2
0,3 ÷ 0,6	0,4	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,45	0,3
1,2 ÷ 1,8	0,55	0,4
1,8 ÷ 2,4	0,7	0,45
2,4 ÷ 3	0,8	0,55

Pour notre cas, e=0.45m ; D<sub>50%</sub> min=0.3m

H : hauteur de la vague(m)=0.8945 m.

e : épaisseur de la couche d'encrochement(m).

D<sub>50%</sub> min : diamètre minimale du 50% de la pierre.

**Conclusion:** En analysant les résultats obtenus, on adopte pour la suite du dimensionnement de la digue une épaisseur de couche e = 45cm et un diamètre moyen de 30cm.

Donc une protection du talus amont d'une épaisseur de 30cm d'enrochement avec 40cm de filtre (lit de gravier et sable avec épaisseurs de 20cm pour chacun).

IV.1.9) DRAINAGE DE LA DIGUE

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

**✚ Les conditions des drainages**

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

**✚ Règles générales de dimensionnement des drains et filtres**

Dans les passages ultérieurs, nous avons fait allusions à plusieurs reprises aux conditions de non entraînement des fines particules encore dénommées "conditions de filtres" ; la référence usuelle en la matière est celle des règles de Terzagui.

Elles s'énoncent comme suit :

- Soit  $d_x$  la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre x% en poids dépassant lors du tamisage granulométrique ;
- Soit  $D_x$  celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

Condition de perméabilité  $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$  ..... (IV.4)

Condition de non entraînement des fines  $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$  ..... (IV.5)

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante :

$$4 \cdot d_{85} > D_{15} > 5 \cdot d_{15} \dots\dots\dots (IV.6)$$

Le plus souvent pour les petits barrages, on peut choisir un matériau drainant suffisamment perméable et satisfaisant directement à cette double condition, la mise en place d'un filtre est alors inutile. En outre pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant on devra s'assurer de la condition d'uniformité à savoir :

$$2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 8 \dots\dots\dots (IV.9)$$

Ces règles étant établies, dimensionnons à présent ces différents composants du système de drainage à savoir les filtres et les drains.

**✚ Calcul des drains**

**a) Dimensionnement du drain tapis**

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

Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

La longueur du drain tapis est de :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (IV.10)$$

L<sub>b</sub> : Longueur transversale du barrage [ L<sub>b</sub>= 87.36 m].

Donc :

$$L_d = (87.36/3) = 29.122m$$

**b) Dimensionnement du drain vertical**

Le drain vertical placé au centre du barrage constitue une solution pour la variante I (digue homogène avec drain vertical).

La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de 1m.

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par un drain tapis filtrant, pour drainer les fondations, en assurant le lien entre le drain vertical et le drain tapis filtrant.

Le niveau du drain vertical est arasé au niveau normal des plus hautes eaux à raison d'arriver aux points les plus hautes de saturation de remblai.

$$N_{dr} = NPHE = 353.783 \text{ NGA}$$

**c) Dimensionnement du drain prisme**

a) Fruits des talus :

$$\left\{ \begin{array}{l} m_1 = (1:2) ; \text{ on prend } m_1 = 1.5. \\ m_2 = (1.5:2.5) ; \text{ on prend } m_2 = 1.5. \end{array} \right.$$

b) Hauteur :  $H_{dr} = (0.15 : 0.2) H_b \dots \dots \dots (IV.11).$

Avec :  $H_b$  : hauteur du barrage ( $H_b = 15.143 \text{ m}$ ).

On prend  $H_{dr} = 0.2 H_b$  ; donc on aura  $H_{dr} = 3.028 \approx 3 \text{ m}$

c) Largeur au sommet :

On va prendre :  $b_{dr} = 2 \text{ m}.$

d) Largeur en base du drain :

Elle est exprimé par :  $B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr} \dots \dots \dots (IV.12)$

D'où :  $B = 11 \text{ m}$

**✚ Calcul des filtres**

a) Règles des filtres

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

**Condition 1**

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} \dots \dots \dots (IV.13)$$

D'où :

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

$n$  : Porosité du sol en fonction d'unité  $n = n_o - 0,1 \text{ Log } \eta$  ;

$n_o = 0,4$  pour les sols caillouteux ;

$n_o = 0,45$  pour les sols argileux.

**Condition 2**

Condition de (Terzagui ,1922) (CIGB ,1994)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \dots\dots\dots (IV.14)$$

D<sub>15</sub> : Diamètre de filtre ;

d<sub>15</sub> : Diamètre du sol à protéger.

*b) Détermination de la courbe granulométrique des filtres*

$$D_{17}^F = \frac{D_{PV}}{0,32 \cdot \sqrt[6]{U_F} \cdot (1 + 0,05 \cdot U_F)} \cdot \frac{1-n}{n} \dots\dots\dots (IV.15)$$

D<sub>17</sub><sup>F</sup>: Diamètre du filtre à 17 %

UF : Coefficient d'homogénéité du sol du filtre [UF = 15] ;

n : la porosité de filtre [n=0,4-0,1.log (UF)] ;

DPV : diamètre des particules soumises à un effet de voûte ;

$$DPV = (3 \text{ à } 4) \cdot d_{15}$$

d<sub>15</sub> : Diamètre des particules du sol protégé à 15%.

On déterminera aussi le diamètre minimum D<sub>min</sub> en fonction de D<sub>17</sub>

$$D_{\min} = \frac{D_{17}}{1 + 0,2 \cdot (1,7)^x} \dots\dots\dots (IV.16)$$

Où:

$$x = 1 + 1,28 \cdot \log (U_F).$$

Les autres valeurs de "Di" sont déterminées par la formule suivante :

$$D_i = [1 + 0,2 \cdot (0,1 \cdot i)^x] \cdot D_{\min} \dots\dots\dots (IV.17)$$

AN: d<sub>15</sub> = 0,0015mm;

d<sub>50</sub> = 0,0056 mm;

d<sub>85</sub> = 0,053 mm.

n = 0,4-0,1log (15) = 0,28      et      x = 1+1,28.log (15) = 2,505 .

Les résultats de la 1ère couche sont donnés dans le Tableau N° IV.5.

**Tableau N° IV.5:** Récapitulatif des résultats de la 1ère couche de filtre.

<b>D<sub>pv</sub></b>	<b>D<sub>17</sub></b>	<b>D<sub>min</sub></b>	<b>D<sub>5</sub></b>	<b>D<sub>10</sub></b>	<b>D<sub>15</sub></b>	<b>D<sub>20</sub></b>	<b>D<sub>50</sub></b>	<b>D<sub>60</sub></b>	<b>D<sub>80</sub></b>	<b>D<sub>100</sub></b>
(μ m)	(μ m)	(μ m)	(μ m)	(μ m)	(μ m)	(μ m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
4.5	10.39	5.63	5.89	6.83	8.84	12.17	0.06	0.108	0.216	0.374

Les résultats de la 2eme couche sont donnés dans le Tableau N° IV.6.

**Tableau N° IV.6 :** Récapitulatif des résultats de la 2eme couche de filtre.

<b>D<sub>pv</sub></b>	<b>D<sub>17</sub></b>	<b>D<sub>min</sub></b>	<b>D<sub>5</sub></b>	<b>D<sub>10</sub></b>	<b>D<sub>15</sub></b>	<b>D<sub>20</sub></b>	<b>D<sub>50</sub></b>	<b>D<sub>60</sub></b>	<b>D<sub>80</sub></b>	<b>D<sub>100</sub></b>
(μ m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
26.51	0.061	0.034	0.035	0.04	0.05	0.07	0.42	0.64	1.29	2.23

c) Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres

**Filtre N° 1**

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

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt{\eta}(1 + 0,05\eta) \frac{n}{1 - n} \dots\dots\dots(IV.18)$$

D'après la courbe granulométrique de F1

D<sub>5</sub> = 0,00589 mm ; D<sub>10</sub>=0,00683 mm ;

D<sub>17</sub>=0,0104mm ; D<sub>60</sub>=0,108mm ;

η=D<sub>60</sub>/D<sub>10</sub> = 15,81 Coefficient d'hétérogénéité ;

n<sub>0</sub>= 0,45 d'où n=0,33 ;

D<sub>5</sub>/D<sub>17</sub>=0,57 > 0,48 ;

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

**La condition de Terzagui (zone de transition) :**  $\frac{D_{15}}{d_{85}} < \frac{0,00884}{0,053} = 0,167 < 4$

La condition de Terzagui est vérifiée.

**Filtre N°2**

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

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt{\eta}(1 + 0,05\eta) \frac{n}{1 - n} \dots\dots\dots(IV.19)$$

$n_0 = 0,45$  d'où  $n = 0,33$  ;

$D_5/D_{17} = 0,57 > 0,45$  ;

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

La condition de Terzagui (zone de transition) :  $\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,05}{0,25} = 0,2 < 4$

La condition de Terzagui est vérifiée.

**Conclusion :**

On prévoit:

Une première couche de filtre en sable d'épaisseur = 20cm ;

La deuxième couche est en gravier d'épaisseur = 20cm ;

**IV.2) ETANCHEITE DU BARRAGE**

**IV.2.1) CLE D'ETANCHEITE**

En principe, le remblai peut reposer directement sur les sédiments qui sont étanches et consolidés par des milliers d'années de dépôts.

L'étanchéité de la fondation de notre digue est garantie par le substratum marneux imperméable qui joue le rôle de tapis étanche. Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile, afin d'assurer l'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions perméable.

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui de la digue, la hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 5m .Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage soit 0.3 m.

La largeur de base est de 4m indispensable pour la circulation des engins, les pentes des talus de la clé sont  $m_1=m_2=1$ .

### IV.3) LES INFILTRATIONS

Les infiltrations d'eau à travers le corps du barrage en terre et sous ses ouvrages sont créées par la charge d'eau au bief amont. Elle a pour conséquence la perte d'eau et les problèmes d'instabilités (phénomène de renards).

Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries de barrages sont dues aux infiltrations, c'est pourquoi il faut toujours exécuter un calcul sur les infiltrations, donc établir la position de la ligne phréatique dans le massif du barrage, déterminer le gradient de filtration, les vitesses de filtration et les débits de filtration à travers de l'ouvrage et le sol de fondation.

#### IV.3.1) TRACER DE LIGNE DE SATURATION

Il existe plusieurs méthodes de calcul des infiltrations à travers des barrages en terres : les méthodes expérimentales, hydromécaniques et les méthodes hydrauliques.

Pour le tracer de la ligne de saturation on utilise la méthode grapho-analytique de KOZENY.

#### ✚ Admissions dans les calculs de filtrations hydrauliques des barrages en terres

- 1/ On admet la filtration dans un seul plan.
- 2/ On prend les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan comme nulles.
- 3/ On suppose que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope, et que la couche imperméable avec un coefficient de filtration nul.
- 4/ La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol des barrages en terre homogène, mais elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

**KOZENY** a montré que la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal, dont le foyer « o » est situé au pied du parement aval du barrage (voir annexe C.1).

L'équation de la parabole s'écrit:

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \dots\dots\dots (IV.20) ;$$

Avec  $y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (IV.21)$

d : largeur de base du massif diminuée de 0.7b (d=21.098m).

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont (b=38.33m).

h : Hauteur d'eau en amont ( h=12.783m).

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondant au niveau normal de la retenue normale.

**AN :**  $y_0 = \sqrt{12.783^2 + 21.098^2} - 21.098 = \mathbf{3.57 \text{ m}}$

L'équation de la parabole s'écrit :

$$2xy_0 = y^2 - y_0^2 \text{ donc : } 2xy_0 = y^2 - (3.57)^2$$

D'où :  $y^2 = \mathbf{7.141 x + 12.745.}$

Les coordonnées de la parabole sont données dans le tableau N°IV.7.

**Tableau N°IV.7 :** Les coordonnées de la parabole.

<b>x(m)</b>	-1,785	-1	-0,5	0	2	4	6	8
<b>y(m)</b>	0,00	2.367	3.029	3.57	5.199	6.427	7.456	8.359
<b>x(m)</b>	10	12	14	16	18	20	21.1	
<b>y(m)</b>	9.173	9.921	10.616	11.269	11.885	12.472	12.783	

Le point d'intersection de la parabole avec la face aval du drain soit « c » est

déterminé par l'équation :  $a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} \dots\dots\dots (IV.22)$

$\alpha$  : angle de face aval du drain avec l'horizontale ( $\alpha = 90^\circ$ ).

$$\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$$

A partir de l'abaque de Casagrande (Annexe C.1), on détermine

On a :  $\alpha = 90^\circ$  d'où :  $\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0.25$  et :  $a + \Delta a = \frac{3,57}{1-0} = 3,57m.$

Donc  $\Delta a = 3,57 \cdot 0,25 = 0.893 m.$

D'où:  $a = 3,57 - 0.893 = 2.678m.$        **$a = 2.678 m.$**

**$\Delta a = 0.893m.$**

Connaissant « a » et « Δa », on peut tracer le profil de la ligne de saturation.

**IV.3.2) CALCUL DU DEBIT D'INFILTRATION (DEBIT DE FUITE) A TRAVERS LA DIGUE**

Le débit de fuite est estimé à partir de la loi de DARCY traduite par l'expression suivante :

$$q = K \cdot i \cdot A \dots\dots\dots (IV.23)$$

q : Débit de fuite en m<sup>2</sup>/s ;

i : Gradient hydraulique adimensionnel ;

A : section d'infiltration par unité de longueur ;

K : Coefficient de perméabilité en (m/s) ;  $K = 3 \cdot 10^{-9} m/s.$

Le gradient hydraulique est déterminé par :  $I = \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots (IV.24)$

Et :  $A = y \cdot I \dots\dots\dots (IV.25)$

Pour une digue homogène assis sur fondation imperméable

$q_n = Ky \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots (IV.26)$  ; Avec :  $y \frac{dy}{dx} = y_0 \dots\dots\dots (IV.27)$

D'où :  $q_n = Ky_0 (m^3/s/ml).$

AN:  $q_n = 3 \cdot 10^{-9} * 3,57 = 1.071 \cdot 10^{-8} m^3/s/ml$

**$q_n = 1.071 \cdot 10^{-8} m^3/s/ml.$**

IV.3.3) CALCUL DES FUITES A TRAVERS LA FONDATION

Le débit de fuite à travers la fondation est estimé à partir de la loi de DARCY traduite par l'expression suivante :  $q=K.i.A$ ..... (IV.28)

q : Débit de fuite en m<sup>2</sup>/s ;

i : Gradient hydraulique adimensionnel ;

A : section d'infiltration par unité de longueur  $A=T.1$ (T=5m profondeur du sol de fondation perméable);

K : Coefficient de perméabilité en (m/s) ;  $K=10^{-7}$ m/s.

$$i = H/Lb \dots\dots\dots (IV.29)$$

H : charge d'eau dans retenue ; Lb=87.36m l'emprise de barrage).

**A.N :**  $i=0.173 \leftrightarrow q=0.8667.10^{-7} \text{ m}^3/\text{s/ml}.$

IV.3.4) VERIFICATION DE LA RESISTANCE D'INFILTRATION DU SOL DU BARRAGE

✚ **Corps du barrage :** La résistance d'infiltration du sol est donnée par

$$I = \frac{\Delta H}{\partial n} \leq I_{adm} \dots\dots\dots (IV.30)$$

$\Delta H$  : charge d'eau dans la retenue  $\Delta H =12.783\text{m};$

$\partial n$  : Epaisseur moyen de la digue.

$I_{adm}$  : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau N°IV.8.

**Tableau N°IV.8:** Gradient hydraulique admissible (Volkov, 1986)

Sol du corps du barrage	Classification de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,5	1,6	1,8	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable- moyenne	0,7	0,8	0,9	1
Limon sableux	0,55	0,65	0,75	0,86
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

Donc:  $I_{adm}=1,8$  ;  $\Delta H=12.783$  m;  $\partial n =85.84$  m ;

$I = 0,149 \leq I_{adm}=1,8$

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

**✚ Fondation du barrage**

La vérification de la résistance d’infiltration générale est vérifiée si, et seulement si, la

condition suivante est vérifiée :  $\frac{I_{cr}}{K_s} \geq I_f$  ..... (IV.31)

$I_{cr}$  : gradient d’infiltration critique déterminé en fonction du type de sol de fondation.

**Tableau N°IV.9:** Gradient d’infiltration admissible.

Sols de fondation	$I_{cr}$
Argiles	1.2
Limons	0.65
Sables grossiers	0.45
Sables moyens	0.38
Sables fin	0.29

$K_s$  : Coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe du barrage d’après le tableau suivant :

**Tableau N°IV.10:** Détermination du coefficient de sécurité.

Classe du barrage	I	II	III	IV
$K_s$	1.25	1.2	1.15	1.1

$I_f$  : Gradient d’infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d’après la formule suivante :

$$I_f = (\Delta H / L_b + 0.88T_c) \dots\dots\dots (IV.32)$$

$T_c$  : profondeur de calcul de la zone de l’infiltration de la fondation ( $T_c=5$ m) ;

$\Delta H$  : Charge d’eau ( $\Delta H =12.783$ m).

Lb : Largeur à la base du barrage (L=87.36 m).

On a donc :  $I_f=0.139$ .

Notre barrage appartient à la classe III, ce qui donne  $K_s=1.15$ .

Fondation argileux :  $I_{cr}=1.2$  ;

$\frac{I_{cr}}{K_s} \geq I_f \leftrightarrow 1.09 \geq I_f=0.139$  ; donc la résistance d'infiltration à travers la fondation est assurée.

#### **IV.4) ETUDE DE STABILITE**

##### **IV.4.1) DEFINITIONS GENERALES**

La stabilité d'un talus est définie par la valeur du coefficient de sécurité. Cette valeur exprime la magnitude dans laquelle on peut réduire la résistance au cisaillement du sol pour que le glissement se produise le long de la surface la plus défavorable. Le résultat final du coefficient de sécurité dépend de:

- a. Les paramètres mécaniques du sol, obtenus pour l'investigation géotechniques, représentant les états de charge nécessaires à étudier tout en concevant le talus.
- b. La méthode de calcul de stabilité utilisée dans l'examen du facteur de sécurité.
- c. L'approximation avec laquelle on définissent les valeurs des pressions interstitielles (pressions des pores) et leur mode d'utilisation dans la méthode d'analyse de la stabilité choisie.

Le calcul de stabilité du talus est effectué dans le but de déterminer le coefficient de sécurité minimal qui garantit le bon fonctionnement de l'ouvrage et qui reste le plus économique.

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique (Méthode de FELLENIUS ;1926) dite « méthode des tranches », qui est de calcul en rupture circulaire.

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

1/-soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixent et / ou déterminer à priori.

2/- Soit par une série de calculs dit dimensionnement, ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

### **Le glissement des talus**

Il existe plusieurs types :

Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres), glissement en cascade et glissement, puits renard.

Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la côte du plan d'eau amont.

### **L'instabilité mécanique en fondation**

#### *IV.4.2) CONSEQUENCES DE L'INSTABILITE DES TALUS*

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe).
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte)

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

La stabilité des talus est analysée pour les états de charge suivants ou étapes de réalisation de l'ouvrage:

- A la fin de construction.
- opération ou exploitation (barrage plein).
- Lors d'une vidange rapide (talus amont).

Pour chacun des états de charge, il est nécessaire d'obtenir les paramètres de résistance au cisaillement des sols ( $C$  et  $\phi$ ) à partir d'essais de laboratoire adéquats qui reproduisent l'état de charge auquel est soumis l'ouvrage durant sa réalisation et exploitation.

**Tableau N°IV.1:** Caractéristiques géotechniques des sols.

Paramètres	Unité	Corps du barrage	fondation
$\varphi$	Degré (°)	22	21
C	Tonne/m <sup>2</sup>	2.8	2.8
$\gamma_{\text{sat}}$	Tonne/m <sup>3</sup>	2.14	2.32
$\gamma_d$	Tonne/m <sup>3</sup>	1.85	2.14

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste la détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible «  $k_{\text{adm}}$  ».

Les coefficients de stabilité admissible des talus utilisés dans les barrages en terre par la norme cubaine apparaissent dans le tableau suivant.

**Tableau N°IV.2:** Coefficient de stabilité admissible des talus (Reglamento de proyecto N°1066 (1983)).

Combinaison des charges	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de classe			
	I	II	III	IV
Etat des actions				
Fondamentales (sans séisme)	1.30-1.20	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10-1.05
Singulières (avec séisme)	1.10-1.05	1.10-1.05	1.05	1.05

Notre barrage fait partie de la III classe, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme :  $K_{\text{ss,adm}} = 1,15 - 1,1$

- avec séisme :  $K_{s,adm} = 1,05$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

Pour calculer la stabilité d'une digue, on suit l'ordre de calcul préconisé par Fondéev décrit comme suit :

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, La deuxième avec un angle  $85^\circ$  par rapport à la ligne du talus.
3. Tracer les arcs des cercles de rayons  $R_1$  et  $R_2$  avec :

$$R_1 = K_1 H_b ; \quad R_2 = K_2 H_b.$$

$H_b$  : Hauteur totale du barrage ( $H_b = 15.143m$ ).

( $K_1 - K_2$ ) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau N°IV.3

**Tableau N°IV.3** : Valeurs de  $K_1, K_2$ .

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1 / H_b$	0.75	0.75	1	1.5	2.2	3
$K_2 = R_2 / H_b$	1.5	1.75	2.3	2.75	4.8	5.5

**Pour notre cas :**

Talus	Pente de talus	$K_1$	$K_2$	$R_1(m)$	$R_2(m)$
Amont	3	1	2.3	15.143	34.8289
Aval	2.5	0.875	2.025	13.25	30.665

Le centre des rayons étant le point « B »

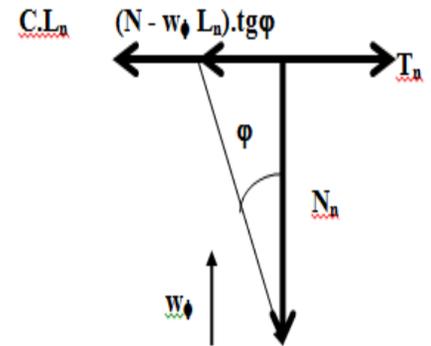
L'intersection des rayons  $R_1 ; R_2$  avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à côté du talus aval, et 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 :

Composante normale (forces stabilisatrices) :  $N = G_n \cos \alpha$ ..... (IV.33)

Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :  $T = G_n \sin \alpha$ ..... (IV.34)

Avec :  $\alpha$  : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale

o *Calcul des forces appliquées à chaque tranche*

**a)-Force de pesanteur (poids propre de la tranche)**

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit :  $G_n = b (\gamma_1 .h_1 + \gamma_2 .h_2 + \gamma_3 .h_3 )$ . .....(IV.35)

$h_1$  ,  $h_2$  ,  $h_3$  : hauteurs des tranches.

$\gamma_1$ : densité de la zone du massif située au-dessus de la ligne de saturation.

$\gamma_3$ : densité de la zone du massif située au-dessous de la ligne de saturation.

$\gamma_2$ : 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 le retenue (NNR).

$P = U . dl = \gamma_w . h .dl$ . .....(IV.36)

U : pression interstitielle.

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

$\gamma_w$  : poids volumique de l'eau •  $w=10\text{KN/m}^3$ .

h : hauteur de la tranche.

**c)-Forces de cohésion**

$$F_c = C \cdot dl \dots\dots\dots (IV.37)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

**d)-Forces dues au séisme**

$$T = a \cdot G_n \dots\dots\dots (IV.38)$$

a : Coefficient de séisme (a=0.25).

G<sub>n</sub> : Poids de la tranche.

○ *Classement des forces :*

On peut classer toutes ces forces comme suit :

• *Les forces stabilisatrices*

**a. Force de frottement**

$$F_1 = N_n \text{tg} \varphi - U \text{dl} \text{tg} \varphi \dots\dots\dots(IV.39)$$

$\varphi$  : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

**b. Force de cohésion**

$$F_c = Cdl \dots\dots\dots(IV.40)$$

Avec :  $dl = \frac{2 \cdot \pi \cdot R \cdot B_i}{360} \dots\dots\dots(IV.41)$

R : rayon de la courbe de glissement.

Bi : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N_n - U_{dl}) \operatorname{tg}\phi + c_{dl}] R \dots\dots\dots (IV.42)$$

• **Les forces motrices**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique (N<sub>t</sub>), (force de cisaillement) du poids (G<sub>n</sub>) qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (IV.43)$$

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro d'ordre de la section divisée}}{10} \dots\dots\dots (IV.44)$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha} \dots\dots\dots (IV.45)$$

- *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**

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - p_i) \operatorname{tg}\phi_i + \sum C_i \cdot dl}{\sum G_n \sin \alpha_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (IV.46)$$

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - p_i) \operatorname{tg}\phi_i + \sum C_i \cdot dl}{(1/R) \sum G_n \cdot a_n \cdot d_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (IV.47).$$

K<sub>ss</sub> : coefficient de sécurité sans séisme.

K<sub>as</sub> : coefficient de sécurité avec séisme.

**b) Retenue vide (fin de construction)**

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg}\phi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots\dots\dots (IV.48)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg}\phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots (IV.49)$$

**c) Vidange rapide**

Le calcul se fait uniquement pour le talus amont, car la vidange rapide d'une retenue en terre peut lui causer des dégâts.

$$K_{ss} = \frac{\sum Nntg\phi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (IV.50).$$

$$K_{as} = \frac{\sum Nntg\phi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i + (1/R)\sum Gn.dn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (IV.51).$$

Les résultats de calcul de stabilité sont donnés par les tableaux dans l'Annexe C.2

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau (IV.4).

**Tableau N°IV.4 : Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.**

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité		
		Sans séisme Kss.adm=1.15-1.1	Avec séisme Kas.adm=1.05	
Fin de construction	Talus aval	<b>R = 24.83 m</b>	2.17799	1.50043
		<b>R = 25.87 m</b>	2.22263	1.55608
		<b>R = 23.19m</b>	2.25969	1.52284
		<b>R = 28.24 m</b>	2.1938	1.5863
	Talus amont	<b>R = 27.66 m</b>	2.65165	1.717448
		<b>R =30.19 m</b>	2.52399	1.70937
		<b>R = 29.15m</b>	2.53118	1.66804
		<b>R = 31.23m</b>	2.46955	1.66895
En exploitation	Talus aval	<b>R = 24.83 m</b>	1.40449	3.0
		<b>R = 25.87 m</b>	1.41009	3.28376
		<b>R = 23.19m</b>	1.40064	2.89469
		<b>R = 28.24 m</b>	1.4606	3.77099
Vidange rapide	Talus amont	<b>R = 27.66 m</b>	2.49234	1.60357
		<b>R =30.19 m</b>	2.42865	1.63693
		<b>R = 31.23m</b>	2.4312	1.62749
		<b>R =29.15m</b>	2.46951	1.61432

## CONCLUSION

A partir des résultats de calcul obtenus dans ce chapitre on peut conclure que :

- La digue de notre retenue est une digue homogène (argile limoneuse) d'hauteur  **$H_b=15.143\text{m}$** .
- Le filtre est stable (pas de phénomène de renard).
- Le débit spécifique d'infiltration est de  **$q= 9.738* 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}$**  qui est faible.
- Tous les coefficients de sécurité calculée correspondants aux cercles critiques sont supérieurs aux coefficients de sécurité admissible, ce qui indique que l'ouvrage hydraulique est bien stable.
- On constate aussi que les coefficients de sécurité calculée varient en fonctions des rayons des cercles de glissements, ce qui montre que la zone probable au glissement pourrait être localisée si l'étude de stabilité était affinée.
- On constate également que les coefficients de sécurité calculée minimum sont légèrement supérieurs aux coefficients de sécurité admissible ce qui confirme que les pentes choisies peuvent être considérées optimales.

CHAPITRE V:  
ETUDE DES VARIANTES DES OUVRAGES  
ANNEXES

## **INTRODUCTION**

Un barrage est toujours accompagné d'ouvrages annexes qui concernent l'évacuateur des crues, la vidange et la prise d'eau.

Ces dispositifs peuvent être soit complètement séparés du corps du barrage, grâce à des tranchées ou des galeries souterraines, soit y être incorporés.

Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement –économie) à notre retenue.

### **V.1) OUVRAGE DE PRISE D'EAU**

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau normal de la retenue, et le niveau de plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

#### **V.1.1) TYPE DE PRISE D'EAU**

##### **✚ Prise d'eau en charge**

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle », ou en acier enrobé de béton .Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de commande au pied aval de la digue .En outre les inconvénients majeurs et le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange .

##### **✚ Prise d'eau flottante**

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparés, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient de celle-ci et celui du coût important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques.

##### **✚ Tour de prise**

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise- vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

## V.2) OUVRAGE DE VIDANGE

En principe, cet organe permet de vidanger le réservoir, pour l'inspection, l'entretien ou en cas de danger sur le barrage.

En premier lieu, il sert à contrôler la vitesse de remplissage du réservoir lors de la première mise en eau. La vidange de fond facilite également la gestion intelligente de l'eau retenue en permettant de laisser passer, après une forte crue, une part des sédiments apportés.

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

### ✚ *Conduite de vidange en charge*

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

### ✚ *Conduites à écoulement libre*

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

1/Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.

2/La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1 à 2) m de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

### ✚ *ouvrages de vidange à batardeau*

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes.

### V.2.1) CHOIX DE LA VARIANTE

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en terre), donc on ne peut retenir que la conduite de vidange.

La conduite avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie) et les accessoires supplémentaires (Reniflard) nécessitant beaucoup d'entretien.

La conduite en charge est plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque.

La variante de l'ouvrage à retenir est celle d'**une conduite en charge**.

#### **Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange**

-Il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (colmatage), et d'autre part prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements.

- Prévoir une bonne assise pour la conduite.

-Prévoir le nombre et la position des vannes nécessaires en fonction des types des conduites, de leur diamètre, de la charge amont du barrage et du volume stocké.

Quelques dispositifs minimums de vidange qu'on doit tenir en compte sont donnés dans le Tableau N°V.1).

**Tableau N°V.1** : Type de vidange de fond en fonction de  $H^2 \cdot \sqrt{v}$

$H^2 \cdot \sqrt{v}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position des vannes
$\leq 30$	P V C ou Acier	(160 – 200) 300 en Acier	Une vanne en aval
30 à 100	Acier	300 - 400	
100 à 300	Acier ou béton en âme tôle	400 – 600	Une vanne de garde amont et une vanne avale
300 à 700		600 – 800	
700 à 1500		800 - 1200	
$\geq 1500$	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne réglable en avale.

H : Hauteur du barrage en [m].

V : Volume d'eau stocké en [M m<sup>3</sup>].

Pour la conduite de vidange on prévoit une surélévation par rapport à la galerie de dérivation pour éviter tous risques d'envasement pouvant à la suite bloquer la vanne.

L'ouvrage de vidange sera constitué de deux vannes, une vanne de garde. (Batardeau) en amont et une autre en aval.

### **V.3) OUVRAGE D'EVACUATEUR DE CRUE**

L'évacuateur de crue est un ouvrage essentiel au barrage. Il a pour rôle d'éviter la submersion de la digue en évacuant les plus fortes crues.

#### **V.3.1) FACTEURS INTERVENANT DANS LE CHOIX DU TYPE D'EVACUATEUR DE CRUE**

Outre l'importance du risque en terme de vies humaines et le coût de construction, les facteurs principaux à considérer dans le choix de L'évacuateur le plus approprié a un projet donné, sont les suivants :

- a) la qualité des prévisions de crues;
- b) la sismicité de la zone de l'aménagement et la fiabilité de l'exploitation;
- c) la durée et les degrés d'utilisation;
- d) les conditions topographiques et géologiques particulières du site aménagé;
- e) le type de barrage;
- f) les conditions d'exploitation.

#### **V.3.2) DIFFERENTS TYPES D'EVACUATEUR DE CRUE**

##### **✚ Evacuateur de crues en puits (tulipe)**

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puit coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

**Avantages**

- ✓ Evacuation d'importants débits ( $80 < Q < 6000$ ) m<sup>3</sup>/s.
- ✓ Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

**Inconvénients**

- ✓ Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
- ✓ b) Problème de vibration.
- ✓ c) Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- ✓ d) Prévoir des protections anti vortex (coût et entretien).
- ✓ e) Dissipation au pied de la digue.

✚ *Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral*

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

**Avantage :**

- ✓ La limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversant.

**Inconvénient :**

- ✓ La saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

✚ *Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal*

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre.

**Avantages :**

- ✓ Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- ✓ Facilité de réalisation.

**Inconvénients :**

- ✓ Coût peu élevé.
- ✓ La difficulté de modification.

### V.3.3) CHOIX DE LA VARIANTE

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles pouvant arracher les arbres du site boisé ; la faible charge sur l'entonnement circulaire, et l'évacuation au pied de la digue pouvant causer l'érosion régressive ; tous ces problèmes ramènent à rejeter cette Variante .

L'évacuateur de crue latéral s'adapte au site du fait que les excavations seront réduites, mais le problème de saturation pour une crue de débit qui peut dépasser celui de la crue de projet rend celle-ci peu fiable.

L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal s'adapte aussi au site, puisque la largeur déversant n'est pas très importante et la topographie permet l'implantation.

Le bon fonctionnement et la sûreté de celui-ci pour les crues dépassant celle de projet et la facilité de réalisation rend cette variante la plus adéquate du côté technique et économique.

L'évacuateur des crues pour la retenue sera donc **latéral à entonnement frontal**.

## V.4) DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE DE VIDANGE

### V.4.1) CALCUL DU DEBIT DE VIDANGE

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots\dots\dots(V.1)$$

$V_u$  : volume utile en [m<sup>3</sup>].

$T$  : temps de vidange qui est estimé à 10 jours.

$Q_r$  : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

**A.N :**

$$Q_{vf} = \frac{0.182 \cdot 10^6}{10 \cdot 86400} + \frac{0.36 \cdot 10^6}{31,53 \cdot 10^6} = 0.22 \text{ m}^3/\text{s}$$

V.4.2) CALCUL DE LA SECTION DE LA CONDUITE DE VIDANGE DE FOND ET SA DIAMETRE

On a :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \dots\dots\dots(V.2)$$

D'où :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}} \dots\dots\dots(V.3)$$

Q<sub>vf</sub> : Débit de la vidange de fond (m<sup>3</sup>/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m].

μ : Coefficient de débit : μ ∈ [0,8 – 0,85].

$$S = \frac{0.22}{0,8 \cdot \sqrt{2g \cdot 12.783}} = 0,0175 \text{ m}^2$$

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0175}{\pi}} = 0.15 \text{ m}$$

Le diamètre de la conduite sera :

On prend un diamètre normalisé : **D<sub>vf</sub> = 150 mm**

✚ *Correction du coefficient de débit μ*

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \dots\dots\dots(V.4)$$

On a :

∑ξ<sub>I</sub> : Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

✚ *Coefficients des pertes de charge linéaires*

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \dots\dots\dots(V.5)$$

Avec :  $\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \dots\dots\dots(V.6)$

$\lambda$  : Coefficient de perte de charge.

$n$  : Coefficient de rugosité [ $n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ ].

$D$  : Diamètre de la conduite [ $D = 150 \text{ mm}$ ].

$L$  : longueur de la conduite de vidange en [m] ( $l = 85 \text{ m}$ ).

**A.N :**

$$\lambda = 0.046 \qquad \sum \xi_1 = 26.07 \text{ m}$$

**+** *Coefficient des pertes de charge singulières*

On a :

$$\xi_{\text{entrée}} = 0,5 \qquad \xi_{\text{sortie}} = 1 \qquad \xi_{\text{vannes}} = (0,1 + 0,1) = 0,2$$

Donc :

$$\sum \xi_s = 1,7 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (26.07 + 1,7)}} = 0,186$$

Et :

$$S = \frac{0,22}{0,186 \cdot \sqrt{2g \cdot 12,783}} = 0,075 \text{ m}^2$$

D'où :

$$D_{\text{vf}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,075}{\pi}} = 0,309 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :  **$D_{\text{vf}} = 400 \text{ mm}$**

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$V_S = \frac{Q_{\text{vf}}}{S_{\text{con}}} \dots\dots\dots(V.7)$$

$$V_S = \frac{0.22}{0,075} = 2,96 \text{ m/s}$$

**V.5) DIMENSIONNEMENT DE LA PRISE D'EAU**

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le Tableau N°II.34, le volume maximum demandé est celui du mois de juillet.

**V<sub>max</sub> = 0,052 Mm<sup>3</sup>.**

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{0,052 \cdot 10^6}{31 \cdot 86400} = 0,019 \text{ m}^3/\text{s} \approx 0,02 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donc :

T : Temps de prise (T = 30 jours).

$$Q_{\max} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

μ : coefficient de débit : μ = 0.3

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval.

A.N :

$$S = \frac{0,02}{0,30 \cdot \sqrt{2g \cdot 7.9}} = 0,0053 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0053}{\pi}} = 0,08253 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé : **D = 100 mm**

✚ *Correction du coefficient de débit μ*

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}}$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D} \dots\dots\dots (V.8)$$

AN :

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{0,046 \cdot 85}{0,1} = 44,96 \text{ m}$$

Donc :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 44,96}} = 0,147$$

Donc : **D = 150 mm**

✚ *Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau*

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\text{max}}}{S} = \frac{0,02}{0,0108} = 1,85 \text{ m/s}$$

## CONCLUSION

La conduite de prise est de diamètre de 150 mm, sera édiflée encore en tête de la dérivation.

Le prélèvement des eaux s'effectué à un seuil niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort, 347.9m NGA. Les organes de commandes seront regroupés avec ceux de la vidange au pied aval de la digue.

CHAPITRE VI:  
ETUDE DE LA VARIANTE CHOISIE DE  
L'EVACUATEUR DE CRUE

## **INTRODUCTION**

L'évacuateur de crue est un organe hydraulique qui permet de relâcher à l'aval tout ou partie d'une crue survenant de l'amont, de telle sorte que la sécurité du barrage ne soit pas mise en question pendant cet épisode.

### **VI.1) CHOIX DE L'EMPLACEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUE**

L'emplacement de l'évacuateur de crues dépend essentiellement de la géologie et de la topographie du site, tout en tenant compte bien sûr des facteurs économiques et de la sécurité de l'aménagement.

- ✚ De point de vue géologique, les deux rives favorisent l'implantation de l'évacuateur de crues (aucun problème d'instabilité des rives, bonne géologie).
- ✚ La topographie du terrain permet l'implantation de l'évacuateur de crues sur la rive droite avec toute sa longueur.

Donc pour notre cas, l'évacuateur de crue à entonnement frontal sera exécuté sur la rive droite qui plus favorable de point de vue topographique que la rive gauche.

Ainsi il sera rectiligne sur toute sa partie déversant et ses ouvrages intermédiaires (coursier, chenal).

### **VI.2) DIMENSIONNEMENT ET CALCUL HYDRAULIQUE**

Avant de procéder aux calculs hydrauliques, on doit vérifier la fiabilité de l'évacuateur de crues avec sa longueur déversant lors de l'évacuation de la crue centennale.

La charge au-dessous de déversoir est acceptable de point de vue que le niveau des plus hautes eaux sera encore inférieur à la crête du barrage.

Les calculs hydrauliques seront donc établis pour la même largeur déversant (12m) et pour la même charge ( $h_{dév}=1m$ ) et le même débit déversant ( $19.8 m^3/s$ ).

L'évacuateur de crues comprend les éléments suivants :

- ✓ Un seuil déversant pour le control du débit.
- ✓ Un canal d'approche.
- ✓ Un ouvrage intermédiaire comprend (chenal- convergeant- coursier).

- ✓ Un dissipateur d'énergie.
- ✓ Un canal de restitution.

VI.2.1) CANAL D'AMENEE

Le canal d'aménée (canal d'approche) permet de guider calmement la crue vers le seuil déversant.

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}} \dots\dots\dots(VI.1)$$

Q : Débit à évacuer [m<sup>3</sup>/s].

S<sub>can</sub> : Section du canal en [m<sup>2</sup>] et S<sub>can</sub> = H x b.

H : Charge d'eau [m] et H = h + P.

P : Hauteur de pelle en [m].

h : Lame déversant en [m].

A.N :  $V_{ap} = \frac{19.8}{12 \cdot (1+1,5)} = 0.66 \text{ m/s}$

$V_{ap} \leq V_{adm}$  tel que  $V_{adm}$  compris entre 4,4 et 10m/s donc pas de risque de l'érosion.

VI.2.2) DEVERSOIR

On adopte à un déversoir à profil Greager qui a l'avantage d'éviter toute suppression qui provoque la cavitation et l'érosion par la suite.

La figure suivante montre les différents paramètres du profil normal du déversoir.

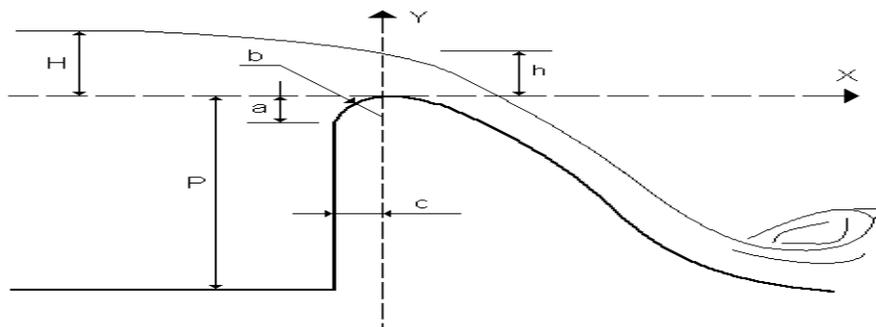


Figure VI.1: Paramètres du profil d'un déversoir

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 0,12 * H = 0,12 * 1 = 0,12 \text{ m} \\ b = 0,4 * H = 0,4 * 1 = 0,4 \text{ m} \\ c = 0,3 * H = 0,3 * 1 = 0,3 \text{ m} \end{array} \right.$$

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'expression du Greager suivante :

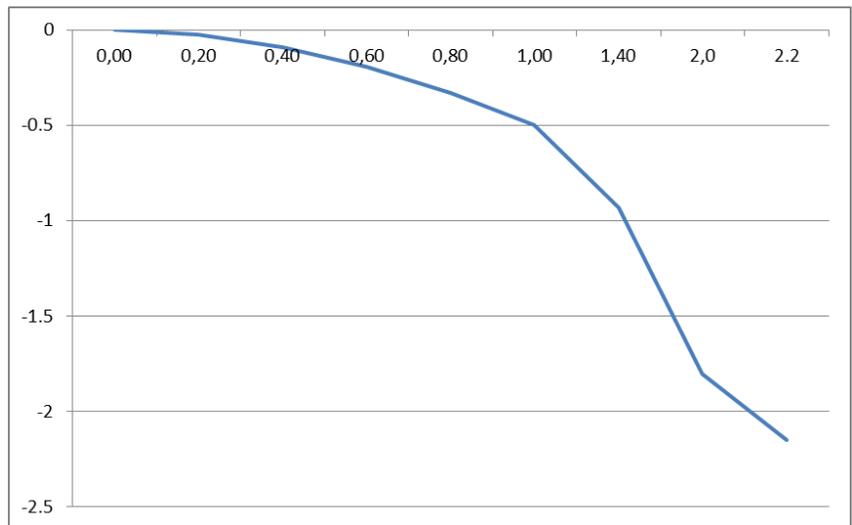
$$Y = \frac{X^{1,85}}{2 \cdot H^{0,85}} \dots\dots\dots(VI.2)$$

H : Charge sur le déversoir en [m].

Les coordonnées du déversoir sont données par le tableau N°VI.1 et le profil du déversoir est représenté ci-dessous.

**Tableau N° VI.1 :** Coordonnés de profil de Greager.

coordonnées graphiques	
X	Y
0,00	0
0,20	0.025
0,40	0.092
0,60	0.194
0,80	0.331
1,00	0.5
1,40	0.932
2,0	1.803
2.2	2.15



**Figure VI.2 :** Profil Greager

VI.2.3) CHENAL D'ECOULEMENT

Le chenal fait directement suite au déversoir, sa pente est assez faible, afin d'assurer un régime fluvial, il est en général de section rectangulaire, sa longueur est déterminée en fonction de la topographie est le type de raccordement.

*\*La profondeur critique dans le chenal*

$$Y_c = \sqrt[3]{Q^2 / b^2 g} \dots\dots\dots(VI.3)$$

Où : Q : débit laminé ; Q=19.8m<sup>3</sup>/s

b : largeur du déversoir ; b=12m

g : accélération de la pesanteur ; g= 9,81 m/s<sup>2</sup>

D'où : **Yc = 0.652m**

*\* pente critique*

La pente critique se détermine par la formule de Manning.

$$Q = K \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots(VI.4)$$

Avec :

R<sub>H</sub> : rayon hydraulique en [m];

I : pente en [m/m];

S : section mouillée;

K : coefficient de Manning –Strickler (K = 71)

*-Pour une section rectangulaire*

$$I_{cr} = \left[ \frac{Q \cdot (b + (2 \cdot y_c))^{2/3}}{K \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots(VI.5)$$

**A.N :**

$$I_{cr} = \left[ \frac{19,8 \cdot (12 + (2 \cdot 0.652))^{2/3}}{71 \cdot (12 \cdot 0.652)^{5/3}} \right]^2 \cdot 100\% = 0,258\%$$

$I_{cr} = 0.258\% > 0.1\%$ , donc la condition est vérifiée

**\*Calcul du convergent**

Le convergent et l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$L = 2,5 (l_1 - l_2) \dots\dots\dots(VI.6)$$

Ou :

$l_1$  : est la largeur au plafond du bief amont.

$l_2$  : est la largeur au plafond de la section de contrôle

**D'où :  $L=20$  m**

**VI.2.4) COURSIER**

Le coursier est un ouvrage de raccordement, il fait suite au chenal d'écoulement, sa fonction est de conduire l'eau au dissipateur d'énergie. Pour assurer de bonnes conditions de l'écoulement il est conseillé de lui donner une section rectangulaire.

**\*Largeur du coursier**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$L_{cou} = Q^{0.4} \text{ (m)} \dots\dots\dots(VI.7)$$

**D'où :  $L_{cou} = 3.301\text{m} \approx 4\text{m}$ .**

**\*Longueur du coursier**

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 52.5 m et  $I_{coursier} = 20 \%$ .

**\*La profondeur critique**

On a :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b}\right)^2} \dots\dots\dots(VI.8)$$

**Q : Débit de la crue  $Q = 19.8 \text{ (m}^3/\text{s)}$ .**

b : la largeur du canal. b=4m

Le tirant d'eau critique est :  $Y_{cr}=1.357m$

**\*La pente critique**

$$I_{cr} = \left( \frac{Q}{C_{cr} \cdot S_{cr} \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2 \dots\dots\dots(VI.9)$$

Scr : Section critique (m<sup>2</sup>).

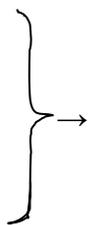
Rcr : Rayon critique (m).

Ccr : Coefficient de CHEZY

$$C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6} \dots\dots\dots(VI.10)$$

**A.N :**

$$Sc_r = B \cdot h_{cr} = 4 \cdot 1,357 = 5,428 \text{ m}^2$$



$$Rc_r = \frac{Sc_r}{Pc_r} = \frac{5,428}{6,714} = 0,808 \text{ m}$$

$$Pc_r = B + 2 \cdot h_{cr} = 4 + 2 \cdot 1,357 = 6,714 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{0,014} \cdot 0,808^{1/6} = 68,935$$

**Donc :** 
$$I_{cr} = \left( \frac{19,8}{68,935 \cdot 5,428 \cdot 0,808^{1/2}} \right)^2 \cdot 100\% = 0,347\%$$

$I_{coursier}=20\% > I_{cr}=0.347\%$

**\*Calcul de la ligne d'eau dans le coursier**

Le calcul de la ligne d'eau est effectué par moyen informatique ; avec logiciel CANALP.

**Tableau N°VI.2:** Calcul de la ligne d'eau

Q (m <sup>3</sup> /s)	Strickler	I (m/m)	Y <sub>N</sub>	Y <sub>C</sub>	Régime	L <sub>bief</sub> (m)
19.8	71	0.2	0.35	1.357	NT	52.5

Tableau N°VI.3: Calcul de la ligne d'eau à pas de 10 m

Section	Abscisse	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)	J (m/m)
Amont	0	10	1.36	1.06624	2.039	3.952
1	10	10	0.62	3.2373	3.869	34.283
2	20	10	0.51	4.33926	5.311	62.085
3	30	10	0.45	5.23542	6.617	91.236
4	40	10	0.42	5.80626	7.5	112.956
5	50	10	0.40	6.24713	8.205	131.442
Aval	60	10	0.39	6.48894	8.601	142.223

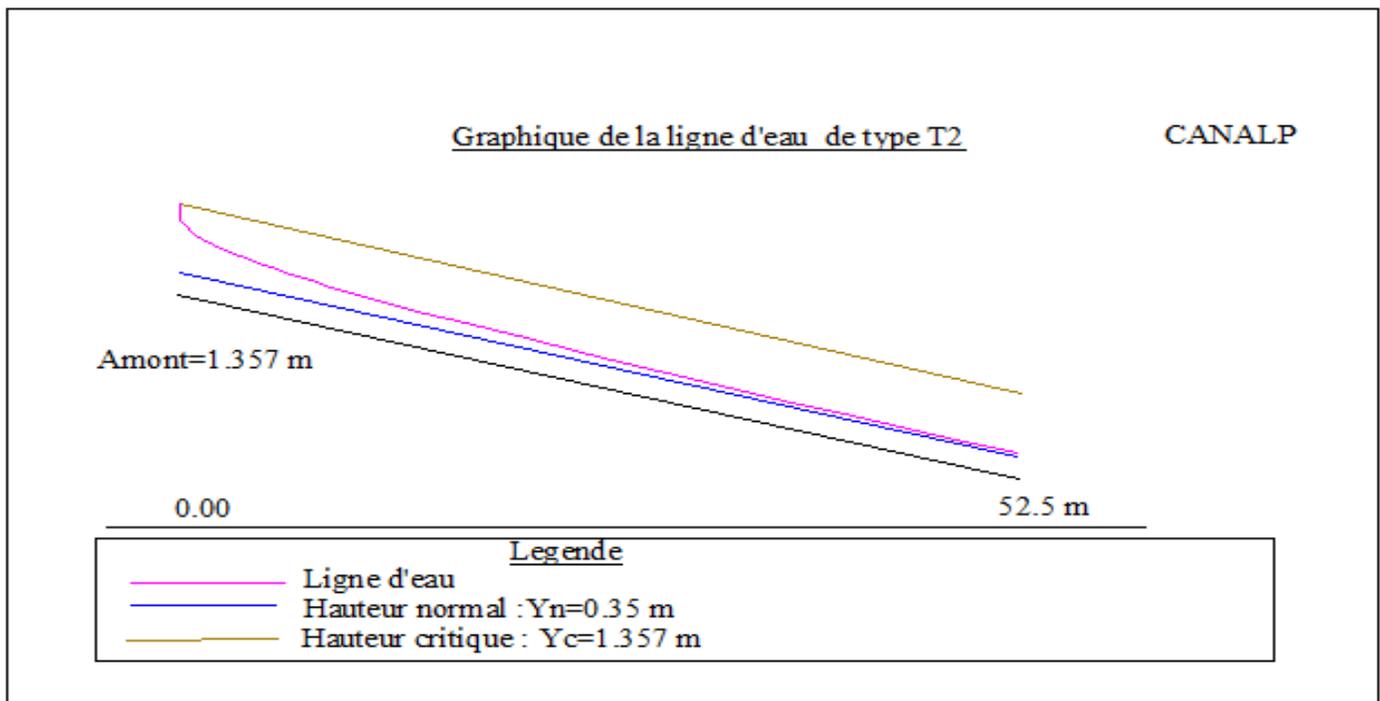


Figure VI.3 : Graphique de la ligne d'eau de type T2

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g h_c}} \dots\dots\dots(VI.11)$$

On a :

Où : Fr : nombre de Froude;

V : Vitesse de sortie du coursier tel que.  $V = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots(VI.12)$

AN :  $V = \frac{19.8}{4 \cdot 0.39} = 12,69m/s$  ; Donc :  $Fr = \frac{12.69}{\sqrt{9,81 \cdot 0,39}} = 6,49$

## VI.2.5) CALCUL DU BASSIN D'AMORTISSEMENT

Les tests réalisés par (USBR) « The United Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

- ✓  $FR \leq 1.7$  Ressaut ondulé.
- ✓  $1.7 \leq FR \leq 2.5$  Ressaut faible de petites apparitions en surface.
- ✓  $2.5 \leq FR \leq 4.5$  Ressaut oscillant.
- ✓  $4.5 \leq FR \leq 9$  Ressaut stable (Stationnaire).
- ✓  $FR \geq 9$  Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Froude est supérieur à 4.5, cela veut dire que le ressaut va se produire nettement.

La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée inférieure à 15 m/s, alors a appelé à utiliser le bassin de **type II**.

Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes (voir annexe C.3).

**\*Dimensionnement du bassin**

De l'abaque de l'Annexe C.3 On a :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 8,69 \quad \text{Et on a aussi :} \quad Y_1 = 0,39$$

Donc:  $Y_2 = 8.69 \cdot 0,39 = 3,39 \text{ m}$

**\* Largeur du bassin**

De l'abaque de l'Annexe C.3 on a :  $\frac{L_{\text{bas}}}{Y_2} = 2,7$

Donc:  $L_{\text{bas}} = 2,7 \times 3.36 = 9.07 \text{ m}$  et on prend : **Lbas = 9.1 m**

**\*Dimensionnement des blocs de chute**

-La hauteur des blocs de chutes :  $h1 = Y1 = 0,39 \text{ m.}$

-La largeur des blocs de chutes :  $l1 = Y1 = 0,39 \text{ m.}$

-Espaceement entre deux blocs de chutes :  $e_1 = Y_1 = 0,39 \text{ m.}$

**\*Dimensionnement des blocs Chicane**

-La hauteur des blocs :  $h_2 = 2 Y_1 = 0.78\text{m.}$

-La largeur des blocs:  $l_2 = 0.75 h_2 = 0.59\text{m.}$

-Espaceement entre deux blocs Chicane :  $e_2 = 0.75 h_2 = 0.59 \text{ m.}$

**\* seuil terminal**

-Hauteur du seuil terminal  $h_4 = 1.5 Y_1 = 0.59 \text{ m.}$

-Pente du seuil terminal :  $i=0.5.$

**\* Canal de restitution**

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec une talus 1/1 , pente de 0.6%.

✓ **La hauteur critique**

$$h_{cr} = \left( 1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \cdot \sigma_{cr}^2 \right) \cdot K \dots\dots\dots(VI.13)$$

Avec:  $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \dots\dots\dots(VI.14)$  et :  $\sigma = \frac{K \cdot m}{b} \dots\dots\dots(VI.15) [m = 1].$

Donc:  $K = \sqrt[3]{\frac{19.8^2}{g \cdot 9.1^2}} = 0.78$  et  $\sigma = \frac{0.78 \cdot 1}{9.1} = 0,09$

D'où :  $h_{cr} = \left( 1 - \frac{0,09}{3} + 0.015 \cdot 0,09^2 \right) \cdot 0,78 = 0,76 \text{ m}$

✓ **Pente critique**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots\dots\dots(VI.16)$$

$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_c \dots\dots\dots(VI.17)$  ; donc :  $S_{cr} = 3.61 \text{ m}^2$

$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1+m^2} \dots\dots\dots(VI.18)$  ; Donc :  $P_{cr} = 5.07 \text{ m}$

$R_{cr} = S_{cr} / R_{cr} \dots\dots\dots(VI.19)$  ; donc :  $R_{cr} = 0,71 \text{ m}$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6} \dots\dots\dots(VI.20) ; \quad \text{Donc : } C_{cr} = 67,46.$$

$$I_{cr} = \frac{19,8^2}{3,61^2 \cdot 67,46^2 \cdot 0,71} \cdot 100\% = 0.931\%$$

✓ **La profondeur normale**

La formule de l'écoulement uniforme ( formule de Chézy ) est :

$$Q = S.C. \sqrt{RI} \dots\dots\dots(VI.21)$$

Pour la hauteur normale on a :  $P_n = b + 2.h_n + 2h_n \sqrt{1+m^2} \dots\dots\dots(VI.22)$

$$S_n = 2mh_n + b.h_n \dots\dots\dots(VI.23)$$

$$R = S_n / P_n, \dots\dots\dots(VI.24)$$

$$C_n = R^{1/6} / n \dots\dots\dots(VI.25)$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative

$$Q = 1/n \times I^{1/2} \times (m \times h_n + b \times h_n)^{5/3} \times (b + 2.h_n + 2h_n \sqrt{1+m^2})^{-2/3} \dots\dots\dots (VI. 26)$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau N°VI.4 : Calcul de la profondeur normale**

Hn(m)	$(m \times h_n + b \times h_n)^{5/3}$	$(b + 2.h_n + 2h_n \sqrt{1+m^2})^{-2/3}$	Q m <sup>3</sup> /s
2	46.41589	0.17502	44.94713
1.5	28.7366	0.19926	31.68131
1.05	15.85862	0.22993	20.17497
1.035	15.48284	0.23116	19.8

Le calcul par itération donne : hn=1,035

✓ **Vitesse dans le canal**

$$V = \frac{Q}{S} = C. \sqrt{RI} \dots\dots\dots (VI. 27)$$

$$\text{AN : } V=67,14818 \cdot (0,6902 \cdot 0,006)^{1/2} \qquad V=4.32113 \text{ m/s}$$

$V \geq V_{adm}$  (1,8 à 2,2) m/s ; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

### VI.2.6) CONCEPTION DE L'EVACUATEUR DE CRUE

#### VI.2.6.1) Hauteur des murs bajoyers

1)° Hauteur des murs à l'entrée du déversoir

$$hm = h_e + r \dots \dots \dots \text{ (VI. 28)}$$

hm : Hauteur des murs bajoyers en [m].

he : Lambe d'eau sur le déversoir [m].

r : Revanche de sécurité (m) donnée par  $[r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}]$ .

$$V = 19,8 / (12 \cdot 1,357) = 1.21592 \text{ m/s} \qquad \text{donc : } r = 0.759 \text{ m.}$$

$$hm = 1,357 + 0,759 = 2,11643 \text{ m}$$

2)° Hauteur des murs du chenal

Sur le long du chenal d'écoulement, la hauteur des bajoyers doit atteindre la crête du barrage.

3)° Hauteur des murs au début du coursier

$$hm = 2,11643 + 0,759 = 2,88 \text{ m}$$

4)° Hauteur des murs à la fin du coursier

$$hm = 0,39 + 0,759 = 1,15 \text{ m.}$$

### CONCLUSION

Après une vérification de la fiabilité de l'évacuateur de crue avec sa longueur déversant lors de l'évacuation de la crue centennale, on a obtenu les dimensions hydrauliques suivantes :

- Canal d'amenée : Une vitesse d'approche de 0.66 m/s.
- Chenal d'écoulement : Une profondeur critique de 0.652m
- Convergent de longueur de 20m.
- Coursier de largeur de 4m et une pente critique de 0.347 %.
- Bassin d'amortissement type II de longueur de 9 m.
- Canal de restitution dont la vitesse d'écoulement dans le canal est d'ordre de 4.32m/s

CHAPITRE VII:  
DERIVATION PROVISOIRE

## **INTRODUCTION**

Une dérivation provisoire est nécessaire pour tout barrage pour éviter le retour des eaux dans le chantier.

Cet ouvrage est accompagné le plus souvent (sauf dans le cas d'un canal) par un batardeau amont jouant le rôle d'un amortisseur de crues, et facilitant en même temps l'acheminement des eaux vers la dérivation provisoire et un batardeau aval.

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

### **VII.1) TYPE D'OUVRAGE DE DERIVATION PROVISOIRE**

#### **+ Galerie de dérivation**

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

#### **+ Conduite de dérivation**

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

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

#### **+ Canal de dérivation**

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

### **Conclusion**

En fonction des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques, la dérivation se fait par une galerie et deux batardeaux.

### **VII.3) CHOIX DE LA CRUE DE DIMENSIONNEMENT**

Il n'y a aucune loi qui fixe le choix de la crue de dimensionnement mais seule l'économie et l'hydrologie peuvent en décider, dans notre cas on dimensionné avec une crue vingtenale.

Le débit maximum de cette crue est  $Q_{\max}(5\%)=21\text{m}^3/\text{s}$ .

**Succession des travaux**

- ✚ **1ère étape** : Mise en place d'un batardeau partiel pour pouvoir entamer les travaux de la galerie.
- ✚ **2ème étape** : Construction d'une galerie.
- ✚ **3ème étape** :-La coupure et dérivation de la rivière par la construction du batardeau amont.  
-Empêcher le retour des eaux vers la galerie par la construction du batardeau aval.
- ✚ **4ème étape** : Une fois les travaux achevés ; la galerie réalisée ; on enlève les batardeaux et puis on passe à la mise en eau.

**VII.4) DIMENSIONNEMENT DE LA DERIVATION PROVISOIRE**

**IX.4.1) GALERIE DE DERIVATION**

L'écoulement dans la galerie est un écoulement libre qui passe en écoulement en charge.

**a- l'écoulement à surface libre**

L'écoulement sera régit par la formule suivante :

$$Q = SC\sqrt{RI} \dots\dots\dots(\text{VII.1})$$

Où : Q : débit évacué,

S: Section mouillée  $S = \frac{R^2}{2} (\theta_{\text{rad}} - \sin \theta^0) \dots\dots\dots(\text{VII.2})$

R: Rayon hydraulique,  $R_{\text{cr}} = \frac{S}{P} \dots\dots\dots(\text{VII.3})$

$P_{\text{cr}}$  : Périmètre mouillé,  $P = R\theta_{\text{rad}} \dots\dots\dots(\text{VII.4})$

$C_{\text{cr}}$  : Coefficient de Chézy,  $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} \dots\dots\dots(\text{VII.5})$

I: pente du tunnel,  $i = 0,05$

La hauteur d'eau dans la galerie : 
$$h = (r - 1 - \cos \frac{\theta^0}{2}) \dots\dots\dots(VII.6)$$

$$\theta^0 = 2 \cdot \text{Arc cos} \left( 1 - \frac{h}{r} \right) \dots\dots\dots(VII.7)$$

**b- l'écoulement en charge**

L'écoulement devient en charge lorsque le niveau d'eau sera supérieur au diamètre de la galerie et l'écoulement sera régité par la formule suivante :

Q : débit évacué 
$$Q = u.S.\sqrt{2.g.Z} \dots\dots\dots(VII.8)$$

S : section de la galerie 
$$S = \pi \frac{D^2}{4} \dots\dots\dots(VII.9)$$

g : accélération de la pesanteur [m/s<sup>2</sup>] ;

Z : la dénivelée.

$$Z = (H + L \cdot I) - \frac{D}{2} \dots\dots\dots(VII.10)$$

μ : coefficient de débit ;

H : hauteur d'eau devant la galerie ;

D : diamètre de la galerie ;

L : longueur de la galerie [L = 221 m] ;

I : pente de la galerie [I = 0,05] ;

On a : 
$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i + \frac{\lambda \cdot L}{D}}} \dots\dots\dots(VII.11)$$

**✚ coefficient de résistance singulière**

$$\sum \xi_i = \xi_{entrée} + \xi_{sortie} \dots\dots\dots(VII.12)$$

À l'entrée :

$$\sum \xi_i = 0,5 + 1 = 1,5 \dots\dots\dots(VII.13)$$

λ: coefficient de résistance linéaire.

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \dots\dots\dots(VII.14) ;$$

n= 0,014m<sup>-1/3</sup>.s Rugosité de béton.

**Tableau N° VII.1 : Coefficient de débits.**

Dg(m)	Σζi	λ	λ.L/D	(1+Σζi+λL/D) <sup>0.5</sup>	μ
2	1.5	0.0194	2.149	2.16	0.46
2.5	1.5	0.0181	1.596	2.02	0.49
3	1.5	0.0170	1.251	1.94	0.52
3.5	1.5	0.0161	1.018	1.88	0.53
4	1.5	0.0154	0.853	1.83	0.55
4.5	1.5	0.0148	0.729	1.8	0.56

Pour l'écoulement en charge :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z} \dots\dots\dots(VII.15)$$

$$Z = H + ( L.I - D/2) \dots\dots\dots(VII.16)$$

**Tableau N° VII.2 : Q = f (D).**

Dg [m]	μ	S [m <sup>2</sup> ]	μ.S√2g	Z [m]	Q [m <sup>3</sup> /s]
2	0.46	3.142	6.401	H+4.21764	6.401.√Z
2.5	0.49	4.909	10.654	H+3.96764	10.654.√Z
3	0.52	7.069	16.281	H+3.71764	16.281.√Z
3.5	0.53	9.621	22.587	H+3.46764	22.587.√Z
4	0.55	12.566	30.614	H+3.21764	30.614.√Z
4.5	0.56	15.904	39.450	H+2.96764	39.450.√Z

Le laminage de la crue se fait de la manière suivante:

On détermine les volumes d'eau stockée à partir de l'hydrogramme de crue de fréquence 5% pour chaque heure du temps de crue et on ne s'arrête qu'une fois arrivé au temps de montée (tc=1.79 heures), ensuite on converti ces débits là en volumes et à

partir de la courbe capacité -hauteur on tire les hauteurs d'eau correspondantes à chaque volume.

Les résultats de calculs sont donnés dans le tableau (VII.3).

**Tableau N°VII.3 : Hdév = f (T)**

Temps(h)	Qc(m <sup>3</sup> /s)	Qmoy (m <sup>3</sup> /s)	V (m <sup>3</sup> )	Hdév(m)
0.0	0	0.52433	1887.588	0.89
0.4	1.0486564	2.62164	9437.904	3.305
		6.81627	24538.572	5.512
0.8	4.1946256	13.10821	47189.556	7.381
		18.88925	68001.3	8.621
1.2	9.4379077			
1.6	16.7785025			
1.79	21			

Les résultats du laminage sont donnés dans le Tableau VII.4

**Tableau N°VII.4 : Résultats du laminage.**

D (m)	2	2.5	3	3.5	4	4.5
Z (m)	12.83864	12.58864	12.33864	12.08864	11.83864	11.58864
Q (m <sup>3</sup> /s)	22.93545	37.80090	57.18929	78.53211	105.33458	134.29605

**VII.5) BATARDEAU**

**VII.5.1) TYPE DE BATARDEAU**

Le batardeau est prévu d’être de même type que la digue, il sera construit en remblai et exigera des caractéristiques géotechniques précises qui nécessitent un contrôle soigné des teneurs en eau.

**VII.5.2) CALCUL DE LA REVANCHE DU BATARDEAU**

- **Formule de STEVENSON GAILLARD**

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(VII.17)$$

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots(VII.18)$$

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

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre [F = 1,3 km].

A.N :  $H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{1,3} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{1,3} = 0,86m$

D'où :  $V = 1,5 + 2 \cdot H = 3,22 \text{ m/s}$

Donc :  $R = 0,75 \cdot 0,86 + \frac{3,22^2}{2 \cdot 9,81} = 1,17 \text{ m}$

o **Formule de MALLET et PAQUANT**

$$R = H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(VII.19)$$

$$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(VII.20)$$

A.N :  $H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{1,3} = 0,876 \text{ m} ; \quad V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,876 = 3,25 \text{ m/s}$

Donc :  $R = 0,876 + \frac{3,25^2}{2 \cdot 9,81} = 1,27 \text{ m}$

o **Formule Simplifiée**

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(VII.21)$$

$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{1,3} = 1,34 \text{ m}$

**Conclusion**

On prend une valeur moyenne donc :  $R = \frac{1,17 + 1,27 + 1,34}{3} = 1,26 \text{ m}$

**VII.5.3) CALCUL DE LA LARGEUR EB CRETE**

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

**Formule de KNAPPEN :**  $b = 1,65 \sqrt{H_b} \text{ (m)} \dots\dots\dots(VII.22)$

**Formule de PREECE :**  $b = 1,1 \sqrt{H_b} + 1 \text{ (m)} \dots\dots\dots(VII.23)$

**Formule simplifiée :**  $b = 3,6 \sqrt[3]{H_b} - 3 \text{ (m)} \dots\dots\dots(VII.24)$

Tableau N°VII.5 : Récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau.

Dg [m]	Hbat [m]	KNAPPEN	PREESE	Simplifié
2.5	8.243	4.737	4.158	4.272
3	5.884	4.002	3.668	3.499
3.5	5.22	3.77	3.513	3.245
4	4.785	3.609	3.406	3.066

On opte pour une largeur en crête égale à : **bcr=4m**.

**VII.6) CALCUL D’OPTIMISATION**

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

Pour assurer un écoulement à surface libre dans la galerie, les dimensions doivent être telles que la hauteur d'eau pour la crue de projet soit comprise entre 0,7 et 0,8 fois la hauteur de la galerie, mais ils peuvent parfois s'éloigner des dimensions optimales du point de vue hydraulique, afin de permettre l'utilisation de coffrage ou de vannes normalisés.

**Hypothèses de calcul**

- ✓ Ecoulement uniforme ;
- ✓ Pertes de charges sont calculées à l'aide de la formule de CHEZY.
- ✓ Sur un plan topographique, on positionne la digue, les batardeaux, l'axe de la dérivation et les ouvrages d'entrée et de sortie pour avoir la longueur réelle.
- ✓ La courbe de tarage nous donne les niveaux avals correspondants aux débits maximum et minimum  $Q_{max}$  et  $Q_{min}$ .

Le schéma suivant nous donne les différents paramètres pour cette méthode.

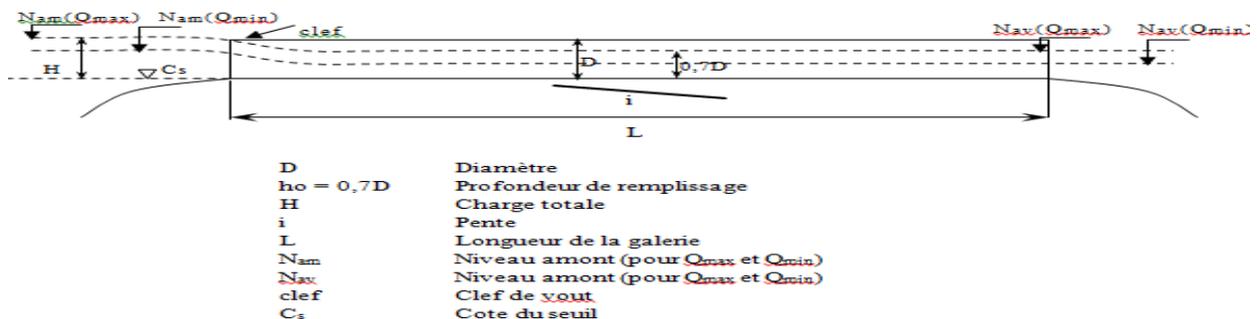


Figure IX.1 : Schéma de calcul de la dérivation

Le tableau qui suit illustre les paramètres à déterminer.

**Tableau N°VII.5 : Calcul d'optimisation.**

Paramètres hydrauliques	1	Diamètre	$D$ (m)
	2	Section du tunnel	$A$ (m <sup>2</sup> )
	3	Profondeur de remplissage	$h_o = 0,7D$ (m)
	4	Section mouillée	$A_1 = 0,74.A$ (m <sup>2</sup> )
	5	Rayon hydraulique	$R_h = 0,3D$ (m)
	6	Coefficient de Chezy	$C = 1/n R^{1/6}$
	7	Vitesse moyenne	$V = Q_{max}/A_1$ (m/s)
	8	Pente	$i = V^2/C^2R$
	9	Perte de charge linéaire	$h_l = i.l$ (m)
	10	Perte de charge à l'entrée	$Z_{entr} = V^2/2g_j^2$ (m)
	11	Perte de charge totale	$Z_o = Z_{entr} + h_l$ (m)
	12	Niveau amont pour $Q_{max}$	$N_{am} = N_{av} + Z_o$ (m NGA)
	13	La cote de niveau d'eau a l'entrée de tunnel	$N_I = N_{am} - Z_{entr}$ (m NGA)
	14	Cote du seuil	$C_s = N_I - h_o$ (m NGA)
Calcul des volumes des travaux	15	Hauteur du batardeau	$H_{bat} = N_{am} + R - C_f$ (m)
	16	Section du batardeau	$F_{bat} = (b + 3H_{bat}).H_{bat}$
	17	Longueur moyenne du batardeau	$L_{bmoy}$ (m)
	18	Volume du batardeau	$V_{bat} = L * F$ (m <sup>3</sup> )
	20	Conversion en volume de béton	$W'_{bat} = 0,1 V_{bat}$
	21	Volume d'excavation du tunnel	$V_{tun} = L . A$
	21	Conversion en volume de béton	$W'_{tun} = 1,5 V_{tun}$
	22	Coût total des travaux	$\Sigma W' = W'_{bat} + W'_{tun}$

Tableau N°VII. 6 : Application numérique.

	N°	Désignation	Valeurs			
			2.5	3	3.5	4
	1	D (m)	2.5	3	3.5	4
	2	A (m <sup>2</sup> )	4.91	7.07	9.62	12.57
	3	ho (m)	1.75	2.1	2.45	2.8
	4	A1 (m <sup>2</sup> )	3.63	5.23	7.12	9.3
	5	Rh (m)	0.75	0.9	1.05	1.2
	6	C	68.08	70.19	72.01	73.63
	7	V (m/s)	5.629	3.907	2.87	2.197
	8	i	0.009	0.003	0.002	0.001
	9	hl (m)	1.989	0.663	0.442	0.221
	10	Zentr (m)	1.994	0.961	0.518	0.304
	11	Z <sub>o</sub> (m)	3.983	1.624	0.96	0.525
	12	Nam (m)	346.983	344.624	343.96	343.525
	13	NI (m NGA)	344.989	343.663	343.442	343.221
	14	Cs (m NGA)	343.239	341.563	340.992	340.421
Calcul des volumes des travaux	15	Hbat (m)	8.243	5.884	5.22	4.785
	16	Fbat (m <sup>2</sup> )	236.813	125.771	100.062	84.766
	17	Lbmoy (m)	29.118	21.375	19.169	17.715
	18	Vbat (m <sup>3</sup> )	6895.521	2688.355	1918.088	1501.63
	19	W'bat (m <sup>3</sup> )	689.5521	268.8355	191.8088	150.163
	20	Vtun (m <sup>3</sup> )	1085.11	1562.47	2126.02	2777.97
	21	W'tun (m <sup>3</sup> )	1627.665	2343.705	3189.03	4166.955
	22	Cout total des travaux $\Sigma W' = W' \text{ bat} + W' \text{ tun}$	2317.2171	2612.5405	3380.8388	4317.118

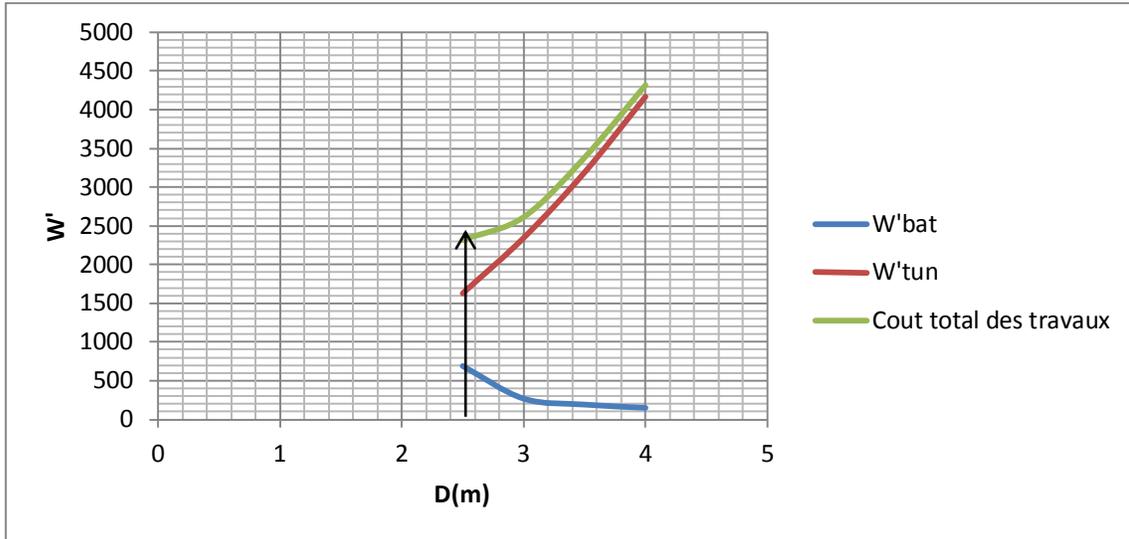


Figure VII.2 : Courbe d'optimisation des couts en fonction de diamètre de la galerie

D'où on opte pour un diamètre optimum égale à : **D=2.5m**

**VII.7) CONSTRUCTION DU BATARDEAU**

On construit le batardeau comme suit :

- Construction d'une banquette en béton
- Réalisation d'un filtre inverse (son rôle d'empêcher le retour d'eau)
- Remblayage du batardeau.

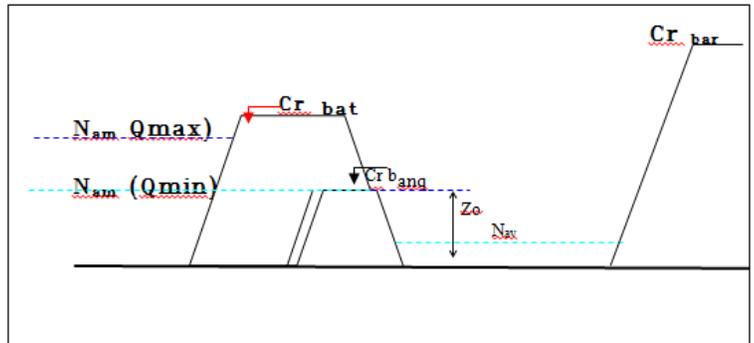
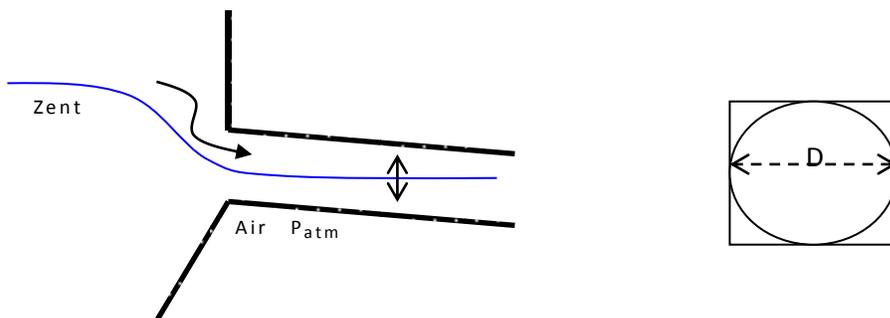


Figure VII.3 : Construction du batardeau

**Portail d'entrée**

La galerie de dérivation est constituée d'un portail d'entrée (déversoir à large seuil), d'un ouvrage intermédiaire et d'un portail de sortie.



Pour une perte de charge supérieure à 0,3D, l'entrée est noyée, au lieu d'un déversoir on aura un orifice noyé.

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

Il faut que  $Z_0$  soit inférieur de 2 à 3m, sinon la fermeture de cours d'eau devient difficile.

Pour déterminer  $Z_0$ , il faut remplacer dans le tableau précédent la valeur de  $Q_{max} = 21\text{m}^3/\text{s}$  par  $Q_{min} = 17,9\text{ m}^3/\text{s}$  , On trouve finalement  $Z_0 = 1.538\text{m}$

**Pente critique**

$$i_{cr} = \frac{Q^2}{C_{cr}^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots\dots\dots(\text{VII.25})$$

✚ Le débit unitaire :

$$q = Q/l \Rightarrow q = 21\text{m}^3/\text{s}/\text{m.l}$$

La hauteur d'eau critique :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots(\text{VII.26}) ; \quad y_c = 1,07\text{m}$$

Scr: section critique;

Pcr: périmètre critique;

Rcr: rayon hydraulique critique;

Ccr: coefficient de Chezy.  $i_{cr}=0,12$

D'où :  $I=0,009 \leq i_{cr}$  .

Le portail d'entrée est un déversoir à large seuil à une section (1-1) rectangulaire de largeur  $D=2.5\text{ m}$ .

Ensuite La section devient circulaire (scir)(2-2);de cette condition on peut déterminer la hauteur C du portail.

$$V1=V2=Q/S_0=Q/Scir$$

$$C= D (1-\pi/4)=2.5(1-\pi/4) \dots\dots\dots(\text{VII.27}) ; \text{ Donc } C=0,538\text{ m}$$

**VII.8) CHOIX ET CALCUL DE L'OUVRAGE DE RESTITUTION**

L'ouvrage de restitution sera implanté afin qu'il dissipe l'énergie cinétique de l'eau à la sortie de la galerie de dérivation.

La vitesse de l'eau à la sortie de la galerie est  $V = \frac{Q}{S}$  .....(VII.28)

Q : débit laminé ;  $Q = 17,9 \text{ m}^3/\text{s}$

S : section de la galerie ;  $S = 4.906\text{m}^2$

D'où :  $V = 3.649\text{m/s}$ .

*Nombre de Froude* :  $F = \frac{V}{\sqrt{gh}}$  ..... (VII.29)

h : hauteur d'eau à la sortie de la galerie ;  $h = 0.7D=1.75\text{m}$

D'où :  $F = 0,881$ .

$F=0,881$ , ça veut dire qu'il y a formation d'un ressaut ou plus exactement un pré ressaut, il n'est pas nécessaire de prévoir des déflecteurs et seuils sauf qu'il faut allonger le bassin d'avantage pour contenir l'écoulement pendant son ralentissement.

### **CONCLUSION**

D'après l'étude d'optimisation on remarque que le diamètre optimum est égal à 2.5m ce qui correspond à une hauteur du batardeau égal à 8.243m.

On estime que la hauteur du batardeau obtenue est raisonnable vis-à-vis la hauteur du barrage qui est ( $H_b = 15.143\text{m}$ ).

CHAPITRE VIII:  
ORGANISATION DE CHANTIER

## **INTRODUCTION**

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts.

L'organisation de chantier consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Cette organisation doit impérativement passer par une étude théorique qui s'appelle la planification.

### **VIII.1) OBJECTIF DE LA PLANIFICATION**

La planification d'un chantier a pour objectif d'assurer que tous les travaux se font dans un ordre correcte, à temps et aussi économique que possible.

#### **VIII.1.1) TECHNIQUES DE LA PLANIFICATION**

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- ↳ Méthodes basées sur le réseau ;
- ↳ Méthodes basées sur le graphique.

#### **VIII.1.2) ETAPES DE LA PLANIFICATION**

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes

##### **VIII.1.2.1) Collection des informations**

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

##### **VIII.1.2.2) Décomposition du projet**

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

##### **VIII.1.2.3) Relations entre les tâches**

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

##### **VIII.1.2.4) Attribution des durées**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :  
Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) et les dimensions du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n} \dots\dots\dots(IX.1) \quad \text{Avec :}$$

- Q = Quantité de travail
- N = Rendement
- n = Nombre d'équipes

**VIII.1.2.5) Construction du réseau**

Pour la construction du réseau on doit :

- ↳ Etablir la liste des opérations (tâches)
- ↳ Détermination des tâches qui précèdent et succèdent chaque opération

**Tableau N° VIII.1 : Symboles des opérations+ Tâches qui précèdent et succèdent**

Tavaux	Opérations	Duré (Jours)	Précèdent	Succèdent
Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier	A	45	B, G	—
Pré batardeau	B	15	C	A
Tunnel de dérivation	C	30	D, I	B
Batardeau	D	45	E	C
Excavation du barrage	E	30	F	D
Recharge de la digue	F	90	L	E
Excavation de l'évacuateur de crue	G	30	H	A
Construction de l'évacuateur de crue	H	60	L	G
Puits des vannes	I	20	J	C
Embouchure vidange	J	20	K	I
Prise d'eau et conduite	K	30	L	J
Travaux de finition	L	60	—	F, K, H

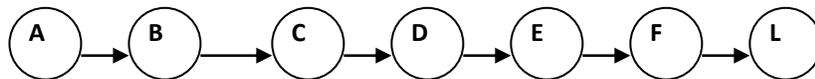
- ↳ Construction et regroupement des graphes partiels (réseau à nœuds ; planche N°7)

**VIII.1.2.6) Calcul du réseau**

Il est préférable dans notre cas d'opter pour la méthode des potentiels pour le calcul de notre réseau à nœuds (planche N°7)

*VIII.1.2.6.1) Chemin critique*

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale (MT) nulle (0) est donné par le chemin suivant :



$$DTR = \sum TR = 45 + 15 + 30 + 45 + 30 + 90 + 60 = 315 \text{ jours.}$$

D'après le chemin critique, le temps de réalisation égale à **315 Jours** .

### VIII.2) DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DU BARRAGE

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le cout des différents travaux à savoir les excavations, les remblais, et le bétonnage pour la digue et les ouvrages annexes.

Les résultats sont illustrés dans le tableau N° VIII.2 et tableau N° VIII.3

#### VIII.2.1) COUT DE LA DIGUE

Le calcul est basé sur les coupes en travers de la digue établies dans la planche 5.

**Tableau N° VIII.2** : Devis estimatif de la digue

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	montant
1	Décapage	m <sup>3</sup>	1426.9305	160	228308.88
2	Remblai	m <sup>3</sup>	68966.89	400	27586756
3	Sable	m <sup>3</sup>	776.61	800	621288
4	Gravier	m <sup>3</sup>	749	1000	749000
5	Enrochement	m <sup>3</sup>	1167.91	1100	1284701
6	Pierre	m <sup>3</sup>	526.07	1200	631284
7	Bitume	m <sup>3</sup>	286.7	7000	2006900

#### VIII.2.2) COUT DES OUVRAGES ANNEXES

**Tableau N° VIII.3** : Devis estimatif des ouvrages annexes

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
Evacuateur de crue					
1	Déblai	m <sup>3</sup>	3128.117	400	1251200
2	Remblai	m <sup>3</sup>	1343.594	280	376206.32
3	Béton armé	m <sup>3</sup>	344.9569	32000	11038620.8
4	Enrochement	m <sup>3</sup>	8.5575	1200	10269
5	Béton propreté	m <sup>3</sup>	90.34035	6000	542042.1

**Tableau N° VIII.3 : Devis estimatif des ouvrages annexes (suite)**

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
<b>Vidange de fond</b>					
1	Déblai	m <sup>3</sup>	64.4738	400	25789.52
2	Remblai	m <sup>3</sup>	109	28	3052
3	Béton armé	m <sup>3</sup>	27.5583	32000	881865.6
4	Béton propreté	m <sup>3</sup>	9.1861	6000	55116.6
5	Vanne	U	2	50000	100000

**CONCLUSION**

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau.

La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet.

A partir des devis estimatif de la digue + ouvrages annexes, on trouve que le cout total est estimé à 47.242599 Millions de DA

# CONCLUSION GENERALE

Cette étude a permis de définir les critères technico-économique les plus favorables possibles pour la réalisation d'un petit barrage.

L'élaboration de l'étude de faisabilité d'un petit barrage sur l'Oued Medjounne, comprend le dimensionnement de la digue et ses ouvrages annexes.

Les conditions topographiques, géotechniques et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux, elle est la variante la moins chère et permet ainsi d'augmenter le volume d'eau qui sera emmagasiné dans le barrage.

L'emplacement et le type d'évacuateur de crue ont été arrêtés pour un évacuateur type frontal sur la rive droite de la digue, pour une largeur de 4m après une étude d'optimisation (technico-économique).

L'emplacement de la vidange de fond ainsi que la prise d'eau a été choisi pour permettre la réalisation dans des conditions favorable

D'après les calculs technico-économiques on constate que notre petit barrage est faisable.

# REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

**Alain CARRÈRE** (Directeur Technique, Bureau d'Ingénieurs Conseils COYNE et BELLIERV) ; Barrages (page 18-19).

**CIGB 1984** ; Choix de la crue de projet.

**CIGB 1994** ; barrage en remblai, filtre et drain granulaire .bulletin 95.

**CIGB 1987** ; EVACUATEURS DE CRUE Bulletin 58 (page 14).

**ENSH 2010** ; Mémoire du mémoire de fin d'études.

**Founémé A. MILLOGO** : OUVRAGES HYDRAULIQUES ; Août 2009

**Gerard DEGOUTTE** : Petits barrages .Recommandation pour la conception , la réalisation et les suivis , comité français des grandes barrages ;Edition Cemagref .FRANCE ,1977

**HASSANE.M ,1995** ; Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue à entonnement frontale .ENSH .Blida .Algérie.

**HASSANE.M ,2010** : Etude technico-économique de la galerie de dérivation.

**JATON.J-F** : Hydrologie de surface 1 ère partie ; Ecoulement de surface et débit de crue, Edition EPEFL .LAUSANE(1980).

**LNTP, Oran** : Rapport géotechnique 1989.

**Rodríguez, Bernardo A ; La Rosa, Santos** : Manuel de conception et projets typiques des digues en terre (Procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages) ALGER, AVRIL 2004 (VERSION FRANÇAISE).

**ROLLEY.R ,1974** :Techniques des barrages en aménagement rural ,Ministère de l'agriculture.

**SOKOLOV, A.Rantz et Roche.M (1976)**:Calcul des crues d'averses, Méthode basée sur l'expérience mondiale UNESCO-OMM(en anglais).

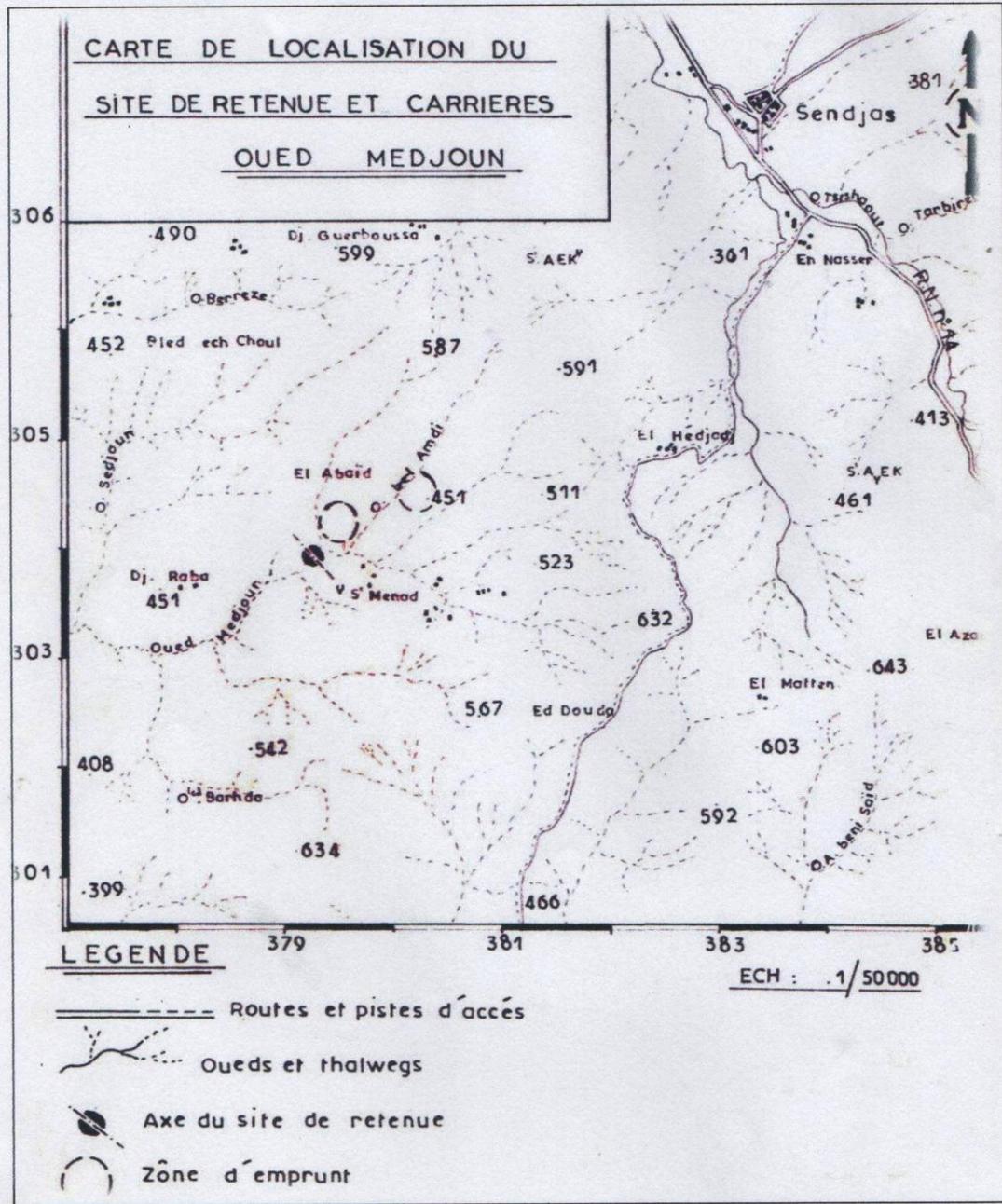
**TOUAIBIA.B ,2004** Manuel pratique d'hydrologie (page 4-11 ; 118-119).

**TOUAIBIA.B, BENLAOUKLII.B ,2004** Introduction au dimensionnement des retenues collinaires .ENSH .Blida .Algérie (page 1-5).

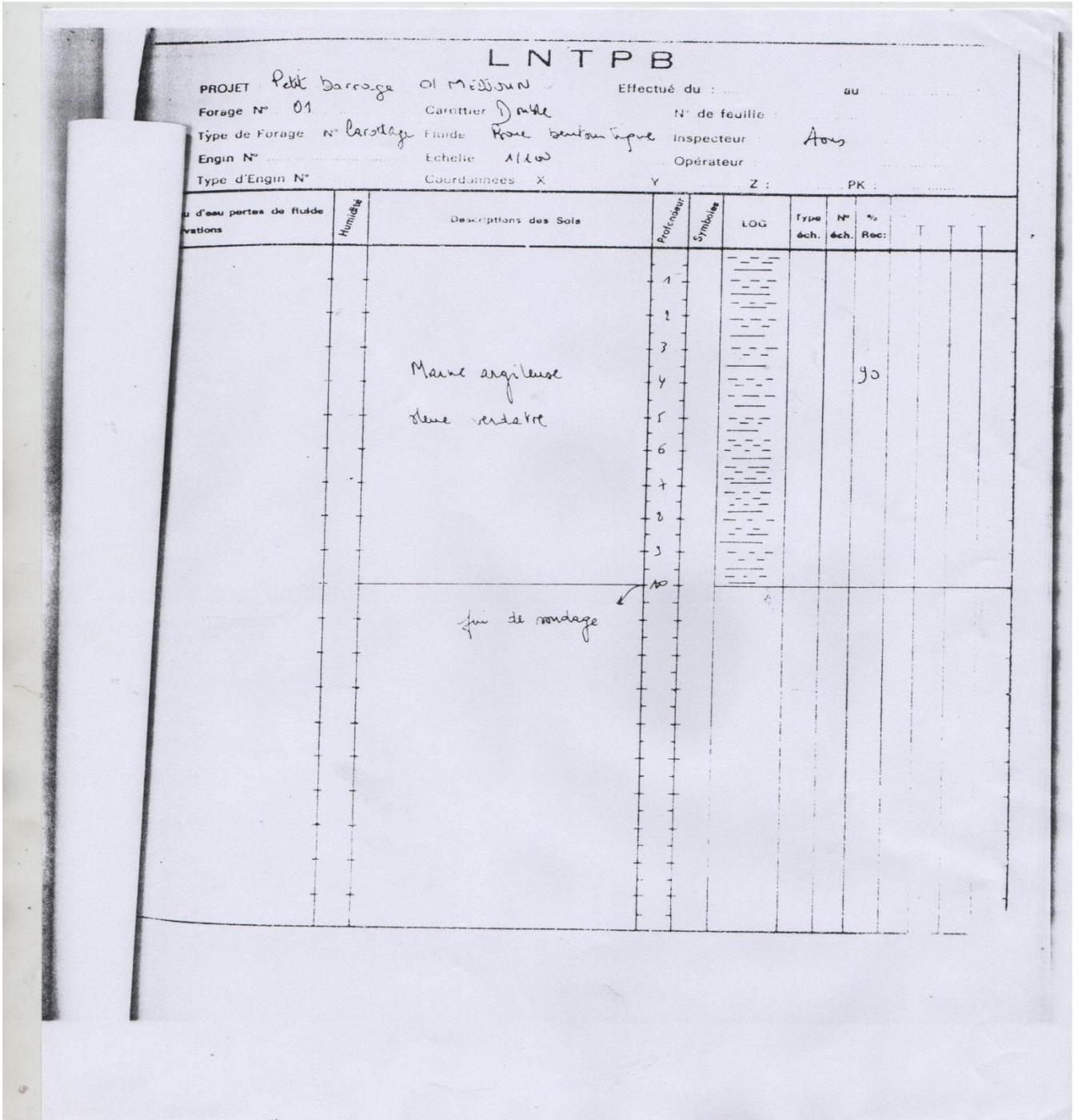
## LES ANNEXES

# ANNEXE A

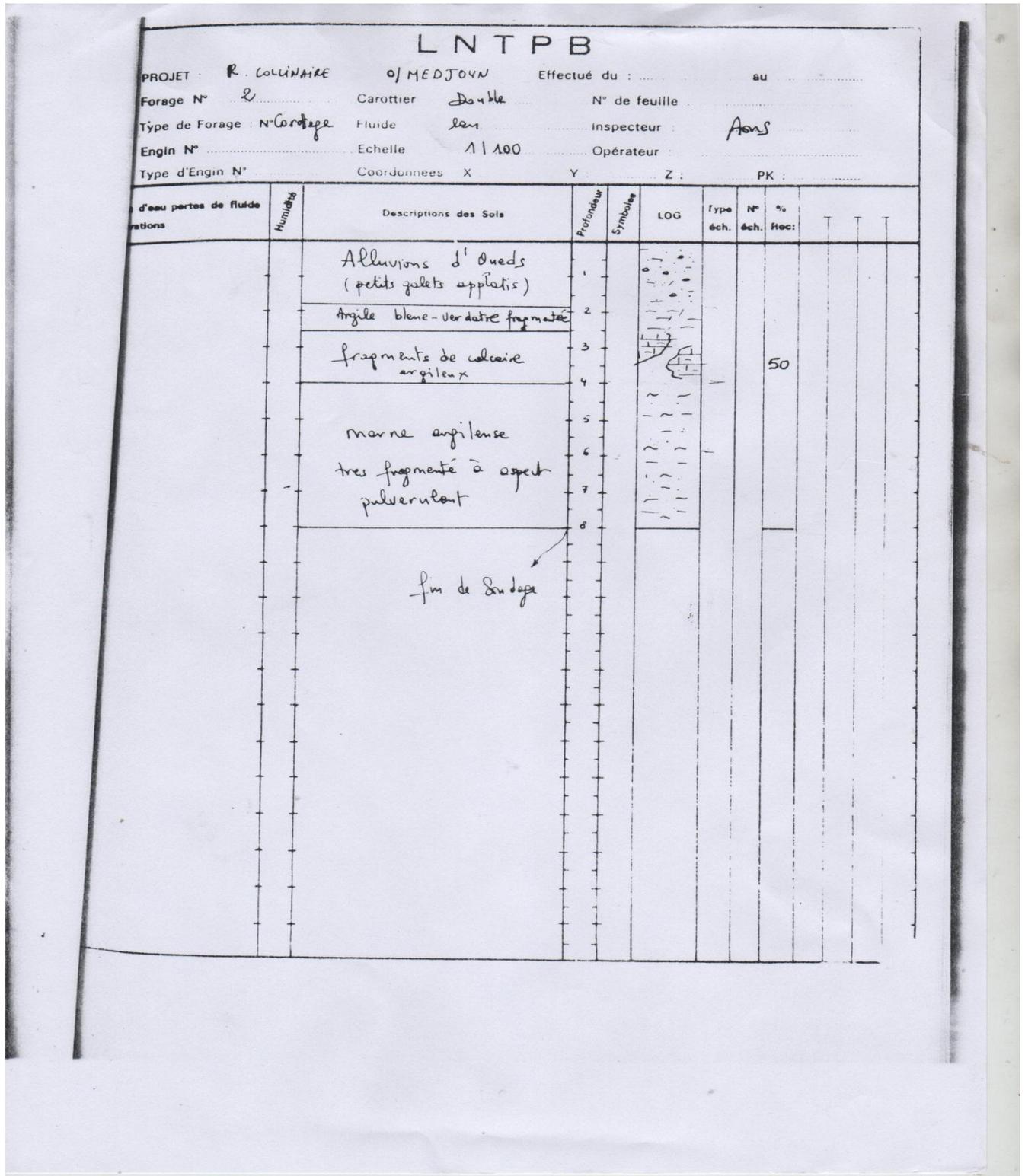
**Annexe A.1 : Carte de localisation du site de retenue et zones d'emprunts d'Oued Medjoune**



**Annexe A.2** : les coupes géologiques obtenues lors des travaux de reconnaissance insitu du site de barrage (sondage N°1)



**Annexe A.3** : les coupes géologiques obtenues lors des travaux de reconnaissance insitu du site de barrage (sondage N°2)



**Annexe A.4 : les coupes géologiques obtenues lors des travaux de reconnaissance insitu du site de barrage (sondage N°3)**

**L N T P B**

PROJET : *Petit barrage OI ravisoun* Effectué du : ..... au .....

Forage N° *03* Carottier *1 mte* N° de feuille : .....

Type de Forage : *N° Carotté* Fluide *Boue bentonitique* Inspecteur : *Am*

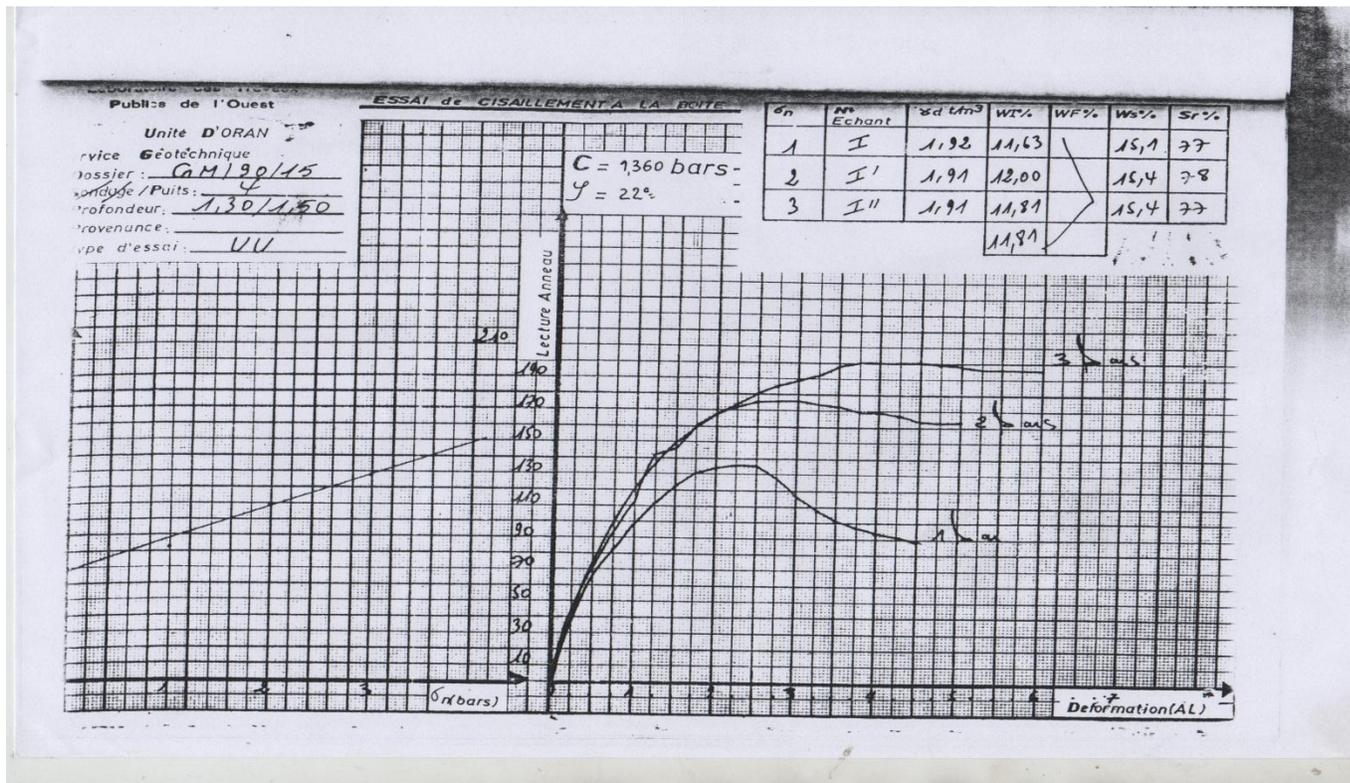
Engin N° ..... Echelle *1/100* Opérateur : .....

Type d'Engin N° ..... Coordonnées X ..... Y ..... Z ..... PK : .....

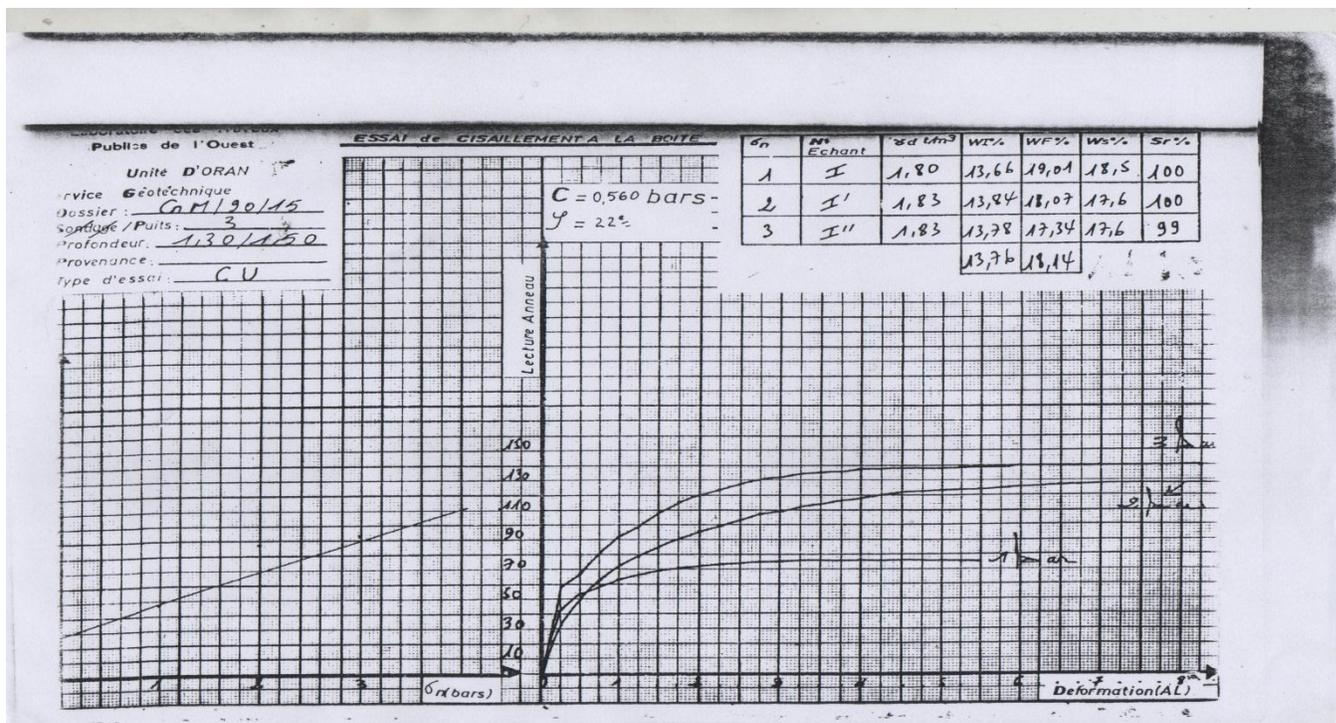
au d'eau pertes de fluides Evénements	Humidité	Descriptions des Sols	Profondeur	Symbolique	LOG	Type éch.	N° éch.	% Rec:
			1					
		<i>Marne gris bleue fragmentée par endroit</i>	2					<i>90</i>
	3							
	4							
	5							
	6							
		<i>Marne bleue très compacte</i>	7					<i>100</i>
	8							
	9							
	10							
		<i>fin de sondage</i>						

Annexe A.5 : Essai de cisaillement a la boite.

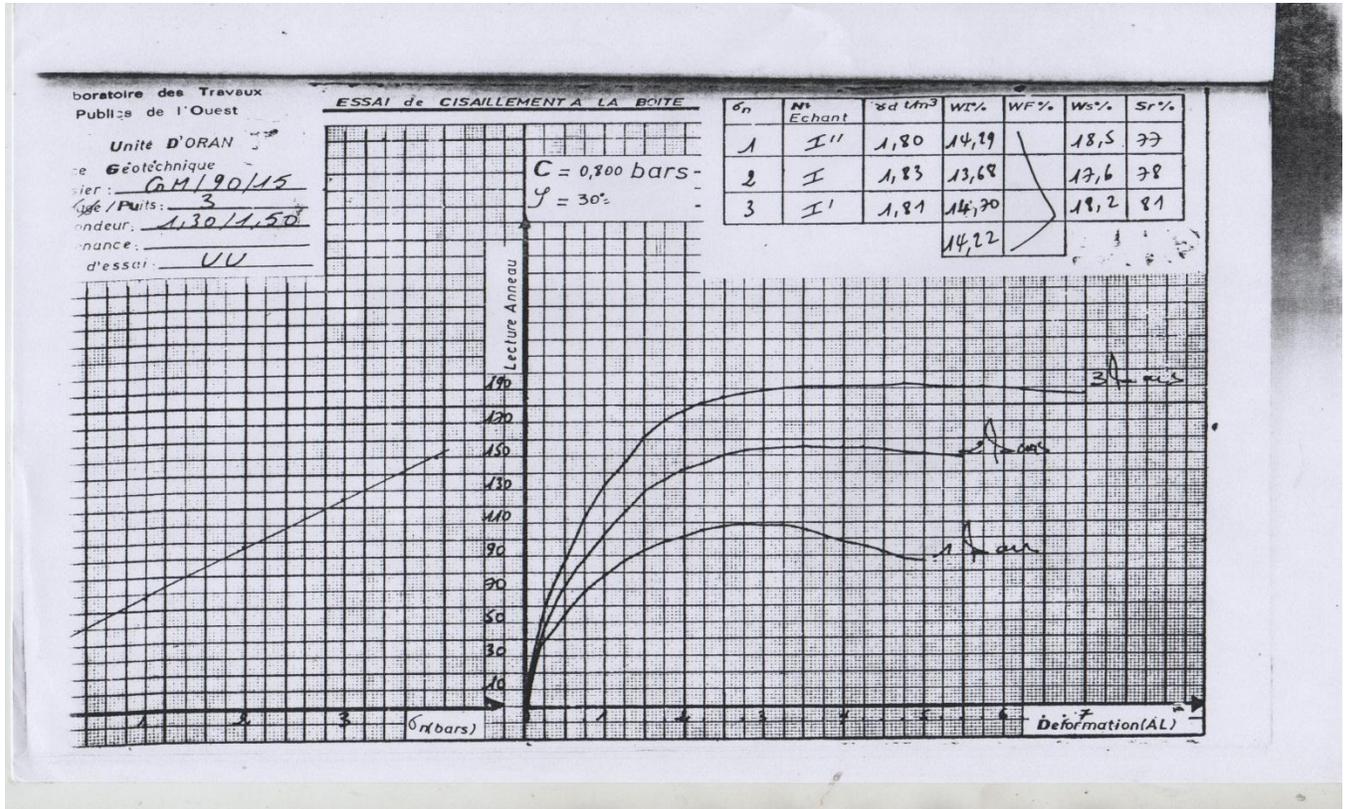
C=1.36 bars ;  $\phi = 22^\circ$



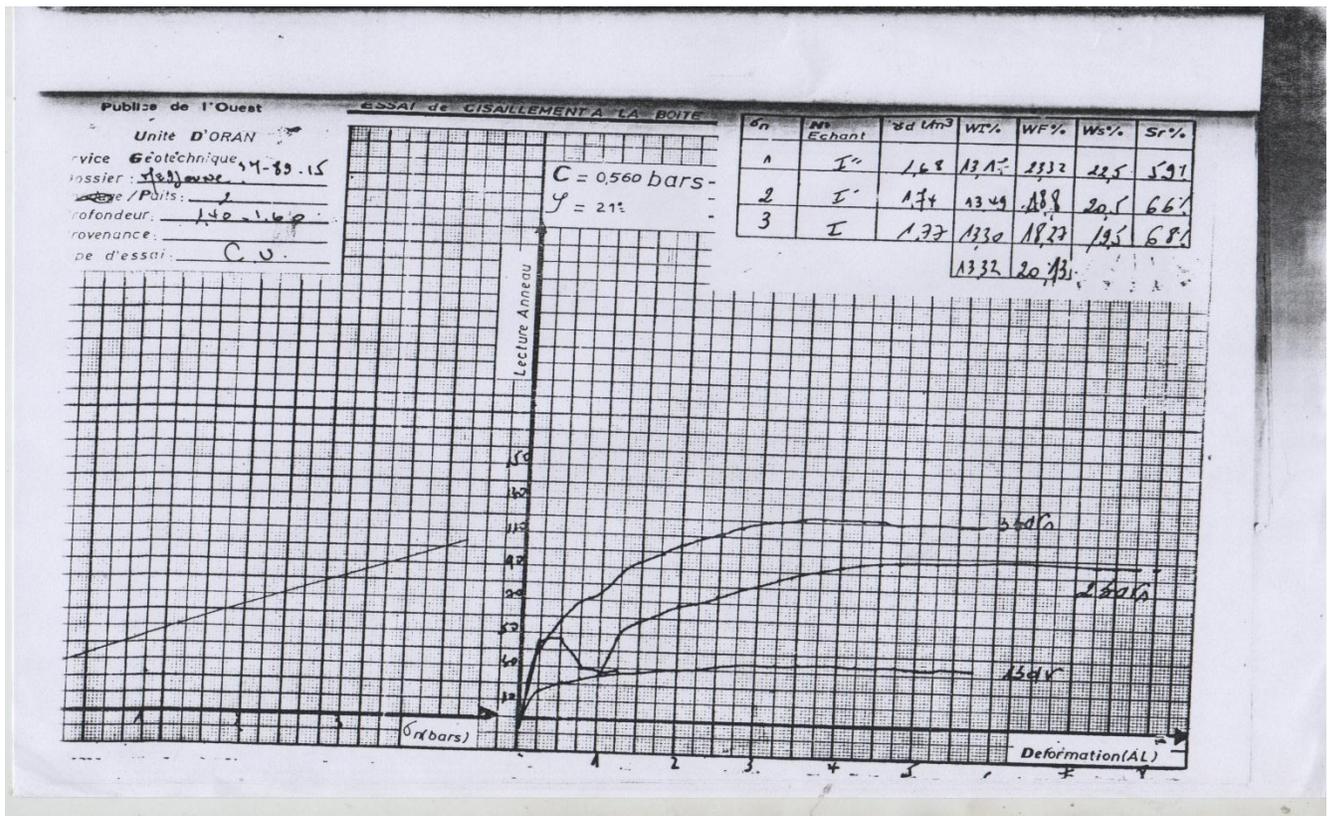
C=0.56 bars ;  $\phi = 22^\circ$



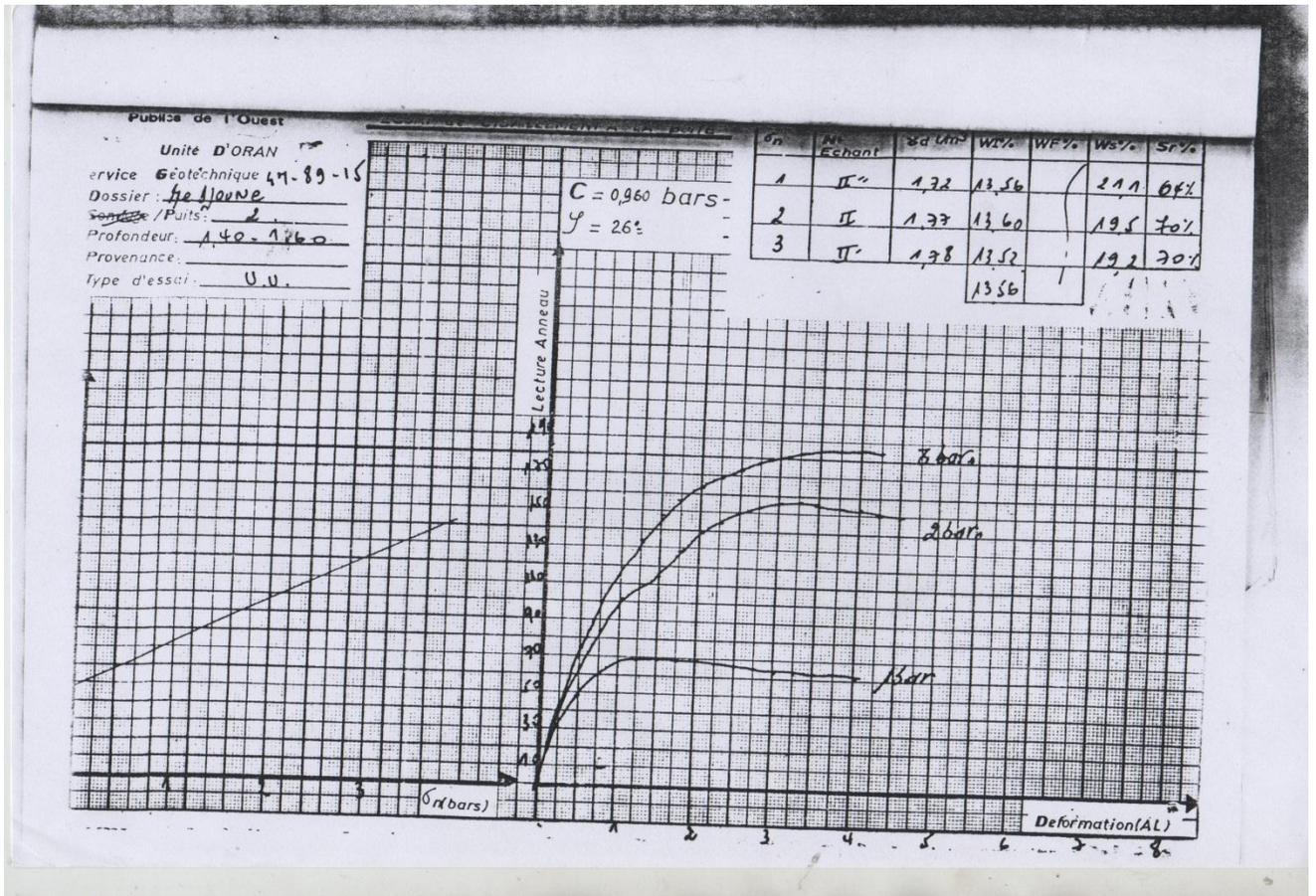
$C=0.8 \text{ bars}$  ;  $\varphi=30^\circ$



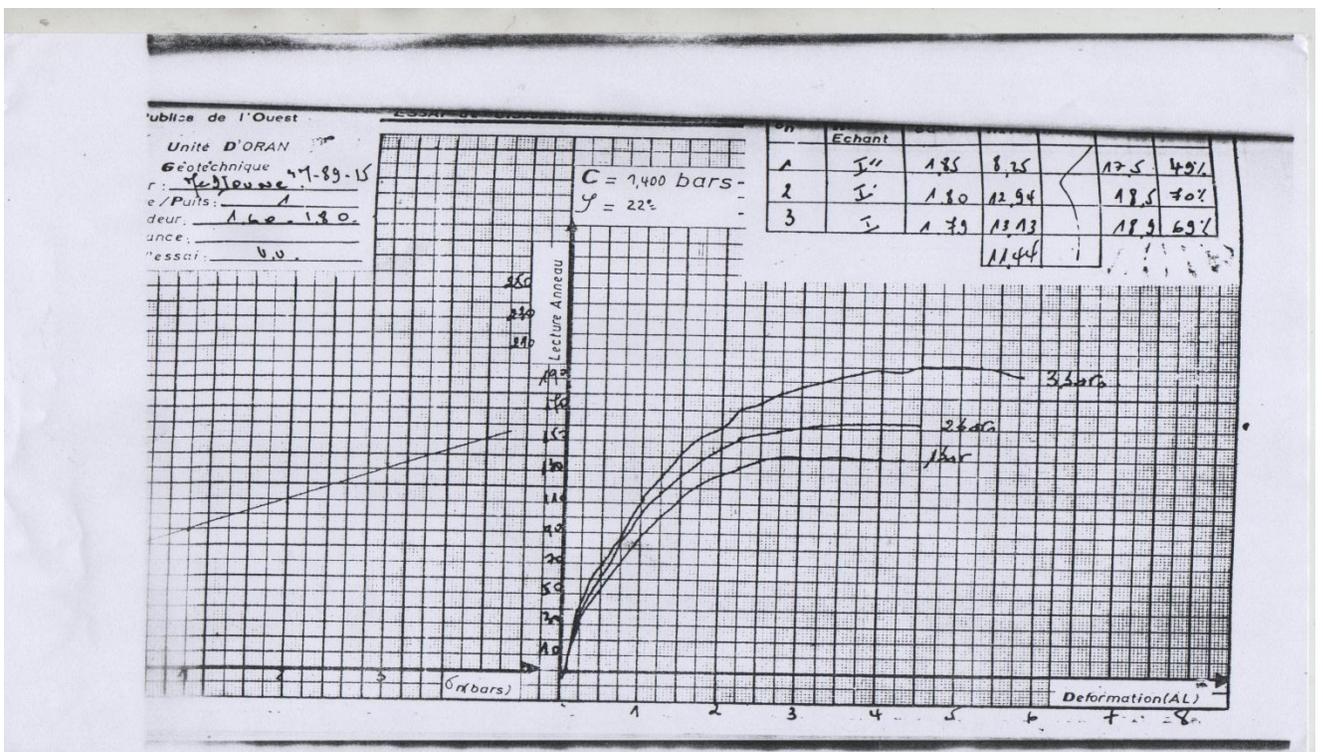
$C=0.56 \text{ bars}$  ;  $\varphi=21^\circ$



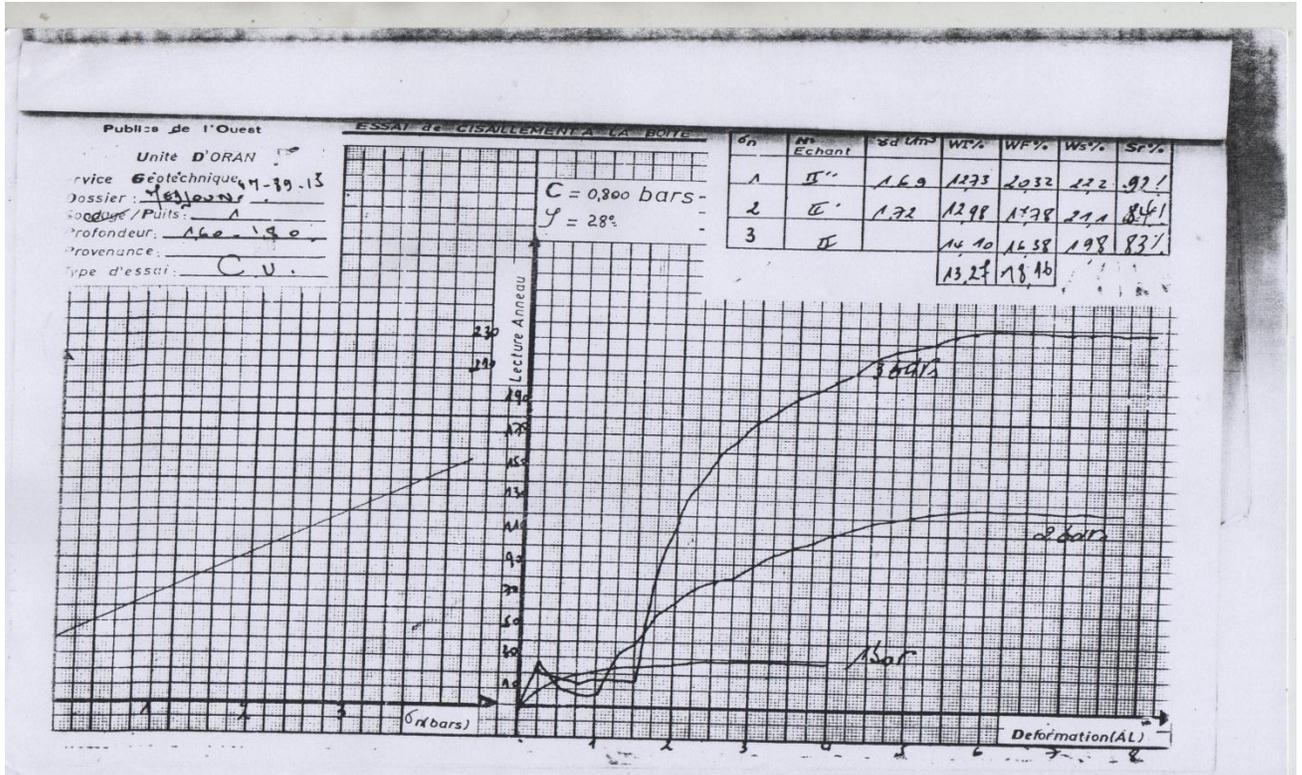
$C=0.96 \text{ bars}$  ;  $\phi = 26^\circ$



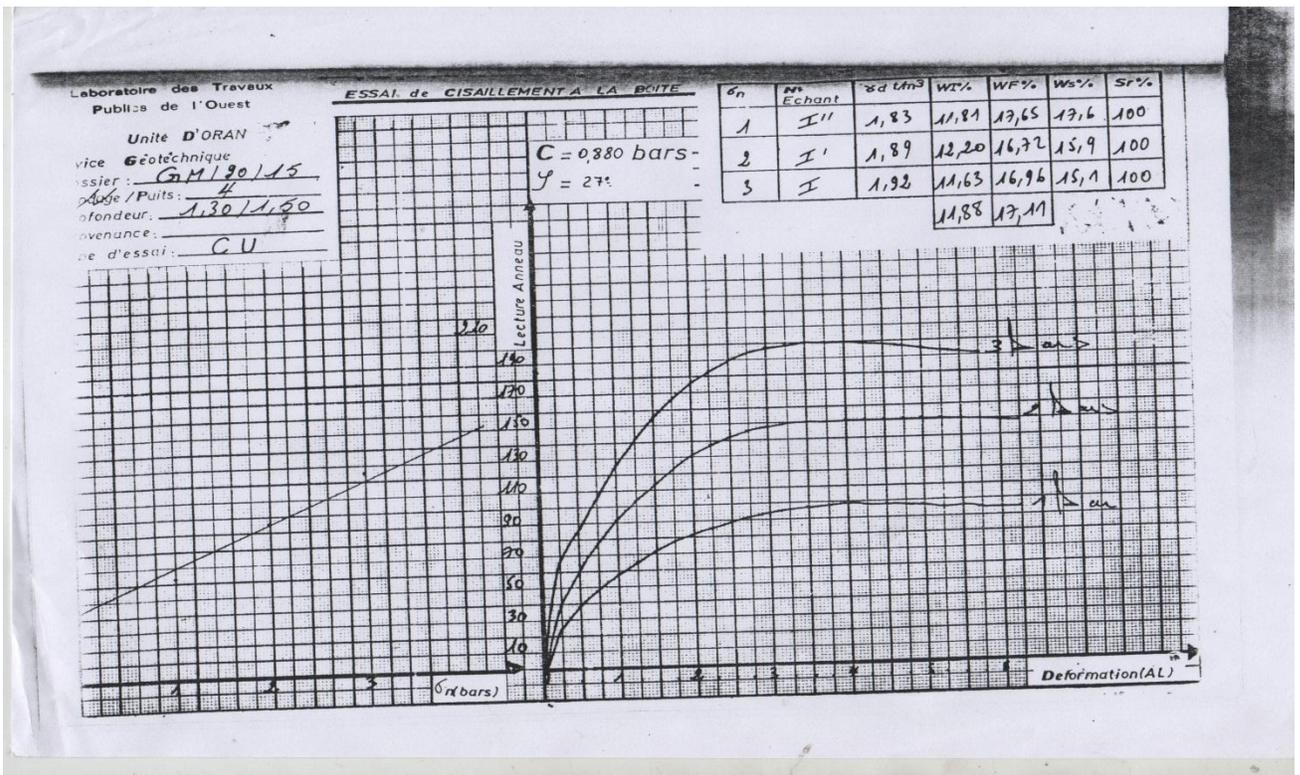
$C=1.4 \text{ bars}$  ;  $\phi = 22^\circ$



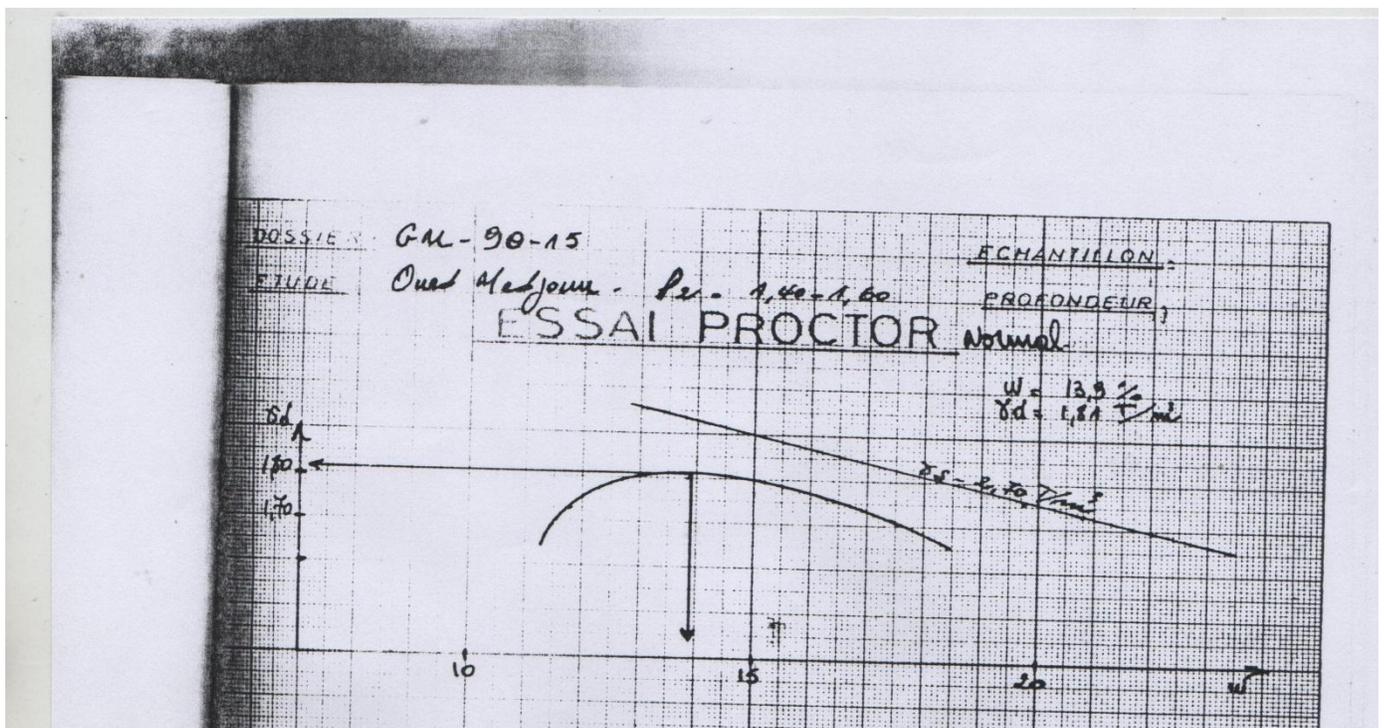
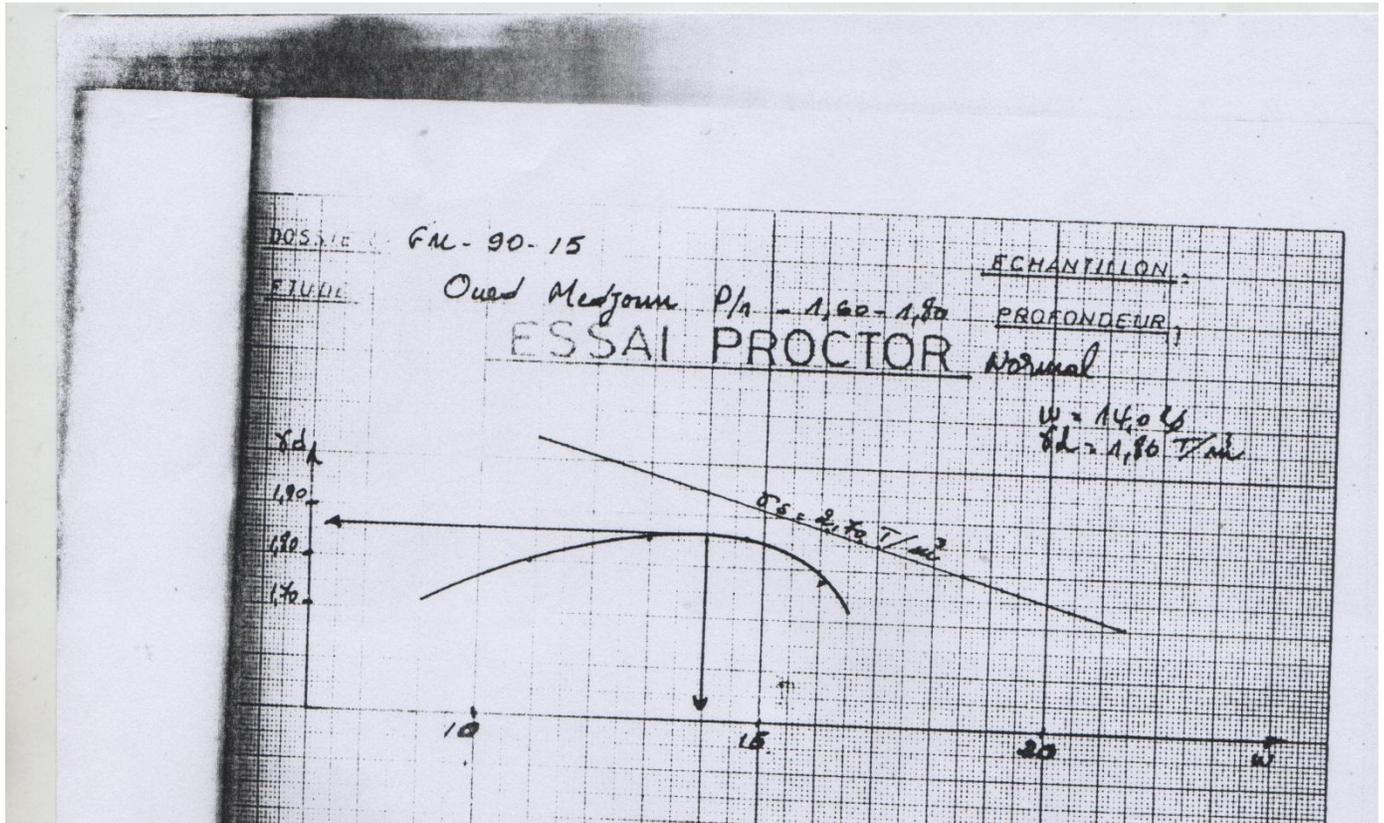
$C=0.8$  bars ;  $\phi= 28^\circ$



$C=0.88$  bars ;  $\phi= 27^\circ$



Annexe A.6 : Essai Proctor



DOSSIER GM-90-15

ETUDE Oued Medjoun P/3 - 1,30-1,50

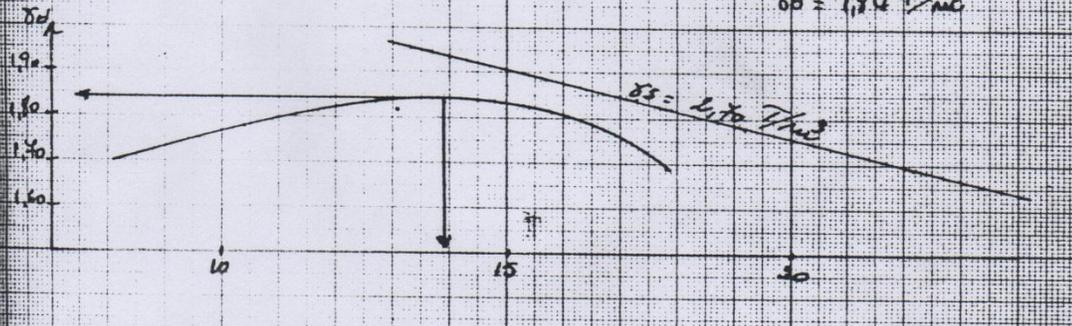
### ESSAI PROCTOR

ECHANTILLON

PROFONDEUR

normal

$w = 13,9\%$   
 $\delta_d = 1,94 \text{ T/m}^2$



DOSSIER GM-90-15.

ETUDE Oued Medjoun - P/4 1,30-1,50

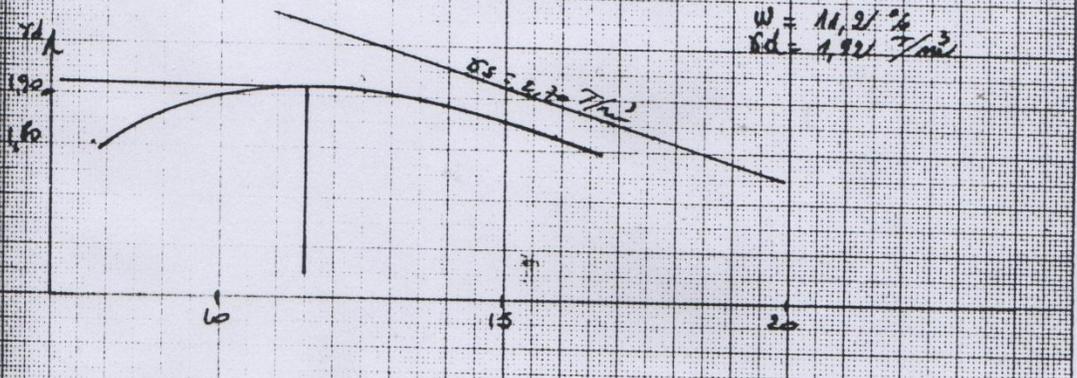
### ESSAI PROCTOR

ECHANTILLON

PROFONDEUR

normal

$w = 11,2\%$   
 $\delta_d = 1,92 \text{ T/m}^2$



## ANNEXE B

## Annexe B.1

**Tableau N°II.13 : Pluies maximales journalières prise de la station d'Ouled ben Abdelkader code 012308.**

<b>Année</b>	<b>Pluie maximale jour</b>	<b>Année</b>	<b>Pluie maximale jour</b>
1968	34	1989	16.1
1969	50.1	1990	19.7
1970	32.2	1991	26.2
1971	95	1992	28.1
1972	37.4	1993	33.4
1973	38.2	1994	39
1974	32.9	1995	20.9
1975	48.8	1996	59.8
1976	48.2	1997	30.8
1977	33.4	1998	28.2
1978	49.2	1999	23.3
1979	21.5	2000	66.8
1980	38.3	2001	58.6
1981	20.1	2002	29.9
1982	41.2	2003	26.4
1983	18	2004	16.3
1984	24.8	2005	40.8
1985	34.8	2006	19.4
1986	22.4	2007	32.3
1987	18.5	2008	39.2
1988	44.2	2009	31.5



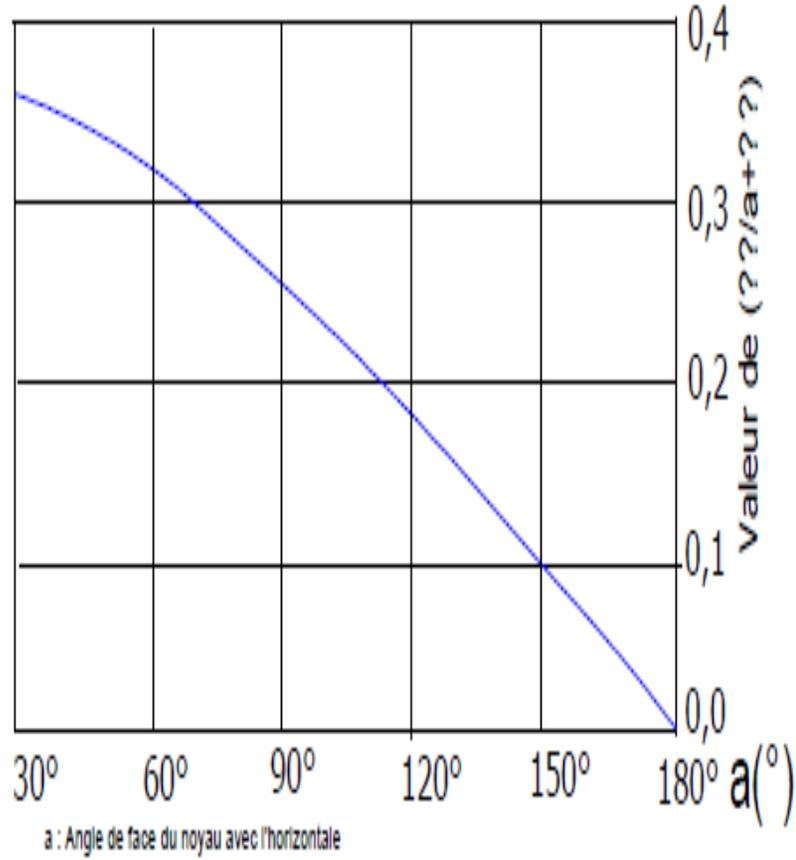
**Annexe B.2 :**précipitation mensuelle et annuelle de la station d'Ouled ben Abdelkader ; code 012308

Année														Somme
1968	0	0	34.4	115.2	17.4	60.2	38.9	70.7	92.2	8	0	0	0	437
1969	1.5	114	72.5	133.6	54	12.7	47.2	42.4	23.5	8.6	0	0	0	509.7
1970	0	4.3	0.2	18.6	104.3	22	47.1	55.2	80.4	22	0	0	0	354.1
1971	22.2	35.5	169.7	73.9	138.3	145.9	98.7	16.2	88.8	1	0	2.7	0	792.9
1972	23.9	50.6	47.9	40.6	66.6	122.7	58.4	37.8	0	14	0	1.3	0	463.8
1973	9.2	2	10.1	62.6	3.5	77.3	85.5	114.6	0	9.8	0	0	0	374.6
1974	14.1	58.9	40	2.5	11.3	52.7	105.9	69.8	0	8.6	0	9.2	0	373
1975	1.3	7.1	73.1	60.5	31.1	140.6	23.6	30.6	76.2	7.1	3.4	52.8	0	507.4
1976	50	128	35.9	57.9	60.2	18.3	18.9	23.4	74.8	23.2	0.3	1	0	492.3
1977	2.1	20.5	41.2	53.3	83.3	18	48.7	81.5	36.5	0	0	0	0	385.1
1978	0	145	21.3	25	43.3	114.2	87.4	47.4	14	0	0	0	0	497.7
1979	30.1	66	29.1	56.6	33.6	16.9	38.6	25.7	22.8	0.4	0	0	0	319.8
1980	3.5	4.6	11.3	91.9	18.2	59.4	26.5	37.2	13.5	0.4	0	0	0	266.5
1981	1	8.5	0	26.7	30.6	40	25	14.8	31	0	0	0	0	177.6
1982	5.4	62.5	84.4	32.7	0	44.6	14	4.1	0	0	0	0	0	247.7
1983	0	2.6	24.6	43.5	53.2	12	36.7	8.6	41.7	18	0	0	0	240.9
1984	5.5	17.5	51.8	38.4	20.4	9.6	62.4	6.7	25.7	0	0	0	0	238
1985	5.6	6	33.2	28.9	88.4	89.2	88.5	13	0.3	0.9	0.9	0.3	0	355.2
1986	10.2	75.4	24.9	77	49.2	98.9	3.4	5	4.2	2.8	13.2	0	0	364.2
1987	6	18.5	61.2	14.3	39.6	10.7	29.3	27.8	30.2	5.9	0	0	0	243.5
1988	3.7	12.6	15.1	69.6	9.7	21.4	56	43.7	7.7	17.2	4.2	23.8	0	284.7
1989	27.9	8.1	19.4	8.7	48.6	1.5	27.5	59.3	20	0	1	0	0	222
1990	0	23.2	48.1	39.9	41.4	29.9	119	13.6	14.9	4.7	1.4	4.9	0	341
1991	0	24.8	41.5	24	3.1	53	35.3	80.6	5.8	0	0	0	0	268.1
1992	6.6	27.2	45.4	2.5	54.2	5.7	73.1	43	32.8	11.5	6.3	0	0	308.3
1993	15.2	20	28.1	25.4	28.7	64.9	0.3	32.8	8.8	0	0	0	0	224.2
1994	68.4	46.4	21.8	26.7	60.1	10.3	56.4	17	0	17.1	0	0	0	324.2
1995	39.3	9.6	34.5	25.1	45.1	108	77.7	59.8	22.2	0	9.2	0	0	430.5
1996	35.6	37.7	12.1	46	74.9	10.8	0	165.4	18.9	0	0	16.6	0	418
1997	34.7	18.7	116.1	28.8	11.6	20.3	3.6	48	80.1	0.9	0	0	0	362.8
1998	16.5	3	18.1	17	78.9	56.7	80	3.7	6.5	0	0	1	0	281.4
1999	35.1	20.3	34.5	92.1	3.3	0	23.3	17.4	5.1	0	0	0	0	231.1
2000	34.9	90.3	44.6	25.8	73.3	22.2	4.5	20.8	13	0	0	0	0	329.4
2001	5.2	4.3	109.2	25.2	10.7	5.6	28.5	38.2	24.3	0	0	4.1	0	255.3
2002	0	0	69.8	22.7	82.6	41.9	8.6	46.7	42.4	1.8	0	0	0	316.5
2003	0	7.9	36.9	74	23.1	50.8	15.1	16.9	67.5	8.2	0	0	0	300.4
2004	11	51.6	28.1	57.1	12.8	58.7	35.4	2	0.8	1.5	0	0	0	259
2005	12.5	21.9	60.5	43.8	67.6	101.9	22.9	4.6	88.5	19.9	0	0.9	0	445
2006	22.3	0	0	69.8	32.8	36.6	57.7	68	26.6	0	0	0	0	313.8
2007	40.3	44.1	43.6	13.2	16.6	33.9	46.1	15.1	50.9	21.1	3.3	0	0	328.2
2008	25.9	29.5	74.6	102	44.1	20.5	61.4	60.7	21.2	4.5	0	0.9	0	445.3
2009	44.8	2.2	42.2	69	61.3	87.8	58.1	12.9	13.4	8.3	0	42	0	442
Moyenne	15.99	31.7	43.12	46.7166667	43.5952381	47.8166667	44.647619	38.1595238	29.2190476	5.89047619	1.02857143	3.8452381	351.719048	

## ANNEXE C

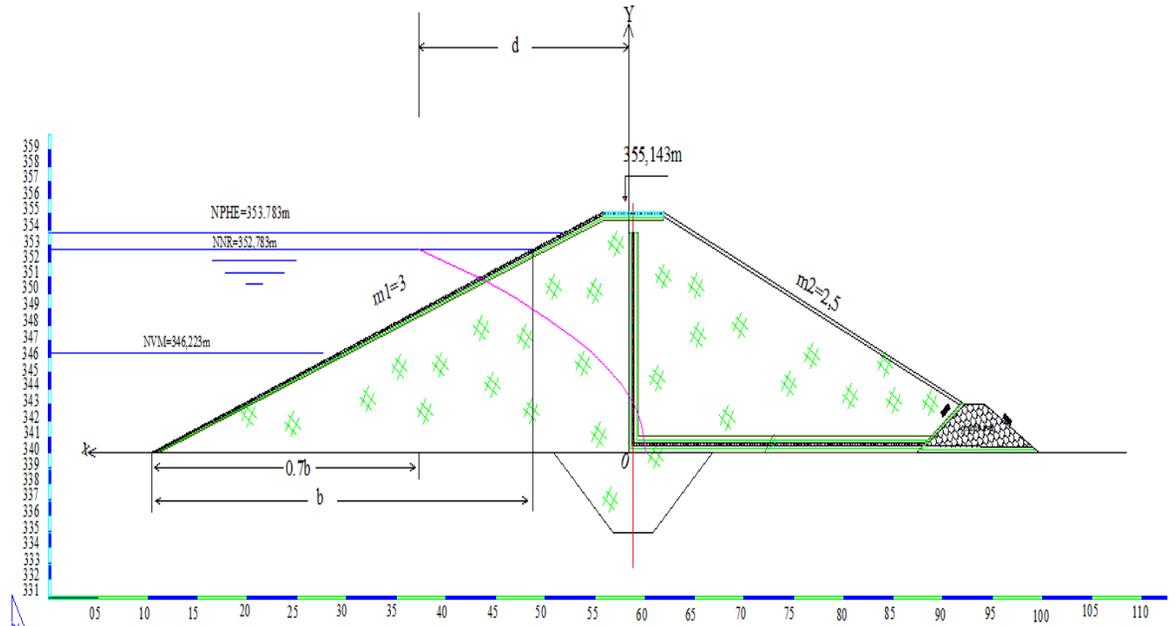
Annexe C.1 :

Abaque de Casagrande



Abaque de CASAGRANDE

Schéma du calcul des infiltrations



**1.a-Cas de fin de construction (talus aval).**

a=	0.25	tangø=	0.404
R	24.83		
C=	2.8		
$\gamma_1$	1.85		
$\gamma_2$	2.14		
r	13.25		

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	1.38	1.18	0	-0.4	0.91652	3.0125	-1.205016	2.761038517	2.87	8.036	0.404	1.11546	13.25	9.9790388
-3	2.483	2.36	0.83	-0.3	0.95394	15.251	-4.57532478	14.54860556	2.63	7.364	0.404	5.877637	13.25	50.519211
-2	2.483	3.38	1.47	-0.2	0.9798	23.337	-4.66744408	22.8657128	2.54	7.112	0.404	9.237748	13.25	77.304543
-1	2.483	4.37	1.85	-0.1	0.99499	29.904	-2.99040105	29.75411477	2.5	7	0.404	12.02066	13.25	99.057035
0	2.483	5.36	1.98	0	1	35.142	0	35.1423956	2.48	6.944	0.404	14.19753	13.25	116.40919
1	2.483	6.35	1.85	0.1	0.99499	38.999	3.89992395	38.80375336	2.5	7	0.404	15.67672	13.25	129.18498
2	2.483	7.35	1.47	0.2	0.9798	41.574	8.31472278	40.73365633	2.54	7.112	0.404	16.4564	13.25	137.7126
3	2.483	8.34	0.83	0.3	0.95394	42.721	12.81615348	40.75277072	2.6	7.28	0.404	16.46412	13.25	141.51169
4	2.483	9.24	0	0.4	0.91652	42.444	16.9777608	38.900937	2.71	7.588	0.404	15.71598	13.25	140.59708
5	2.483	8.98	0	0.5	0.86603	41.25	20.6250395	35.72361632	2.87	8.036	0.404	14.43234	13.25	136.64089
6	2.483	8.33	0	0.6	0.8	38.264	22.9585629	30.6114172	3.11	8.708	0.404	12.36701	13.25	126.7504
7	2.483	7.19	0	0.7	0.71414	33.028	23.11933715	23.58644165	3.49	9.772	0.404	9.528922	13.25	109.40401
8	2.483	5.35	0	0.8	0.6	24.575	19.660394	14.7452955	4.17	11.676	0.404	5.957099	13.25	81.406319
9	2.37	2.28	0	0.9	0.43589	9.9967	8.996994	4.357443071	5.53	15.484	0.404	1.760407	13.25	33.113936
Somme							123.9307027			119.112		150.808		1389.5909

Kss 2.17799

Kas 1.50043

a=	0.25	tangø=	0.404
R	25.87		
C=	2.8		
$\gamma_1$	1.85		
$\gamma_2$	2.14		
r	13.25		

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	1.67	0.3	0	-0.4	0.91652	0.9269	-0.37074	0.849472057	1.8	5.04	0.404	0.343187	13.25	3.0701906
-3	2.587	2.37	0	-0.3	0.95394	11.343	-3.40281045	10.82024761	2.71	7.588	0.404	4.37138	13.25	37.572699
-2	2.587	3.93	0.15	-0.2	0.9798	19.639	-3.9278421	19.24241787	2.64	7.392	0.404	7.773937	13.25	65.054885
-1	2.587	4.97	0.54	-0.1	0.99499	26.776	-2.67757087	26.64149378	2.6	7.28	0.404	10.76316	13.25	88.694535
0	2.587	6	0.67	0	1	32.425	0	32.4249406	2.59	7.252	0.404	13.09968	13.25	107.40762
1	2.587	7.04	0.54	0.1	0.99499	36.683	3.66826252	36.49875123	2.61	7.308	0.404	14.7455	13.25	121.5112
2	2.587	8.09	0.14	0.2	0.9798	39.493	7.89868014	38.69547197	2.68	7.504	0.404	15.63297	13.25	130.82189
3	2.587	8.59	0	0.3	0.95394	41.111	12.33339315	39.21769071	2.72	7.616	0.404	15.84395	13.25	136.18122
4	2.587	8.65	0	0.4	0.91652	41.398	16.559387	37.94232219	2.83	7.924	0.404	15.3287	13.25	137.13242
5	2.587	8.37	0	0.5	0.86603	40.058	20.02920075	34.69159333	2.99	8.372	0.404	14.0154	13.25	132.69345
6	2.587	7.69	0	0.6	0.8	36.804	22.0823733	29.4431644	3.24	9.072	0.404	11.89504	13.25	121.9131
7	2.587	6.5	0	0.7	0.71414	31.109	21.7760725	22.2160376	3.64	10.192	0.404	8.975279	13.25	103.04749
8	2.587	4.56	0	0.8	0.6	21.824	17.4591456	13.0943592	4.36	12.208	0.404	5.290121	13.25	72.291775
9	1.8	1.02	0	0.9	0.43589	3.3966	3.05694	1.480543615	3.94	11.032	0.404	0.59814	13.25	11.251238
Somme							114.4844915			115.78		138.6764		1268.6437

Kss 2.22263

Kas 1.55608

## Annexe C.2

calcul de stabilité

a=	0.25	tangø=	0.404
R	23.19		
C=	2.8		
γ1	1.85		
γ2	2.14		
r	13.25		

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	2.319	1.12	0	-0.4	0.91652	4.805	-1.9219872	4.403825914	2.62	7.336	0.404	1.779146	13.25	15.916457
-3	2.319	2.91	0	-0.3	0.95394	12.484	-3.74530095	11.90929799	2.43	6.804	0.404	4.811356	13.25	41.354365
-2	2.319	4.44	0	-0.2	0.9798	19.048	-3.8096532	18.66341287	2.37	6.636	0.404	7.540019	13.25	63.097381
-1	2.319	5.72	0	-0.1	0.99499	24.54	-2.4539658	24.41665142	2.34	6.552	0.404	9.864327	13.25	81.287617
0	2.319	6.76	0	0	1	29.001	0	29.001414	2.32	6.496	0.404	11.71657	13.25	96.067184
1	2.319	7.57	0	0.1	0.99499	32.476	3.24764355	32.31364532	2.33	6.524	0.404	13.05471	13.25	107.57819
2	2.319	8.15	0	0.2	0.9798	34.965	6.9929445	34.25829165	2.37	6.636	0.404	13.84035	13.25	115.82064
3	2.319	8.48	0	0.3	0.95394	36.38	10.9141416	34.70475841	2.43	6.804	0.404	14.02072	13.25	120.51031
4	2.319	8.54	0	0.4	0.91652	36.638	14.6551524	33.5791726	2.53	7.084	0.404	13.56599	13.25	121.36298
5	2.319	8.29	0	0.5	0.86603	35.565	17.78267175	30.80049097	2.68	7.504	0.404	12.4434	13.25	117.8102
6	2.319	7.69	0	0.6	0.8	32.991	19.7947521	26.3930028	2.91	8.148	0.404	10.66277	13.25	109.28353
7	2.319	6.63	0	0.7	0.71414	28.444	19.91058615	20.31286085	3.26	9.128	0.404	8.206396	13.25	94.219738
8	2.319	4.91	0	0.8	0.6	21.065	16.8517092	12.6387819	3.89	10.892	0.404	5.106068	13.25	69.776608
9	2.04	2.03	0	0.9	0.43589	7.6612	6.895098	3.339448376	4.65	13.02	0.404	1.349137	13.25	25.377791
Somme							105.1137921			109.564		127.961		1179.463

Kss 2.25969

Kas 1.52284

## Annexe C.2

calcul de stabilité

a=	0.25	tangø=	0.404
R	28.24		
C=	2.8		
γ1	1.85		
γ2	2.14		
r	13.25		

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	0.45	0	0	-0.4	0.91652	0	0	0	0.48	1.344	0.404	0	13.25	0
-3	2.824	1.43	0	-0.3	0.95394	7.4709	-2.2412676	7.126776748	2.96	8.288	0.404	2.879218	13.25	24.74733
-2	2.824	2.62	0.73	-0.2	0.9798	18.1	-3.61991616	17.73389501	2.89	8.092	0.404	7.164494	13.25	59.954861
-1	2.824	3.76	1.16	-0.1	0.99499	26.654	-2.66540416	26.52043654	2.84	7.952	0.404	10.71426	13.25	88.291513
0	2.824	4.89	1.31	0	1	33.464	0	33.4641176	2.83	7.924	0.404	13.5195	13.25	110.84989
1	2.824	6.02	1.16	0.1	0.99499	38.461	3.84611856	38.26839649	2.84	7.952	0.404	15.46043	13.25	127.40268
2	2.824	7.15	0.73	0.2	0.9798	41.766	8.35322256	40.92226596	2.88	8.064	0.404	16.5326	13.25	138.35025
3	2.824	8.28	0	0.3	0.95394	43.258	12.9774096	41.2655325	2.96	8.288	0.404	16.67128	13.25	143.29223
4	2.824	8.36	0	0.4	0.91652	43.676	17.4703936	40.02970055	3.08	8.624	0.404	16.172	13.25	144.6767
5	2.824	8.06	0	0.5	0.86603	42.109	21.054332	36.46717274	3.26	9.128	0.404	14.73274	13.25	139.48495
6	2.824	7.33	0	0.6	0.8	38.295	22.9769112	30.6358816	3.54	9.912	0.404	12.3769	13.25	126.8517
7	2.824	6.04	0	0.7	0.71414	31.555	22.0887632	22.53504592	3.97	11.116	0.404	9.104159	13.25	104.52718
8	2.824	3.94	0	0.8	0.6	20.584	16.4673088	12.3504816	4.74	13.272	0.404	4.989595	13.25	68.184951
9	2.824	0.43	0	0.9	0.43589	2.2465	2.0218428	0.979223161	3.5	9.8	0.404	0.395606	13.25	7.4415048
Somme							118.7297144			119.756		140.7128		1284.0557

Kss 2.1938

Kas 1.5863

## 1.b-Cas de fin de construction (talus amont)

a=	0.25	tangø=	0.404
R	27.66		
C=	2.8		
$\gamma_1$	1.85		
$\gamma_2$	2.14		
r	15.14		

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-5	0.48	0	0	-0.5	0.86603	0	0	0	0.54	1.512	0.404	0	15.14	0
-4	2.766	1.52	0	-0.4	0.91652	7.778	-3.1111968	7.128647419	3.02	8.456	0.404	2.879974	15.14	29.4397
-3	2.766	3.17	0.31	-0.3	0.95394	18.056	-5.41685142	17.22448973	2.9	8.12	0.404	6.958694	15.14	68.342609
-2	2.766	4.09	1.02	-0.2	0.9798	26.967	-5.39331276	26.42172857	2.82	7.896	0.404	10.67438	15.14	102.06844
-1	2.766	5.02	1.44	-0.1	0.99499	34.212	-3.42115476	34.04006007	2.78	7.784	0.404	13.75218	15.14	129.49071
0	2.766	5.94	1.58	0	1	39.748	0	39.7479732	2.77	7.756	0.404	16.05818	15.14	150.44608
1	2.766	6.87	1.44	0.1	0.99499	43.678	4.36781826	43.45924296	2.78	7.784	0.404	17.55753	15.14	165.32192
2	2.766	7.78	1.02	0.2	0.9798	45.849	9.16973256	44.9223317	2.82	7.896	0.404	18.14862	15.14	173.53719
3	2.766	8.7	0.31	0.3	0.95394	46.354	13.90612032	44.21864438	2.9	8.12	0.404	17.86433	15.14	175.44888
4	2.766	8.9	0	0.4	0.91652	45.542	18.216876	41.7401066	3.02	8.456	0.404	16.863	15.14	172.37719
5	2.766	8.42	0	0.5	0.86603	43.086	21.542991	37.31355496	3.2	8.96	0.404	15.07468	15.14	163.08044
6	2.766	7.56	0	0.6	0.8	38.685	23.2111656	30.9482208	3.46	9.688	0.404	12.50308	15.14	146.42377
7	2.766	6.06	0	0.7	0.71414	31.01	21.7067382	22.14530247	3.89	10.892	0.404	8.946702	15.14	117.37143
8	2.766	3.83	0	0.8	0.6	19.598	15.6787944	11.7590958	4.65	13.02	0.404	4.750675	15.14	74.180296
9	1.51	0.21	0	0.9	0.43589	0.5866	0.5279715	0.255708268	5.65	15.82	0.404	0.103306	15.14	2.2204135
Somme							110.9856921			132.16		162.1353		1669.7491

Kss 2.65165

Kas 1.71748

a=	0.25	tangø=	0.404
R	30.19		
C=	2.8		
γ1	1.85		
γ2	2.14		
r	15.14		

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	2	0.38	0	-0.4	0.91652	1.406	-0.5624	1.288620285	2.16	6.048	0.404	0.520603	15.14	5.32171
-3	3.019	2.3	0.21	-0.3	0.95394	14.203	-4.26077508	13.54840126	3.17	8.876	0.404	5.473554	15.14	53.756779
-2	3.019	3.31	1	-0.2	0.9798	24.948	-4.9895013	24.44346451	3.08	8.624	0.404	9.87516	15.14	94.426312
-1	3.019	4.31	1.45	-0.1	0.99499	33.44	-3.34399535	33.27233363	3.04	8.512	0.404	13.44202	15.14	126.57022
0	3.019	5.32	1.61	0	1	40.115	0	40.1146606	3.02	8.456	0.404	16.20632	15.14	151.83399
1	3.019	6.33	1.45	0.1	0.99499	44.722	4.47219565	44.49778488	3.04	8.512	0.404	17.97711	15.14	169.27261
2	3.019	7.33	1	0.2	0.9798	47.4	9.4799619	46.44213887	3.08	8.624	0.404	18.76262	15.14	179.40828
3	3.019	8.34	0.21	0.3	0.95394	47.937	14.38106688	45.72887818	3.17	8.876	0.404	18.47447	15.14	181.44113
4	3.019	8.44	0	0.4	0.91652	47.139	18.8554664	43.20330102	3.3	9.24	0.404	17.45413	15.14	178.41985
5	3.019	7.91	0	0.5	0.86603	44.179	22.08926825	38.25973491	3.49	9.772	0.404	15.45693	15.14	167.21576
6	3.019	6.93	0	0.6	0.8	38.705	23.2230537	30.9640716	3.78	10.584	0.404	12.50948	15.14	146.49876
7	3.019	5.34	0	0.7	0.71414	29.825	20.8772907	21.29909676	4.24	11.872	0.404	8.604835	15.14	112.88649
8	3.019	2.9	0	0.8	0.6	16.197	12.957548	9.718161	5.07	14.196	0.404	3.926137	15.14	61.305399
9	0.86	0	0	0.9	0.43589	0	0	0	1.71	4.788	0.404	0	15.14	0
Somme							113.1791798			126.98		158.6834		1628.3573

Kss 2.52399

Kas 1.70937

## Annexe C.2

## calcul de stabilité

a=	0.25	tangø=	0.404
R	29.15		
C=	2.8		
γ1	1.85		
γ2	2.14		
r	15.14		

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-5	0.57	0	0	-0.5	0.86603	0	0	0	0.64	1.792	0.404	0	15.14	0
-4	2.915	1.65	0	-0.4	0.91652	8.898	-3.559215	8.155186076	3.18	8.904	0.404	3.294695	15.14	33.679072
-3	2.915	3.25	0.46	-0.3	0.95394	20.396	-6.11878905	19.45650913	3.06	8.568	0.404	7.86043	15.14	77.198722
-2	2.915	4.22	1.22	-0.2	0.9798	30.368	-6.0735774	29.75433109	2.98	8.344	0.404	12.02075	15.14	114.94245
-1	2.915	5.2	1.66	-0.1	0.99499	38.398	-3.8397546	38.20507589	2.93	8.204	0.404	15.43485	15.14	145.33471
0	2.915	6.17	1.81	0	1	44.564	0	44.5642285	2.92	8.176	0.404	18.00395	15.14	168.6756
1	2.915	7.14	1.66	0.1	0.99499	48.859	4.8859481	48.61456978	2.93	8.204	0.404	19.64029	15.14	184.93314
2	2.915	8.11	1.22	0.2	0.9798	51.346	10.2691369	50.30829101	2.98	8.344	0.404	20.32455	15.14	194.34342
3	2.915	9.08	0.46	0.3	0.95394	51.836	15.5507088	49.44810245	3.06	8.568	0.404	19.97703	15.14	196.19811
4	2.915	9.43	0	0.4	0.91652	50.854	20.341453	46.60812406	3.18	8.904	0.404	18.82968	15.14	192.481
5	2.915	8.93	0	0.5	0.86603	48.157	24.07862875	41.70540837	3.37	9.436	0.404	16.84898	15.14	182.27522
6	2.915	7.97	0	0.6	0.8	42.98	25.7881305	34.384174	3.65	10.22	0.404	13.89121	15.14	162.68012
7	2.915	6.44	0	0.7	0.71414	34.729	24.310517	24.80168817	4.09	11.452	0.404	10.01988	15.14	131.45044
8	2.915	4.09	0	0.8	0.6	22.056	17.645078	13.2338085	4.89	13.692	0.404	5.346459	15.14	83.483275
9	1.61	0.28	0	0.9	0.43589	0.834	0.750582	0.363523454	3.39	9.492	0.404	0.146863	15.14	3.1566143
Somme							124.028847			132.3		181.6396		1870.8319

Kss 2.53118

Kas 1.66804

a=	0.25	tangø=	0.404
R	31.23		
C=	2.8		
γ1	1.85		
γ2	2.14		
r	15.14		

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-5	0.16	0	0	-0.5	0.86603	0	0	0	0.18	0.504	0.404	0	15.14	0
-4	3.123	1.39	0	-0.4	0.91652	8.0308	-3.2123178	7.360344737	3.41	9.548	0.404	2.973579	15.14	30.396557
-3	3.123	3.13	0.46	-0.3	0.95394	21.158	-6.34740381	20.18345774	3.28	9.184	0.404	8.154117	15.14	80.083078
-2	3.123	4.17	1.27	-0.2	0.9798	32.58	-6.51601458	31.92182176	3.19	8.932	0.404	12.89642	15.14	123.31558
-1	3.123	5.22	1.75	-0.1	0.99499	41.854	-4.1854446	41.64464796	3.14	8.792	0.404	16.82444	15.14	158.41908
0	3.123	6.26	1.9	0	1	48.866	0	48.865581	3.12	8.736	0.404	19.74169	15.14	184.95622
1	3.123	7.31	1.73	0.1	0.99499	53.796	5.37958611	53.52620596	3.14	8.792	0.404	21.62459	15.14	203.61733
2	3.123	8.33	1.27	0.2	0.9798	56.615	11.32293618	55.47083206	3.19	8.932	0.404	22.41022	15.14	214.28657
3	3.123	9.38	0.46	0.3	0.95394	57.268	17.18031006	54.6299042	3.28	9.184	0.404	22.07048	15.14	216.75825
4	3.123	9.71	0	0.4	0.91652	56.1	22.4400042	51.41650892	3.41	9.548	0.404	20.77227	15.14	212.33854
5	3.123	9.19	0	0.5	0.86603	53.096	26.54784225	45.98221161	3.61	10.108	0.404	18.57681	15.14	200.96717
6	3.123	8.16	0	0.6	0.8	47.145	28.2868848	37.7158464	3.91	10.948	0.404	15.2372	15.14	178.4431
7	3.123	6.53	0	0.7	0.71414	37.727	26.40918105	26.94275376	4.39	12.292	0.404	10.88487	15.14	142.79821
8	3.123	3.99	0	0.8	0.6	23.052	18.4419396	13.8314547	5.25	14.7	0.404	5.587908	15.14	87.253427
9	1.28	0	0	0.9	0.43589	0	0	0	2.6	7.28	0.404	0	15.14	0
Somme							135.7475035			137.48		197.7546		2033.6331

Kss 2.46955

Kas 1.66895

## 1.b-Cas de fonctionnement normal (talus aval)

a=	0.25	tang $\phi$ =		0.404																
R	24.83																			
C=	2.8																			
$\gamma_1$	1.85																			
$\gamma_2$	2.32																			
$\gamma_3$	2.14																			
r	13.25																			
N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\phi$	N*tang $\phi$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\phi$	dn	a*Gn*dn		
-4	1.38	1.18	0	0	-0.4	0.9165	3.01254	-1.205016	2.761038517	2.87	8.036	0.404	1.1155	1.18	3.3866	1.368186	13.25	9.97903875		
-3	2.483	2.36	0.83	0	-0.3	0.9539	15.622043	-4.68661284	14.90247903	2.63	7.364	0.404	6.0206	2.36	6.2068	2.507547	13.25	51.7480168		
-2	2.483	3.38	1.47	0	-0.2	0.9798	23.994222	-4.79884444	23.50944047	2.54	7.112	0.404	9.4978	3.38	8.5852	3.468421	13.25	79.480861		
-1	2.483	4.37	1.85	0	-0.1	0.995	30.73085	-3.07308495	30.57680918	2.5	7	0.404	12.353	4.37	10.925	4.4137	13.25	101.795939		
0	2.483	5.36	1.98	0	0	1	36.027337	0	36.0273368	2.48	6.944	0.404	14.555	5.36	13.2928	5.370291	13.25	119.340553		
1	2.483	6.35	1.85	0	0.1	0.995	39.826079	3.98260785	39.62644778	2.5	7	0.404	16.009	6.35	15.875	6.4135	13.25	131.923885		
2	2.483	7.35	1.47	0	0.2	0.9798	42.230616	8.44612314	41.377384	2.54	7.112	0.404	16.716	7.35	18.669	7.542276	13.25	139.888915		
3	2.483	8.34	0	0	0.3	0.9539	38.310207	11.4930621	36.54560827	2.6	7.28	0.404	14.764	8.34	21.684	8.760336	13.25	126.902561		
4	2.483	9.24	0	0	0.4	0.9165	42.444402	16.9777608	38.900937	2.71	7.588	0.404	15.716	9.24	25.0404	10.11632	13.25	140.597082		
5	2.483	9.98	0	0	0.5	0.866	45.843629	22.9218145	39.70174732	2.87	8.036	0.404	16.04	9.98	28.6426	11.57161	13.25	151.857021		
6	2.483	8.33	0	0	0.6	0.8	38.264272	22.9585629	30.6114172	3.11	8.708	0.404	12.367	8.33	25.9063	10.46615	13.25	126.750399		
7	2.483	7.19	0	0	0.7	0.7141	33.027625	23.11933715	23.58644165	3.49	9.772	0.404	9.5289	7.19	25.0931	10.13761	13.25	109.404006		
8	2.483	5.35	0	0	0.8	0.6	24.575493	19.660394	14.7452955	4.17	11.676	0.404	5.9571	5.35	22.3095	9.013038	13.25	81.4063189		
9	2.37	2.28	0	0	0.9	0.4359	9.99666	8.996994	4.357443071	5.53	15.484	0.404	1.7604	2.28	12.6084	5.093794	13.25	33.1139363		
Somme								124.7930982			119.112		152.4			96.24278		1404.18853		

Kss 1.40449

Kas 3.09927

a=	0.25	tang $\theta$ =		0.404															
R	25.87																		
C=	2.8																		
$\gamma_1$	1.85																		
$\gamma_2$	2.32																		
$\gamma_3$	2.14																		
r	13.25																		
N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\theta$	N*tang $\theta$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\theta$	dn	a*Gn*dn	
-4	1.67	0.3	0	0	-0.4	0.9165	0.92685	-0.37074	0.849472057	1.8	5.04	0.404	0.3432	0.3	0.54	0.21816	13.25	3.07019063	
-3	2.587	2.37	0	0	-0.3	0.9539	11.342702	-3.40281045	10.82024761	2.71	7.588	0.404	4.3714	2.37	6.4227	2.594771	13.25	37.5726987	
-2	2.587	3.93	0.15	0	-0.2	0.9798	19.70906	-3.9418119	19.31085563	2.64	7.392	0.404	7.8016	3.93	10.3752	4.191581	13.25	65.2862596	
-1	2.587	4.97	0.54	0	-0.1	0.995	27.027165	-2.70271651	26.89168974	2.6	7.28	0.404	10.864	4.97	12.922	5.220488	13.25	89.5274844	
0	2.587	6	0.67	0	0	1	32.736933	0	32.7369328	2.59	7.252	0.404	13.226	6	15.54	6.27816	13.25	108.44109	
1	2.587	7.04	0.54	0	0.1	0.995	36.934082	3.69340816	36.74894719	2.61	7.308	0.404	14.847	7.04	18.3744	7.423258	13.25	122.344145	
2	2.587	8.09	0.14	0	0.2	0.9798	39.558593	7.91171862	38.75934721	2.68	7.504	0.404	15.659	8.09	21.6812	8.759205	13.25	131.03784	
3	2.587	8.59	0	0	0.3	0.9539	41.111311	12.33339315	39.21769071	2.72	7.616	0.404	15.844	8.59	23.3648	9.439379	13.25	136.181216	
4	2.587	8.65	0	0	0.4	0.9165	41.398468	16.559387	37.94232219	2.83	7.924	0.404	15.329	8.65	24.4795	9.889718	13.25	137.132424	
5	2.587	8.37	0	0	0.5	0.866	40.058402	20.02920075	34.69159333	2.99	8.372	0.404	14.015	8.37	25.0263	10.11063	13.25	132.693455	
6	2.587	7.69	0	0	0.6	0.8	36.803956	22.0823733	29.4431644	3.24	9.072	0.404	11.895	7.69	24.9156	10.0659	13.25	121.913103	
7	2.587	6.5	0	0	0.7	0.7141	31.108675	21.7760725	22.2160376	3.64	10.192	0.404	8.9753	6.5	23.66	9.55864	13.25	103.047486	
8	2.587	4.56	0	0	0.8	0.6	21.823932	17.4591456	13.0943592	4.36	12.208	0.404	5.2901	4.56	19.8816	8.032166	13.25	72.2917748	
9	1.8	1.02	0	0	0.9	0.4359	3.3966	3.05694	1.480543615	3.94	11.032	0.404	0.5981	1.02	4.0188	1.623595	13.25	11.2512375	
Somme								114.4835602			115.78		139.06			93.40565		1271.7904	

Kss 1.41009

Kas 3.28376

## Annexe C.2

## calcul de stabilité

a=	0.25	tangø=	0.404																
R	23.19																		
C=	2.8																		
γ1	1.85																		
γ2	2.32																		
γ3	2.14																		
r	13.25																		
N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Ssin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn	
-4	2.319	1.12	0	0	-0.4	0.9165	4.804968	-1.9219872	4.403825914	2.62	7.336	0.404	1.7791	1.12	2.9344	1.185498	13.25	15.9164565	
-3	2.319	2.91	0	0	-0.3	0.9539	12.484337	-3.74530095	11.90929799	2.43	6.804	0.404	4.8114	2.91	7.0713	2.856805	13.25	41.3543647	
-2	2.319	4.44	0	0	-0.2	0.9798	19.048266	-3.8096532	18.66341287	2.37	6.636	0.404	7.54	4.44	10.5228	4.251211	13.25	63.0973811	
-1	2.319	5.72	0	0	-0.1	0.995	24.539658	-2.4539658	24.41665142	2.34	6.552	0.404	9.8643	5.72	13.3848	5.407459	13.25	81.2876171	
0	2.319	6.76	0	0	0	1	29.001414	0	29.001414	2.32	6.496	0.404	11.717	6.76	15.6832	6.336013	13.25	96.0671839	
1	2.319	7.57	0	0	0.1	0.995	32.476436	3.24764355	32.31364532	2.33	6.524	0.404	13.055	7.57	17.6381	7.125792	13.25	107.578193	
2	2.319	8.15	0	0	0.2	0.9798	34.964723	6.9929445	34.25829165	2.37	6.636	0.404	13.84	8.15	19.3155	7.803462	13.25	115.820643	
3	2.319	8.48	0	0	0.3	0.9539	36.380472	10.9141416	34.70475841	2.43	6.804	0.404	14.021	8.48	20.6064	8.324986	13.25	120.510314	
4	2.319	8.54	0	0	0.4	0.9165	36.637881	14.6551524	33.5791726	2.53	7.084	0.404	13.566	8.54	21.6062	8.728905	13.25	121.362981	
5	2.319	8.29	0	0	0.5	0.866	35.565344	17.78267175	30.80049097	2.68	7.504	0.404	12.443	8.29	22.2172	8.975749	13.25	117.8102	
6	2.319	7.69	0	0	0.6	0.8	32.991254	19.7947521	26.3930028	2.91	8.148	0.404	10.663	7.69	22.3779	9.040672	13.25	109.283527	
7	2.319	6.63	0	0	0.7	0.7141	28.443695	19.91058615	20.31286085	3.26	9.128	0.404	8.2064	6.63	21.6138	8.731975	13.25	94.219738	
8	2.319	4.91	0	0	0.8	0.6	21.064637	16.8517092	12.6387819	3.89	10.892	0.404	5.1061	4.91	19.0999	7.71636	13.25	69.7766084	
9	2.04	2.03	0	0	0.9	0.4359	7.66122	6.895098	3.339448376	4.65	13.02	0.404	1.3491	2.03	9.4395	3.813558	13.25	25.3777913	
Somme								105.1137921			109.564		127.96			90.29844		1179.463	

Kss 1.40064

Kas 2.89469

a=	0.25	tangø=	0.404																
R	28.24																		
C=	2.8																		
γ1	1.85																		
γ2	2.32																		
γ3	2.14																		
r	13.25																		
N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn	
-4	0.45	0	0	0	-0.4	0.9165	0	0	0	0.48	1.344	0.404	0	0	0	0	13.25	0	
-3	2.824	1.43	0	0	-0.3	0.9539	7.470892	-2.2412676	7.126776748	2.96	8.288	0.404	2.8792	1.43	4.2328	1.710051	13.25	24.7473298	
-2	2.824	2.62	0.73	0	-0.2	0.9798	18.470654	-3.69413088	18.0974714	2.89	8.092	0.404	7.3114	2.62	7.5718	3.059007	13.25	61.1840427	
-1	2.824	3.76	1.16	0	-0.1	0.995	27.243693	-2.72436928	27.10713208	2.84	7.952	0.404	10.951	3.76	10.6784	4.314074	13.25	90.2447324	
0	2.824	4.89	1.31	0	0	1	34.130017	0	34.1300168	2.83	7.924	0.404	13.789	4.89	13.8387	5.590835	13.25	113.055681	
1	2.824	6.02	1.16	0	0.1	0.995	39.050837	3.90508368	38.85509202	2.84	7.952	0.404	15.697	6.02	17.0968	6.907107	13.25	129.355897	
2	2.824	7.15	0.73	0	0.2	0.9798	42.137186	8.42743728	41.28584235	2.88	8.064	0.404	16.679	7.15	20.592	8.319168	13.25	139.57943	
3	2.824	8.28	0	0	0.3	0.9539	43.258032	12.9774096	41.2655325	2.96	8.288	0.404	16.671	8.28	24.5088	9.901555	13.25	143.292231	
4	2.824	8.36	0	0	0.4	0.9165	43.675984	17.4703936	40.02970055	3.08	8.624	0.404	16.172	8.36	25.7488	10.40252	13.25	144.676697	
5	2.824	8.06	0	0	0.5	0.866	42.108664	21.054332	36.46717274	3.26	9.128	0.404	14.733	8.06	26.2756	10.61534	13.25	139.48495	
6	2.824	7.33	0	0	0.6	0.8	38.294852	22.9769112	30.6358816	3.54	9.912	0.404	12.377	7.33	25.9482	10.48307	13.25	126.851697	
7	2.824	6.04	0	0	0.7	0.7141	31.555376	22.0887632	22.53504592	3.97	11.116	0.404	9.1042	6.04	23.9788	9.687435	13.25	104.527183	
8	2.824	3.94	0	0	0.8	0.6	20.584136	16.4673088	12.3504816	4.74	13.272	0.404	4.9896	3.94	18.6756	7.544942	13.25	68.1849505	
9	1.66	0.43	0	0	0.9	0.4359	1.32053	1.188477	0.575605682	3.5	9.8	0.404	0.2325	0.43	1.505	0.60802	13.25	4.37425563	
Somme								117.8963486			119.756		141.59			89.14313		1289.55908	

Kss 1.4606

Kas 3.77099

## 1.c-Cas vidange rapide (talus amont)

a=	0.25	tangø=	0.404													
R	27.66															
C=	2.8															
γ1	1.85															
γ2	2.32															
γ3	2.14															
r	15.143															
N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn	
-5	0.48	0	0	0	-0.5	0.866	0	0	0	0.54	1.512	0.404	0	15.143	0	
-4	2.766	0	0	1.52	-0.4	0.9165	8.9972448	-3.59889792	8.246111068	3.02	8.456	0.404	3.3314	15.143	34.0613195	
-3	2.766	0	0.31	3.17	-0.3	0.9539	20.753298	-6.2259894	19.79738452	2.9	8.12	0.404	7.9981	15.143	78.5667979	
-2	2.766	0	1.02	4.09	-0.2	0.9798	30.755154	-6.1510308	30.1337737	2.82	7.896	0.404	12.174	15.143	116.431324	
-1	2.766	0	1.44	5.02	-0.1	0.995	38.955238	-3.89552376	38.75997202	2.78	7.784	0.404	15.659	15.143	147.474791	
0	2.766	0	1.58	5.94	0	1	45.299335	0	45.2993352	2.77	7.756	0.404	18.301	15.143	171.491958	
1	2.766	0	1.44	6.87	0.1	0.995	49.905832	4.99058316	49.65567548	2.78	7.784	0.404	20.061	15.143	188.931002	
2	2.766	0	1.02	7.78	0.2	0.9798	52.59715	10.51942992	51.53447138	2.82	7.896	0.404	20.82	15.143	199.119659	
3	2.766	0	1.31	8.7	0.3	0.9539	59.903815	17.97114456	57.14459763	2.9	8.12	0.404	23.086	15.143	226.780868	
4	2.766	0	0	8.9	0.4	0.9165	52.681236	21.0724944	48.28315033	3.02	8.456	0.404	19.506	15.143	199.437989	
5	2.766	0	0	8.42	0.5	0.866	49.840001	24.9200004	43.16270682	3.2	8.96	0.404	17.438	15.143	188.681783	
6	2.766	1.02	0	6.5	0.6	0.8	43.694502	26.2167012	34.9556016	3.46	9.688	0.404	14.122	15.143	165.416461	
7	2.766	2.93	0	3.03	0.7	0.7141	32.9284	23.04988014	23.51558133	3.89	10.892	0.404	9.5003	15.143	124.658691	
8	2.766	3.83	0	0	0.8	0.6	19.598493	15.6787944	11.7590958	4.65	13.02	0.404	4.7507	15.143	74.1949949	
9	1.51	0.21	0	0	0.9	0.4359	0.586635	0.5279715	0.255708268	3.05	8.54	0.404	0.1033	15.143	2.22085345	
Somme								125.0755578			124.88		186.85		1917.46849	

Kss 2.49234

Kas 1.60357



N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\phi$	N*tang $\phi$	dn	a*Gn*dn
	<b>a=</b>	<b>0.25</b>	<b>tang<math>\phi</math>=</b>	<b>0.404</b>											
	<b>R</b>	<b>31.23</b>													
	<b>C=</b>	<b>2.8</b>													
	<b>v1</b>	<b>1.85</b>													
	<b>v2</b>	<b>2.32</b>													
	<b>v3</b>	<b>2.14</b>													
	<b>r</b>	<b>15.143</b>													
-5	0.16	0	0	0	-0.5	0.866	0	0	0	0.18	0.504	0.404	0	15.143	0
-4	3.123	0	0	1.39	-0.4	0.9165	9.2896758	-3.71587032	8.514128507	3.41	9.548	0.404	3.4397	15.143	35.1683902
-3	3.123	0	0.46	3.13	-0.3	0.9539	24.251344	-7.27540326	23.13430792	3.28	9.184	0.404	9.3463	15.143	91.8095263
-2	3.123	0	1.27	4.17	-0.2	0.9798	37.070635	-7.41412692	36.32165568	3.19	8.932	0.404	14.674	15.143	140.340155
-1	3.123	0	1.75	5.22	-0.1	0.995	47.565788	-4.75657884	47.32736189	3.14	8.792	0.404	19.12	15.143	180.072183
0	3.123	0	1.9	6.26	0	1	55.603141	0	55.6031412	3.12	8.736	0.404	22.464	15.143	210.499592
1	3.123	0	1.73	7.31	0.1	0.995	61.388811	6.1388811	61.08109572	3.14	8.792	0.404	24.677	15.143	232.402691
2	3.123	0	1.27	8.33	0.2	0.9798	64.87283	12.97456596	63.56213247	3.19	8.932	0.404	25.679	15.143	245.592315
3	3.123	0	0.46	9.38	0.3	0.9539	66.021469	19.80644076	62.98046761	3.28	9.184	0.404	25.444	15.143	249.940777
4	3.123	0	0	9.71	0.4	0.9165	64.894066	25.95762648	59.4763941	3.41	9.548	0.404	24.028	15.143	245.672711
5	3.123	1.01	0	8.18	0.5	0.866	60.504065	30.25203255	52.39805741	3.61	10.108	0.404	21.169	15.143	229.053264
6	3.123	3.17	0	4.99	0.6	0.8	51.664101	30.99846078	41.33128104	3.91	10.948	0.404	16.698	15.143	195.587371
7	3.123	5.5	0	1.03	0.7	0.7141	38.660242	27.06216912	27.60893484	4.39	12.292	0.404	11.154	15.143	146.35801
8	3.123	3.99	0	0	0.8	0.6	23.052425	18.4419396	13.8314547	5.25	14.7	0.404	5.5879	15.143	87.2707161
9	1.28	0	0	0	0.9	0.4359	0	0	0	2.6	7.28	0.404	0	15.143	0
Somme								148.470137			137.48		223.48		2289.7677

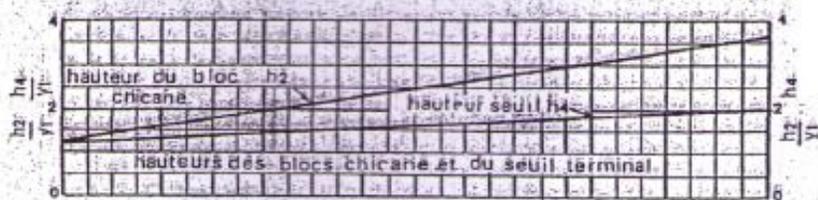
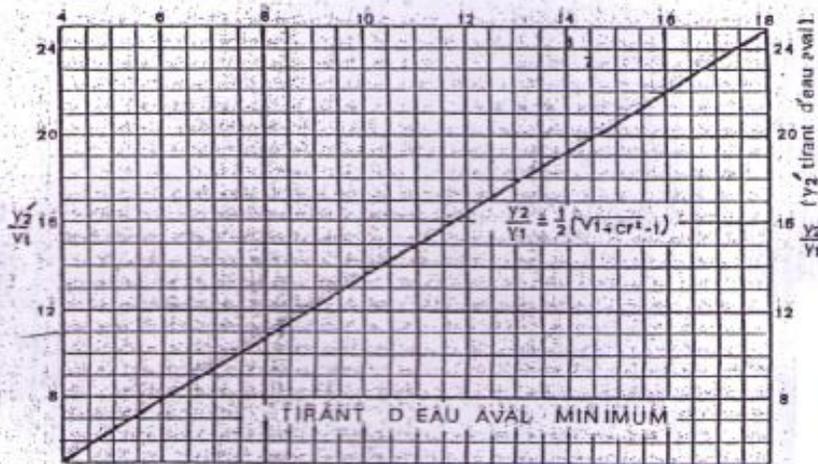
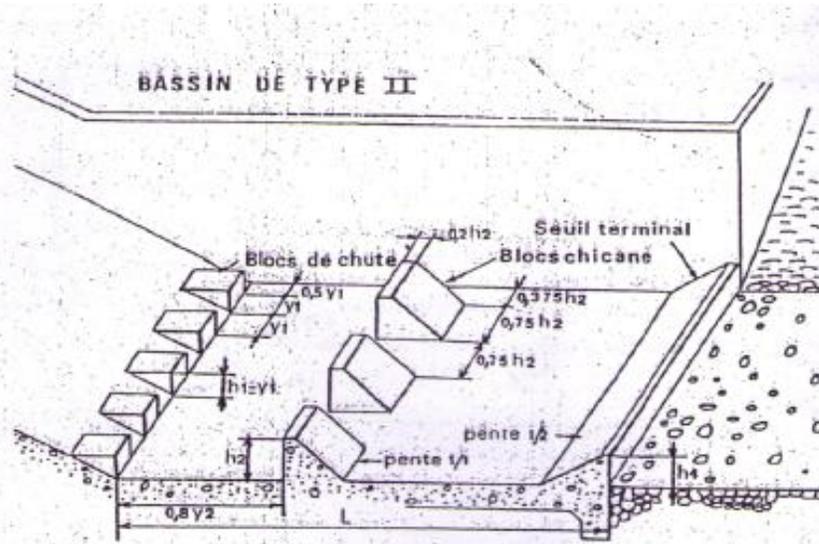
Kss 2.4312  
Kas 1.62749

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\phi$	N*tang $\phi$	dn	a*Gn*dn
-5	0.57	0	0	0	-0.5	0.866	0	0	0	0.64	1.792	0.404	0	15.143	0
-4	2.915	0	0	1.65	-0.4	0.9165	10.292865	-4.117146	9.433566596	3.18	8.904	0.404	3.8112	15.143	38.9662137
-3	2.915	0	0.46	3.25	-0.3	0.9539	23.384713	-7.0154139	22.30759444	3.06	8.568	0.404	9.0123	15.143	88.5286772
-2	2.915	0	1.22	4.22	-0.2	0.9798	34.575398	-6.9150796	33.8768331	2.98	8.344	0.404	13.686	15.143	130.893813
-1	2.915	0	1.66	5.2	-0.1	0.995	43.664368	-4.3664368	43.44549761	2.93	8.204	0.404	17.552	15.143	165.302381
0	2.915	0	1.81	6.17	0	1	50.729745	0	50.729745	2.92	8.176	0.404	20.495	15.143	192.050132
1	2.915	0	1.66	7.14	0.1	0.995	55.766282	5.5766282	55.48675	2.93	8.204	0.404	22.417	15.143	211.117202
2	2.915	0	1.22	8.11	0.2	0.9798	58.841607	11.7683214	57.65276512	2.98	8.344	0.404	23.292	15.143	222.759614
3	2.915	0	0.46	9.08	0.3	0.9539	59.752836	17.9258508	57.00057266	3.06	8.568	0.404	23.028	15.143	226.209299
4	2.915	0	0	9.43	0.4	0.9165	58.825283	23.5301132	53.91426242	3.18	8.904	0.404	21.781	15.143	222.697815
5	2.915	0.13	0	8.8	0.5	0.866	55.596338	27.79816875	48.14784063	3.37	9.436	0.404	19.452	15.143	210.473835
6	2.915	2.1	0	5.87	0.6	0.8	47.942422	28.7654532	38.3539376	3.65	10.22	0.404	15.495	15.143	181.498024
7	2.915	4.19	0	2.26	0.7	0.7141	36.693729	25.68560995	26.20456359	4.09	11.452	0.404	10.587	15.143	138.913283
8	2.915	4.09	0	0	0.8	0.6	22.056348	17.645078	13.2338085	4.89	13.692	0.404	5.3465	15.143	83.4998175
9	1.61	0.28	0	0	0.9	0.4359	0.83398	0.750582	0.363523454	3.39	9.492	0.404	0.1469	15.143	3.15723979
Somme								137.0317292			132.3		206.1		2116.06735

Kss 2.46951

Kas 1.61432

Abaque pour le dimensionnement du bassin d'amortissement type II



Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FROUDE supérieur à 4,5 et une vitesse de l'eau à l'entrée du bassin inférieure à 15 m/s (extrait de "design of small dams")

# ANNEXE D

## AnnexeD.1 : Volumes des travaux de l'évacuateur de crue

N° de la coupe	Surface (m <sup>2</sup> )					Surface moyenne (m <sup>2</sup> )				
	Déblai	Remblai	Béton armé	Béton propreté	Enrochement	Déblai	Remblai	Béton armé	Béton propreté	Enrochement
1-1	42.11	20.73	2.81	1.03	0	54.33	13.66	6.56	1.03	0
2-2	66.55	6.59	10.31	1.03	0					
3-3	55.76	9.27	2.81	1.03	0	61.155	7.93	6.56	1.03	0
	4-4	48.2	10.98	2.81	1.03	0	51.98	10.125	2.81	1.03
5-5	33.23	32.76	2.81	1.03	0	40.715	21.87	2.81	1.03	0
	6-6	3.15	7.89	1.27	0.43	0	18.19	20.325	2.04	0.73
7-7	10.82	1.22	1.14	0.43	0	6.985	4.555	1.205	0.43	0
	8-8	13.3	6.96	1.72	0.43	0	12.06	4.09	1.43	0.43
9-9	2.73	10.1	2.17	0.63	0	8.015	8.53	1.945	0.53	0
						2.495	5.91	1.085	0.315	0.75

10-10	2.26	1.72	0	0	1.5					
-------	------	------	---	---	-----	--	--	--	--	--

AnnexeD.1 : Volumes des travaux de l'évacuateur de crue (Suite)

N° de la coupe	Volume des travaux (m <sup>2</sup> )					
	di	Déblai	Remblai	Béton armé	Béton propreté	Enrochement
1-1						
2-2	20.5	1113.765	280.03	134.48	21.115	0
	1.2					
3-3		73.386	9.516	7.872	1.236	0
	13.27					
4-4		689.7746	134.3588	37.2887	13.6681	0
	4.7					
5-5		191.3605	102.789	13.207	4.841	0
	20.1					
6-6		365.619	408.5325	41.004	14.673	0
	29.6					
7-7		206.756	134.828	35.668	12.728	0
	32.29					
8-8		389.4174	132.0661	46.1747	13.8847	0
	8.68	69.5702	74.0404	16.8826	4.6004	0

--	--

9-9	11.41					
10-10		28.46795	67.4331	12.37985	3.59415	8.5575
<b>Volume total des travaux</b>		3128.117	1343.594	344.9569	90.34035	8.5575

AnnexeD.1 : Volumes des travaux de la vidange de fond

N° de la coupe	Surface (m <sup>2</sup> )				Surface moyenne (m <sup>2</sup> )				di	Volume des matériaux (m <sup>3</sup> )			
	Déblai	Remblai	Béton armé	Béton propreté	Déblai	Remblai	Béton armé	Béton propreté		Déblai	Remblai	Béton armé	Béton propreté
1-1	0.06	0	0.21	0.07	0.03	1.225	0.21	0.07	20	0.6	24.5	4.2	1.4
2-2	0	2.45	0.21	0.07									
3-3	0	6	0.21	0.07	0	4.225	0.21	0.07	20	20	0	4.2	1.4
					1	0	0.21	0.07	20	22.5	0	4.2	1.4
4-4	2	0	0.21	0.07	1.125	0	0.21	0.07	20	19.5	0	4.2	1.4
					0.975	0	0.21	0.07	31.23	1.8738	0	6.5583	2.1861
5-5	0.25	0	0.21	0.07	0.975	0	0.21	0.07	20	19.5	0	4.2	1.4
					0.06	0	0.21	0.07					
6-6	1.7	0	0.21	0.07	0.06	0	0.21	0.07	20	19.5	0	4.2	1.4
					0.06	0	0.21	0.07					
7-7	0.06	0	0.21	0.07									
<b>Volume total des matériaux</b>										64.4738	109	27.5583	9.1861