

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
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'UNE RETENUE COLLINAIRE SUR L'OUED  
HAOUCH EL KEBIR COMMUNE DE DAHMOUNI  
(W.TIARET)**

**Présenté par :  
M<sup>r</sup> BOUSSALIA ISHAK**

**DEVANT LES MEMBRES DU JURY :**

<b>Nom et prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
<b>M<sup>r</sup> B.BENLAOUKLI</b>	<b>MC.B</b>	Président
<b>M<sup>r</sup> A.ZEROUAL</b>	<b>MA.A</b>	Examinateur
<b>M<sup>me</sup> N.SAIL</b>	<b>MA.A</b>	Examinatrice
<b>M<sup>me</sup> S.BERBACHE</b>	<b>MA.A</b>	Examinatrice
<b>M S.BENSAAD</b>	<b>MA.B</b>	Examinatrice
<b>M<sup>me</sup> N.HADJ SADOK</b>	<b>MA.B</b>	Promotrice

**OCTOBER-2018**

# Remerciements

*Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions.*

*J'aimerais exprimer ma gratitude pour la patience, le soutien et l'aide qu'a pu m'apporter mon promoteur M<sup>me</sup> N. Hadj Sadok, ainsi que M<sup>r</sup>: Hassane pour ces orientations et son compréhension.*

*Mes remerciements également à :*

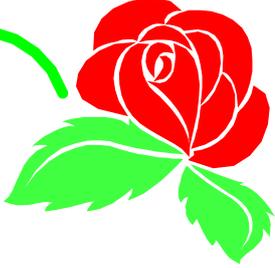
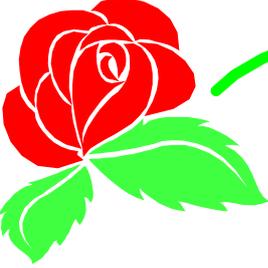
*Tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce travail ;*

*Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire ;*

*Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.*

*Enfin un grand merci tout spécial à ma famille, à mes parents qui m'ont permis de poursuivre mes études, à mes frères, ainsi qu'à tous mes amis qui n'ont cessé de me soutenir et de m'encourager au cours de mes années d'études et de m'avoir plus d'une fois remonté le moral. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde reconnaissance.*

*Ishak*



# Dédicace

*Je dédie ce modeste travail à tous ceux que j'aime mais surtout :*

*A mes parents qui ont toujours été les étoiles de mon ciel et ont illuminé mon Chemin depuis ma naissance, je ne les remercierai jamais assez (ma mère Rbiha et mon père Rabah que Dieu me les garde);*

*A mes frères : Abdou, Ibrahim ,et a ma Sœur :Zineb ,et sa fille : Mayar ta9wa ET SON FILS ADIB*

*A toute ma famille à zighoud youcef;*

*A mes cousines : Zaki ,Zaki, Abdou, Lamine, Ousama, Rafik;*

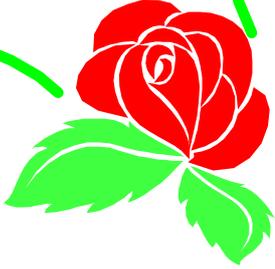
*A toutes mes amies: Hachem, Abdou, Ramzy, Ahsen, Houssam, Haroun2 , Takir, Amar, Borhan, Nouri, Lokman, Malek, Raouf, mohamad 3 , Motassem et Bilal, Saad, Yakoub 2, Tahar, Moussaab, Brahim, Couca, Saad;*

*A tout les enseignants de l'ENSH qui m'ont accompagné durant mes études ;*

*A tous mes collègues de L'ENSH.*

*A toute personne utilisant ce document pour un bon usage.*

# Shak



Introduction générale		
<b>Chapitre I : Etude topographique</b>		
I.1	Introduction	01
I.2	Situation géographique du site.	01
I.3	choix du site de barrage	02
I.4	Documentations consultés	03
I.5	Caractéristiques morphologiques	03
I.6	conclusion	04
<b>Chapitre II : Etude géologique et géotechnique</b>		
II.1	Introduction	05
II.2	Objet de l etude	05
II.3	Sismicité de la région d'étude	06
II.4	Contexte géologique régional	08
II.4.1	Le Mésozoïque	08
II.4.2	Le Quaternaire	09
II.5	Tectonique	10
II.6	Géologie du site d'étude	11
II.7	Hydrogéologie sommaire de la région	11
II.8	Hydrologie	11
II.8.1	Contexte régionale	11
II. 8.2	Hydrologie du bassin versant de la retenue	12
II. 9	Fondation de la digue et ses ouvrages annexes	12
II .10	Stabilité des versants de la cuvette	13
II .11	Matériaux de construction de la digue de la retenue collinaire	13
II .12	Etude géotechnique	13
II .12.1	Prospection géotechnique de Terrain	13
II .12.2	.Prospection géotechnique de laboratoire	14
II .12.2.1	Programme des Essais géotechniques	14
II .12.2.2	Mode opératoire des essais	15
II .12.3	Resultats et interpretation des résultats d essais	15
II .12.3.1	Terrains d'assise et de fondation de la digue	15
II .12.3.2	Matériaux de construction de la Digue	20
II .12.4	Propositi des caractéri géotech pour calc de stabilité d digue	24
II .12.4.1	Terrains d'assise et de fondation de la digue	24
II .12.4.2	Matériaux de remblai de la digue	25
II .12.5	Conclusions	26
<b>Chapitre III : Etude hydrologique</b>		
III.1	INTRODUCTION	27
III.2	Le bassin versant	28
III.2.1	Définition du bassin versant	28
III.2.2	Comportement hydrologique	28
III.2.3	Caractéristiques morphologiques du bassin versant	28
III.2.4	paramètres du relief	30
III.2.4.1	La courbe hypsométrique	30
III.2.4.2	L'altitude moyenne du bassin versant	31
III.2.4.3	Indice de pente globale $i_g$ :	34
III.2.4.4	L'indice de pente $i_p$	34

III.2.5	caractéristiques hydrographiques du bassin versant	35
III.2.5.1	La longueur du cours d'eau principal (L)	36
III.2.5.2	Le profil longitudinal du cours d'eau	36
III.2.5.3	La pente moyenne d'un cours d'eau	36
III.2.5.4	Le degré de développement du réseau.	37
III.3	Caractéristiques climatiques	40
III.3.1	La température	40
III.3.2	L'évaporation	40
III.3.3	Humidité relative de l'aire	41
III.3.4	La pluviométrie	42
III.3.5	Vitesse de vent	44
III.4	Pluies maximales journalières	45
III.4.1	Ajustement des pluies maximales journalières	45
III.4.1.1	Ajustement comparatif avec "Hyfran"	45
III.4.1.2	résultats de l'ajustement	46
III.5	Etudes des apports	46
III.5.1	Apports liquides	46
III.5.1.1	Apport moyen interannuel ( $A_0$ )	46
III.5.1.2	Caractéristiques de l'écoulement	48
III.5.1.3	Irrégularité des apports	50
III.5.2	Apport solide et l'estimation du volume mort	51
III.6	Etude des crues	54
III.6.1	Formules empiriques pour la détermination de la crue	54
III.6.2	Hydrogrammes de crue	55
III.6.3	Choix de fréquence de la crue du projet	58
III.7	Courbe capacité-hauteur et surface-hauteur	62
III.8	Régularisation des débits	64
III.8.1	Module d'irrigation	64
III.8.2	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	64
III.8.2.1	Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	64
III.8.2.2	Répartition mensuelle des besoins en eau pour l'irrigation	64
III.8.2.3	Répartition de l'évaporation(en%)	65
III.8.2.4	Resultats	67
III.8.3	Laminage des crues	68
III.9	Etude d'optimisation	73
III.9.1	Calcul du coût approximatif de la digue	73
III.9.1.1	Calcul de la revanche	73
III.9.1.2	Largeur en crête	74
III.9.1.3	Calcul du coût de la digue	74
III.9.2	Calcul du coût de l'évacuateur de crues	75
III.9.2.1	Coût du déversoir	75
III.9.2.2	Calcul du canal d'approche	76
III.9.3	le coût total du barrage	77
III.10	Conclusion	78
<b>Chapitre IV : Etude des variantes.</b>		
IV.1	Généralités	79
IV.2	Choix du type de barrage	79
IV.2.1	Barrage Homogène	80

IV.2.2	Barrage à zones	80
IV.2.3	Barrage en enrochement avec masque en béton	80
IV.3	Définition de profil général du barrage	80
IV.3.1	Hauteur de barrage :	80
IV.3.1.1	Calcul de la revanche	80
IV.3.2	Largeur en crête	83
IV.3.3	La longueur en crête	84
IV.4	le choix définitif du type du barrage	84
IV.4.1	Evaluation du coût total de différents matériaux pour chaque variante	84
IV.4.1.1	Pré dimensionnement du noyau	84
IV.4.1.2	pentés des talus	85
IV.4.1.3	Protection des talus	85
IV.4.1.4	Les bermes	86
IV.4.2	volumes de la digue	86
IV.4.3	Conclusion sur le choix final du type de barrage	88
IV.5	Etude de la variante retenue	89
IV.5.1	Dimensionnement	89
IV.5.1.1	pentés des talus	89
IV.5.1.2	protection des talus	89
IV.5.1.3	Les bermes	91
IV.5.1.4	la clé d'étanchéité du barrage	91
IV.5.1.5	Transition	91
IV.5.1.6	les filtres	94
IV.5.1.6.1	calcul des filtres	94
IV.5.1.6.2	Détermination de la courbe granulométrique des filtres	94
IV.5.2	Infiltrations	95
IV.5.2.1	Etude des infiltrations	95
IV.5.2.2	Calcul du débit de fuite par infiltration	97
IV.6	Etude de stabilité	99
IV.6.1	Caractéristiques des matériaux	99
IV.6.2	Définition des cas de sollicitation	101
IV.6.3	Stabilité au cours d'un tremblement de terre	102
IV.6.4	Méthode de calcul – principe général	102
IV.6.4.1	Méthode de Bishop	102
IV.6.4.2	Coefficients de sécurité	103
IV.7	CONCLUSION	105
<b>Chapitre VI : Etude des variantes des ouvrages annexes</b>		
V.1	Introduction	106
V.2	Ouvrage de Prise d'eau	106
V.3	Ouvrage de vidange	106
V.3.1	Choix de la variante	107
V.4	Ouvrage d'évacuateur de crues	108
V.4.1	Critères de choix de l'évacuateur de crue	109
V.4.2	Différents types des évacuateurs de crues	109
V.4.3	Choix de la variante	110
V.5	Dimensionnement de l'ouvrage de vidange	110
V.5.1	Calcul du débit de vidange	110

V.5.2	Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et sa diamètre	110
V.6	Conclusion	112
<b>Chapitre VI : Etudes de la variante choisie de l'évacuateur de crue</b>		
VI.1	Introduction	113
VI.2	Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues	113
VI.3	Dimensionnement hydraulique	114
VI.3.1	Canal d'amenée	114
VI.3.2	Déversoir	114
VI.3.3	Chenal d'écoulement	115
VI.3.4	Calcul du convergent	116
VI.3.5	Le coursier	117
VI.3.6	Dissipateur d'énergie	119
VI.3.7	Canal de restitution	121
VI.3.8	Conception de l'évacuateur de crues	122
VI.3.8.1	Hauteur des murs bajoyers	122
VI.4	Conclusion	123
Conclusion générale		

<i>Liste des tableaux</i>	page
<b>Chapitre II: Etude géologique et géotechnique</b>	
programme de l'investigation géotechnique	14
Caractéristiques physico-chimiques des marno-calcaires	16
Caractéristiques physico-chimiques des sables avec cailloux	17
Caractéristiques physico-chimiques des argiles vertes.	18
Caractéristiques physico-chimiques et mécaniques des argiles consolidées.	19
Caractéristiques physico-chimiques des matériaux de zone d'emprunt.	20
<i>Récapitulation des données d'essais sur échantillons de l'axe de la digue</i>	22
<i>Récapitulation des données d'essais sur échantillons de zones d'emprunt</i>	23
Caractéristiques proposées- zone d'emprise	24
Caractéristiques proposées - Matériaux de Remblai	25
<b>Chapitre III: Etude hydrologique</b>	
Répartition en % de la surface élémentaire	31
Résultats de calcul	33
Récapitulatif des calculs	35
Temps de concentration	38
paramètres physico-morphométriques du bassin versant	39
Répartition mensuelle de la température	40
Répartition mensuelle de l'évaporation	41
Répartition mensuelle des humidités relatives	41
caractéristiques de la station pluviométrique	43
Les pluies moyennes mensuelles station Dahmouni ville (1971/1972-2006/2007)	43
Répartition mensuelle de la vitesse du vent	44
Valeurs des pluies maximales journalières annuelles Station DAHMOUNI VILLE (code 01 09 04)	45
Le tableau au dessous récapitule les résultats de l'ajustement à la loi de log normal	46
Les précipitations des différentes fréquences	46
L'Apport moyen interannuel	47
Récapitulatif des résultats des coefficients des variantes	49
Apport fréquentiel	50
Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%	51

Valeur de $\alpha$ en fonction de la perméabilité	52
Récapitulatif des résultats de la volume mort	53
Récapitulatif des résultats des trois formules utilise	55
Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue $\delta$	56
Récapitulatif des résultats de calcul pour tracer des hydrogrammes du crue	57
Catégories des dommages résultant des crues	59
Crues de projet recommandé	59
Choix de la crue de projet	60
Courbe capacité/surface/hauteur Retenue collinaire Dahmouni	62
Distribution mensuelle des apports	64
Répartition mensuelle des besoins en eau pour l'irrigation	64
Répartition de l'évaporation(en%)	65
Balance annuelle pour 85000.00 m <sup>3</sup>	65
Balance annuel pour 100000.00 m <sup>3</sup>	66
Balance annuel pour 180000.00 m <sup>3</sup>	66
Balance annuel pour 290000.00 m <sup>3</sup>	67
Recapitulatif	68
Données initiales	71
Calcul de la 1ère étape. Determination de VF et Q en fonction de b et h	71
Calcul de la 2ère étape. Determination de H0 et Q en fonction de b	71
Calcul de la 3ère étape. Determination de Q <sub>d</sub> en fonction de H , b et V <sub>forc</sub>	71
Tableau récapitulatif	73
Récapitulatif des résultats de calcule de largeur de crête	74
Récapitulatif des résultats	75
Coût de la digue	75
Coût de déversoir	76
Coût du canal d'approche	77
Coût Totale du barrage	77
Les caractéristique du retenue	78
<b>Chapitre IV : Etude des variantes</b>	
Valeurs indicatives des pentes des talus	85
Etude comparative de différentes variantes	88

Caractéristiques des matériaux servant a l'analyse de la stabilité de la digue et les matériaux d'étanchéité (retenue collinaire <b>haouch el kebir</b> )	99
Coefficient de securite obtenus	104
<b>Chapitre V : Etude des variantes des ouvrages annexes</b>	
Type de vidange de fond en fonction de $H^2 \cdot \sqrt{v}$	108
<b>Chapitre VI : Etude de la variante choisie de l'évacuateur de crue</b>	
Coordonnés de profil de Greager	115
Calcul de la ligne d'eau	118

<i>Liste des figures</i>	N° page
<b>Chapitre I Etude topographique</b>	
Site de la retenue collinaires Haouch El Kebir	02
<b>Chapitre II Etude géologique et géotechnique</b>	
Carte de zonage sismique du territoire national.	07
Extrait de la carte géologique de l'Algérie Nord-Ouest.	09
légende de la carte géologique de l'Algérie Nord-Ouest.	10
Bassin versant de la retenue collinaire sur Haouch El kebir	12
Plan présente d'implantation des investigations géotechniques sur site.	15
<b>Chapitre III Etude hydrologique</b>	
Bassin versant de la retenue collinaire sur Haouch El kebir	29
Courbe hypsométrique	32
Répartition mensuelle des températures	40
Diagramme répartition mensuelle de l'évaporation	41
Humidité relative	42
Carte ANRH	43
Répartition mensuelle des pluies station à Dahmouni ville	44
Ajustement log normal station Dahmouni	45
la répartition mensuelle de l'apport 80%	51
Hydrogrammes de crue pour différentes fréquences.	58
Hydrogrammes de crue pour 100 ans.	61
Courbe hauteur-surface-capacité	63
courbe du débit en fonction de la hauteur.	72
Courbe du débit en fonction du volume.	72
Courbe d'optimisation des largeurs	77
<b>Chapitre IV : Etude des variantes</b>	
retenus collinaire ligne de saturation a travers la	97
<b>Chapitre VI : Etude de la variante choisie de l'evacuateur de crue</b>	
profil Creager	115
schéma de la ligne d'eau	118



# INTRODUCTION

Le problème de l'eau a pris une dimension exceptionnelle telle que le secteur de l'hydraulique qui bénéficie d'un intérêt particulier de l'état, qui lui consacre notamment depuis le premier plan quinquennal, des investissements considérables pour construire des grands barrages, la rénovation des anciens, les travaux de forages en vue de mobiliser le maximum des ressources en eau. Cet intérêt est d'autant plus justifié que les ressources hydriques sont liées aux priorités actuelles du développement, notamment en matière de promotion de l'agriculture et de son redressement pour garantir la sécurité alimentaire du pays.

L'accroissement des réserves à mettre à la disposition de l'agriculture est donc désormais une tâche primordiale.

C'est ainsi que le secteur de l'hydraulique a dégagé un programme ambitieux à moyen et à long terme, de construire une soixantaine de barrages et de retenues collinaires qui va permettre d'emmagasiner 40 à 50% des ressources superficielles.

L'objet de cette étude est la conception d'une retenue collinaire sur oued Haouch El Kbir dans la wilaya de tiaret qui est de priorité agricole.

# Chapitre I:

*Etude topographique*

**I.1).Introduction :**

La topographie constitue le support essentiel du travail d'un hydraulicien qui doit toujours situer précisément les observations réalisées par le topographe, tant en planimétrie qu'en altimétrie. Selon le degré d'avancement des études et l'importance des problèmes, Avant de commencer l'étude du projet qui permet en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes il est nécessaire d'avoir une connaissance des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques du site. Les données topographiques nécessaires concernent le bassin versant, la vallée de la rivière à l'amont et l'aval du barrage, son site de la retenue et les zones d'emprunts des matériaux de construction de la digue.

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

Le site de la future retenue collinaire HAOUCH EL KEBIR, sur oued DAHMOUNI se trouve à **15.5** km environ à vol d'oiseau au Nord- Est du chef-lieu de wilaya et au Nord-Ouest de la commune De Dahmouni à une distance de **13.7** kilomètres environ à vol d'oiseau.

Les coordonnées Lambert selon la carte 1/500000<sup>ème</sup> N° 187 de Ain Boucif sont :

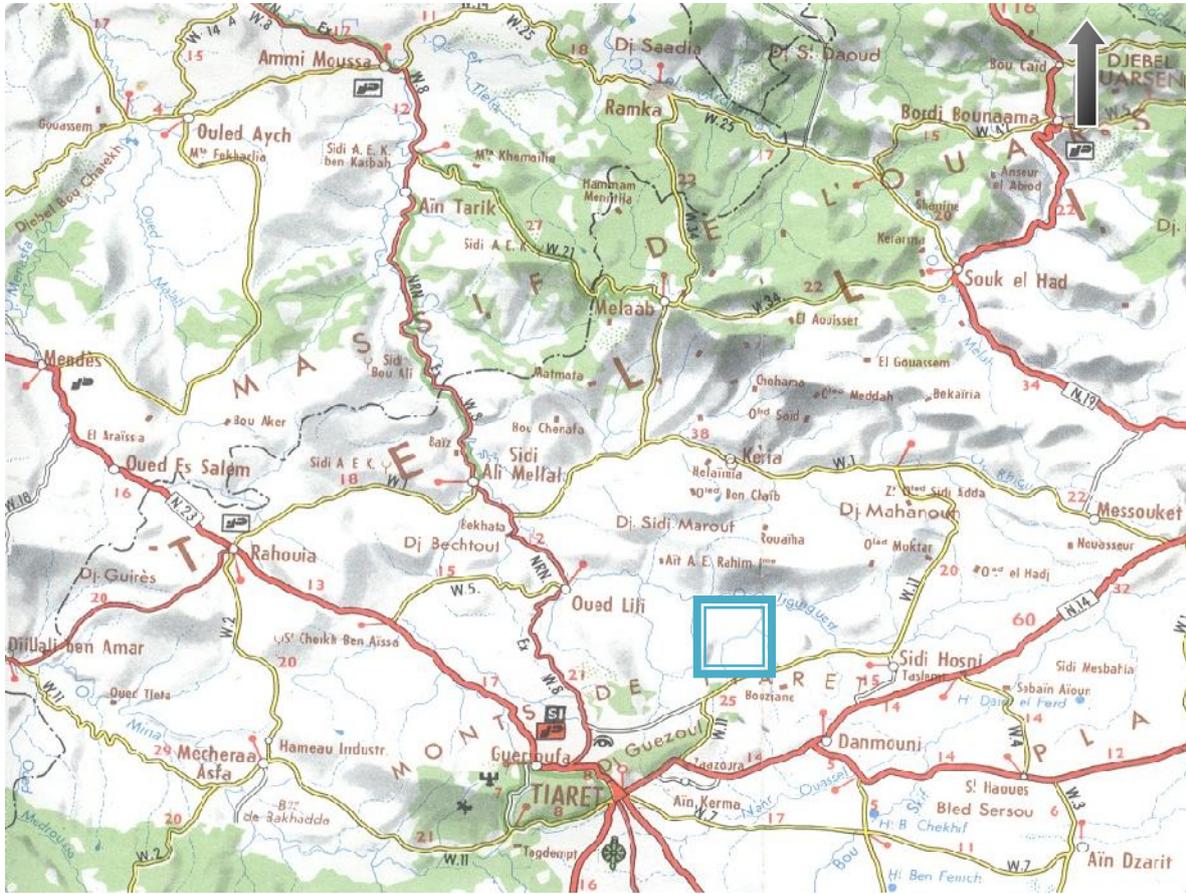
$$X = 380.48 \text{ Km.}$$

$$Y = 247.25 \text{ Km.}$$

$$Z = 602.97 \text{ m NGA}$$

Le plan de situation de l'ouvrage est montré dans la figure (I.1).

FIG I.1 : Site de la retenue collinaires HAOUCH EL KEBIR



### I.3) choix du site de barrage:

La recherche méthodique de sites de barrages est pratiquée lorsqu'il faut trouver du site potentiel de stockage pour répondre à un besoin de ressource en eau dans un secteur donné, qui peut être réduit (un bassin hydrographique de quelques d'hectares) ou très étendu (un grand bassin versant de plusieurs km<sup>2</sup>). Cette démarche fait appel aux techniques suivantes :

- ◆ Inventaire cartographique sur des cartes topographiques d'échelle appropriée à la taille de la retenue envisagée;
- ◆ photographie aérienne (couples stéréoscopiques) ;
- ◆ prospection directe sur le terrain.

Ces trois techniques se complètent utilement et il est toujours préférable de les associer, lorsque cela est possible, chacune apportant des éléments d'information concourant à une meilleure appréciation des caractéristiques du site :

- \* cartographie : estimation « précise » des surfaces et des volumes (barrage, retenue, bassin versant) ;
- \* photographie aérienne : nature du couvert végétal, occupation des sols (attention à la date de prise de vue, qui doit être la plus récente possible) ;
- \* prospection directe : prise en compte de détails morphologiques et autres, premières indications sur la géologie du site, possibilité de repérage de sites de petite taille.

#### **I.4) Documentations consultés:**

Un intérêt particulier doit être accordé 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 pour des travaux sur l'étude de faisabilité du barrage et pour justifier les conceptions de l'étude, on a reçu les documents cartographiques suivant:

- la Carte topographique de DAHMOUNI N°137 Ech 1/ 50 000<sup>ème</sup> ;
- la carte géologique de DAHMOUNI N° 137 Ech 1/ 50 000<sup>ème</sup>;
- la notice de la carte géologique de DAHMOUNI;
- Levé topographique du site de la retenus Ech 1/ 500.

#### **I.5) Caractéristiques morphologiques:**

La zone d'étude de la retenue collinaire sur OUED DAHMOUNI présente un relief moins accidenté. L'emplacement du site offre une cuvette étroite et allongée et la pente de l'oued est relativement moyenne avec une valeur de 3,0 % ce qui permet d'avoir un stockage moyen des apports par rapport à la hauteur de la digue.

La gorge choisie pour l'emplacement de l'axe de la digue est sensiblement ouverte, avec une pente accentuée sur la rive droite, et une pente modérée sur la rive gauche favorable pour l'emplacement de l'évacuateur de crues.

Pour le besoin de l'étude nous avons établi un levé topographique du site à l'échelle 1/1000ème et à l'échelle 1/500ème pour la cuvette, l'emprise de la digue et les ouvrages annexes de la retenue collinaire.

**I.6) conclusion:**

La conception des ouvrages nécessitent la réalisation de plans topographiques précis, s'appuyant sur des levés de la zone d'implantation de la retenue (au 1/500 ou plus détaillé).

Il est judicieux de profiter des levés topographiques pour faire reporter sur le plan tous les points particuliers dont il est nécessaire de connaître la position précise de notre site et par conséquent une étude topographique est fondamentale.

# **Chapitre II:**

*Etude géologique et  
géotechnique*

### **II.1) INTRODUCTION :**

Une étude géologique et géotechnique est indispensable pour l'élaboration d'un projet de construction hydrotechnique, elle permet d'aborder :

- ❖ Les diverses techniques possibles ;
- ❖ L'identification et choix du site du barrage ;
- ❖ Les travaux de reconnaissance autorisent l'adaptation du projet au site choisi, avec notamment le choix du type de barrage le mieux adapté au site ;
- ❖ Le suivi géologique des travaux de construction du barrage.
- ❖ La qualité géotechnique des sols sur lesquels seront implantés la digue et les ouvrages annexes, la perméabilité des sols, de la cuvette et les zones d'emprunts des matériaux de construction.

En effet, l'importance primordiale de la connaissance du contexte géologique et géotechnique dans lequel va être intégré l'ouvrage étudié, alliée à la très grande variété des fondations rencontrées, qui fait de chacun d'eux un objet unique, ne permettent pas de définir a priori l'importance et la nature des reconnaissances nécessaires.

- Des travaux de reconnaissances sur terrain à l'aide des fouilles et des sondages qui ont été effectués par le laboratoire au niveau de l'axe de la digue, la cuvette, et la zone d'emprunt.
- L'exploitation des divers documents existants sur la zone d'étude.

### **II.2) OBJET DE L'ETUDE :**

Le développement économique dans les domaines de l'agriculture et l'hydraulique amorcé par notre pays repose essentiellement sur la mobilisation des ressources en eau et leur utilisation rationnelle. Parmi les efforts entrepris dans ce domaine sont d'arrêter les déperditions des eaux de ruissellement, d'accroître les superficies irriguées et de fixer les populations par la création d'ensembles agro-économiques et d'arrêter l'exode vers les villes.

C'est dans ce cadre là que la mobilisation des ressources en eaux superficielles décidée par le Ministère des Ressources en Eau en vue d'une utilisation rationnelle et planifiée de ce facteur vital qui est « l'eau » pour l'exploitation des petits périmètres d'irrigation qui rentre

dans le programme de la relance économique lancée par le gouvernement, que la direction de l'Hydraulique de la Wilaya de Tiaret a engagée un ambitieux programme d'études .

### **II. 3) Sismicité de la région d'étude :**

Le tremblement de terre d'El Asnam (1980), confirme que l'Algérie n'était pas à l'abri de secousses destructives, cette incident a poussé les autorités Algériens à faire un règlement parasismiques ayant pour objet d'assurer une certaine protection des personnes et des biens contre les effets des secousses.

Des recommandations ont été proposés, d'une part des conseils généraux à l'établissement des projets de construction (conception générale des bâtiments, fondations, superstructure), d'autre part des règles de calcul des contraintes qui tiennent compte des forces d'inertie développées dans les constructions par les ondes sismiques.

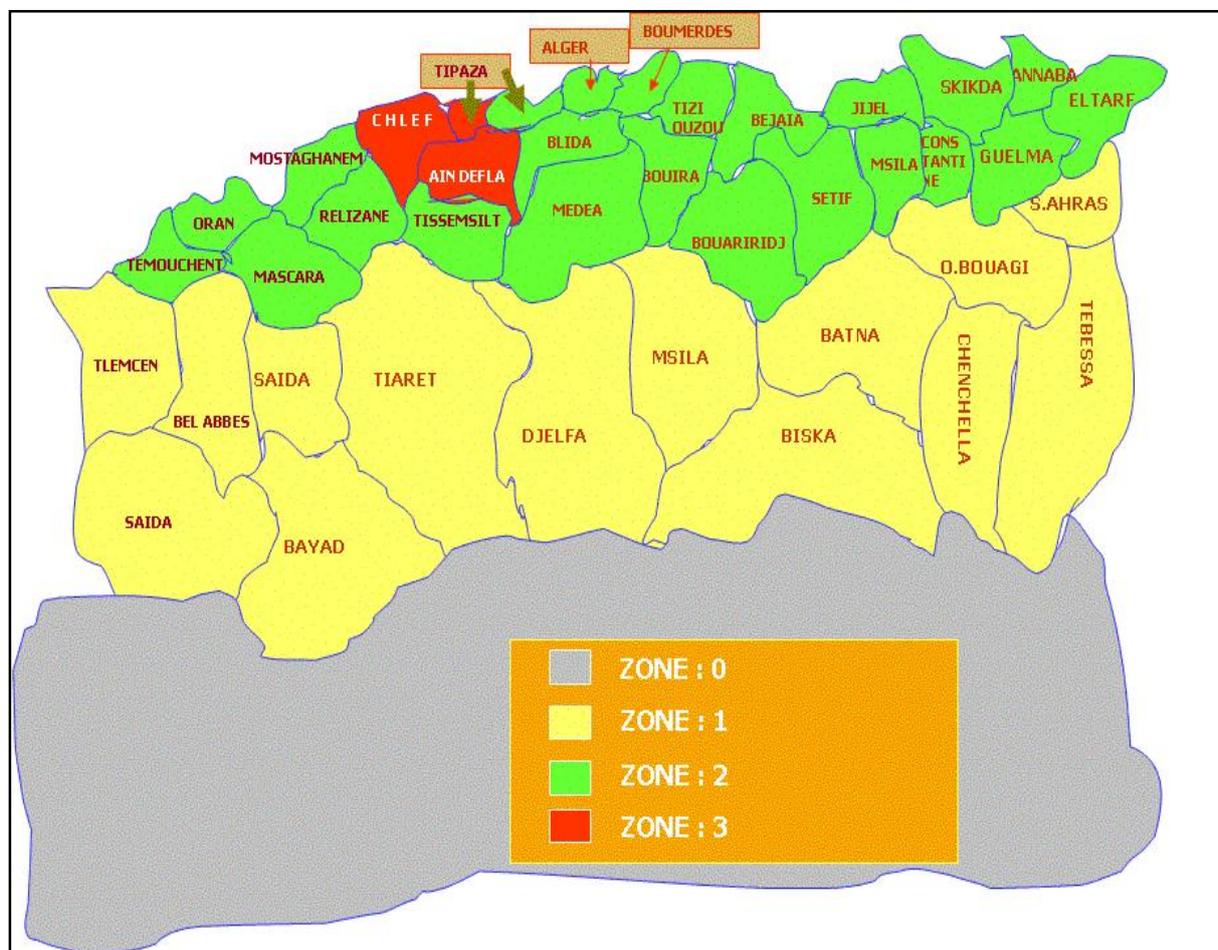
Depuis, plusieurs règlements parasismiques algériens, plus exigeants, ont été élaborés.

- Dans le cadre de l'élaboration du premier règlement parasismique algérien, Des études plus détaillées ont été réalisées à Chleff (WCC, 1984); à Alger (SWAN, 1998) et à Mascara (CGS, 1999). En outre, plusieurs autres études ont été réalisées par des universitaires et chercheurs algériens et étrangers (Benouar & al 1996, Aoudia & al, 2000; Bouhadad, 2000; Bouhadad & Laouamri, 2002).

Afin de quantifier le danger sismique en terme compris par les ingénieurs, c'est à dire en termes d'accélération, l'approche probabiliste et souvent utilisé (programme de calcul Hazard – Géomatrix, 1993). Cette "accélération" est évaluée comme un pourcentage de l'accélération de la pesanteur "g" que le concepteur pourra intégrer dans ces calculs de stabilité de l'ouvrage.

Actuellement, plusieurs Bureaux d'Etude utilisent le règlement R.P.A.99 (Règles Parasismiques Algériennes).

Fig. II.1: Carte de zonage sismique du territoire national.



**Zone 0** : sismicité négligeable

**Zone 1** : sismicité faible

**Zone 2** : sismicité moyenne

**Zone 3** : sismicité élevée.

La wilaya de Tiaret se situe dans la zone 1, elle est considérée comme une zone de sismicité faible à négligeable avec un coefficient d'accélération de 0.07.

## **II. 4) CONTEXTE GEOLOGIQUE REGIONAL :**

La région de Tiaret constitue une zone de transition entre l'Atlas tellien au nord, et l'Atlas saharien au sud. La partie nord se rapporte au système montagneux de l'Atlas tellien, les parties centrale et sud de la wilaya s'associent au domaine plissé des hauts plateaux.

Les formations existantes dans cette région, de type marin et continental, sont datées du Mésozoïque, du Cénozoïque et jusqu'au Quaternaire.

### **II. 4.1) Le Mésozoïque :**

**A/ Trias** : les formations triasiques sont d'origine marine ou lagunaire, elles se manifestent sous forme du gypse, quartzite d'origine sédimentaire et de dolomies.

**B/ Jurassique** : apparait dans 03 niveaux :

- **Js** : jurassique supérieur, représenté par des calcaires, marnes, grés et dolomie.
- **Jm** : jurassique moyen, représenté par des marnes et des calcaires gréseux.
- **Ji** : marin représenté par des calcaires fossilifères et dolomies.

**C/ Crétacé** :

- **Cs** : crétacé supérieur, marin représenté par des schistes argileux, marnes et calcaires marneux.
- **Cm** : crétacé moyen, marin ou lagunaire se manifeste par des marnes schisteuses et des grés.
- **Ci** : crétacé inférieur ; marin représenté par des marnes et des argiles.

**B/ Néogène** :

- **Mi** : miocène inférieur marin, Burdigalien représenté par des argiles, des marnes gris foncées, des grés et des conglomérats.

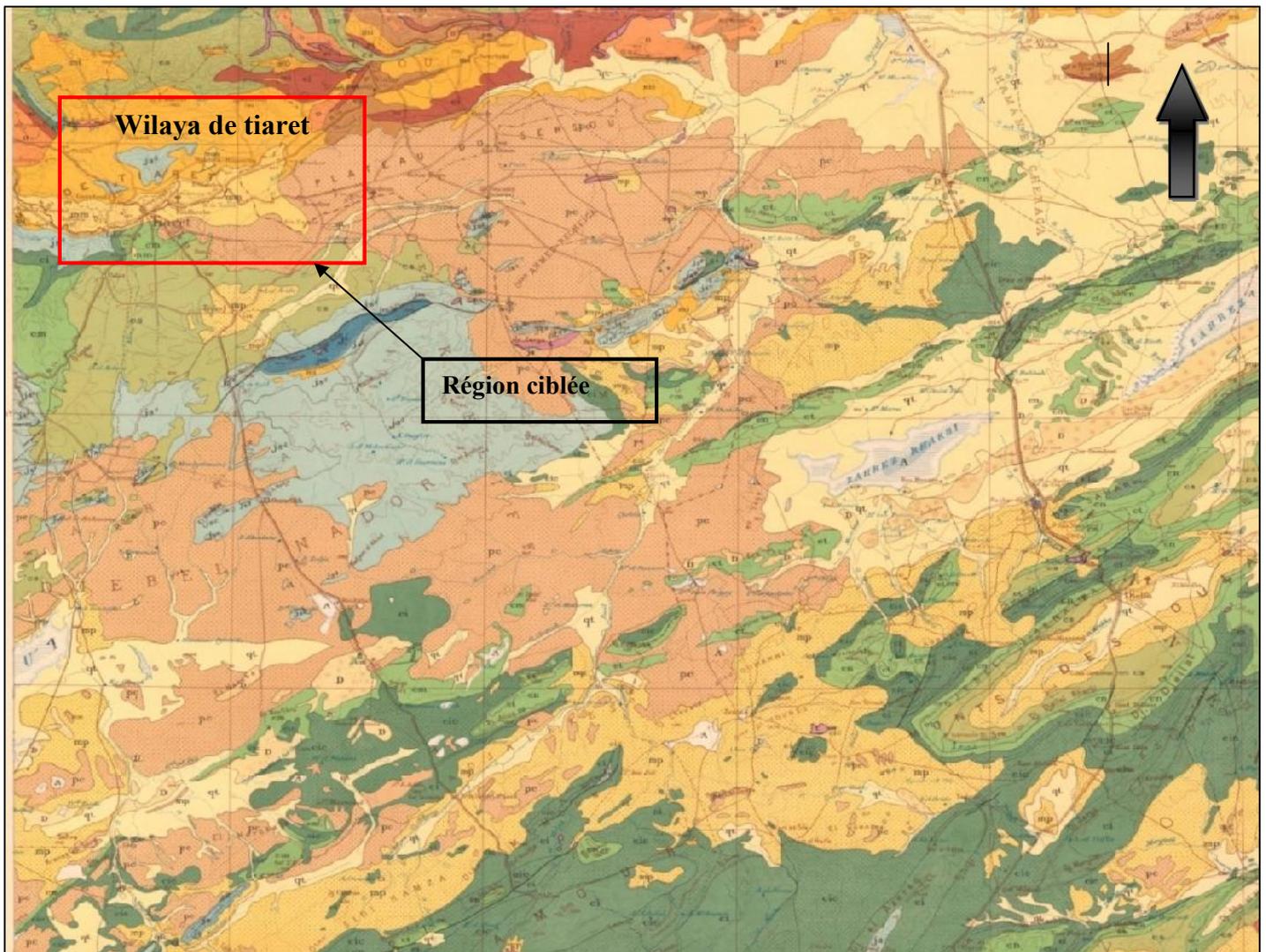
- **Mm et s** : miocène moyen marin et supérieur (Pentien) représenté par des calcaires, argiles et grès.
- **P** : pliocène marin, des conglomérats, marnes bleues, grès, formations dunaires subordonnées et des mollasses (galets, poudingues).

#### **II. 4.3) Le Quaternaire :**

**A/ Villafranchien** : (qv) représenté par des calcaires lacustres, argiles à lignite et des sables dunaires.

**B/ Quaternaire continental** : (qt) il est caractérisé par la présence des alluvions, regs, terrasses, sables argileux, poudingues et conglomérats.

**Fig. II.2: Extrait de la carte géologique de l'Algérie Nord-Ouest. Ech. : 1 :500.00**





## **II. 6) Géologie du site d'étude :**

Par manque de supports documentaires (cartes géologiques ou études antérieures) concernant la géologie de la région et du site particulièrement, nous avons recourus à la description des données obtenues au niveau des fouilles réalisées dans le cadre de cette étude.

Les terrains qui recouvrent le site d'étude sont des terrains sédimentaires et des alluvions du plio-Quaternaire.

Des sondages carottés de 10 m de profondeur placés au niveau de l'axe de la digue ont mis à jour un substratum argileux verdâtre à grisâtre consolidé recouvert par des argiles faiblement marneuses et des marno-calcaires fortement altérés. Au niveau du lit du cours d'eau, des matériaux alluviaux détritiques se sont déposés en niveaux parfois métriques en couverture de l'ensemble des terrains cité précédemment.

## **II. 7) Hydrogéologie sommaire de la région:**

Les formations géologiques rencontrées sur le site devant accueillir notre projet étant de nature argileuse prédominante, il est très improbable de rencontrer des niveaux aquifères significatifs.

Cependant, au niveau régional, les études hydrogéologiques menées dans cette zone montrent deux horizons aquifères potentiels : Le premier est contenu dans les formations continentales du Moi-Plio Quaternaire ; alors que le second est situé dans l'ensemble gréseux du Valangino-Albien.

Les aquifères recensés sont généralement situés dans les formations du Plio-Quaternaire, Miocène et du Jurassique. Elles se répartissent comme suit :

- Zone de SERSOU : Plio-Quaternaire, Turonien et Kimméridgien.
- Zone de MINA : Crétacé supérieur et Jurassique.
- Zone de DAHMOUNI : Oligo-Miocène

## **II. 8) Hydrologie :**

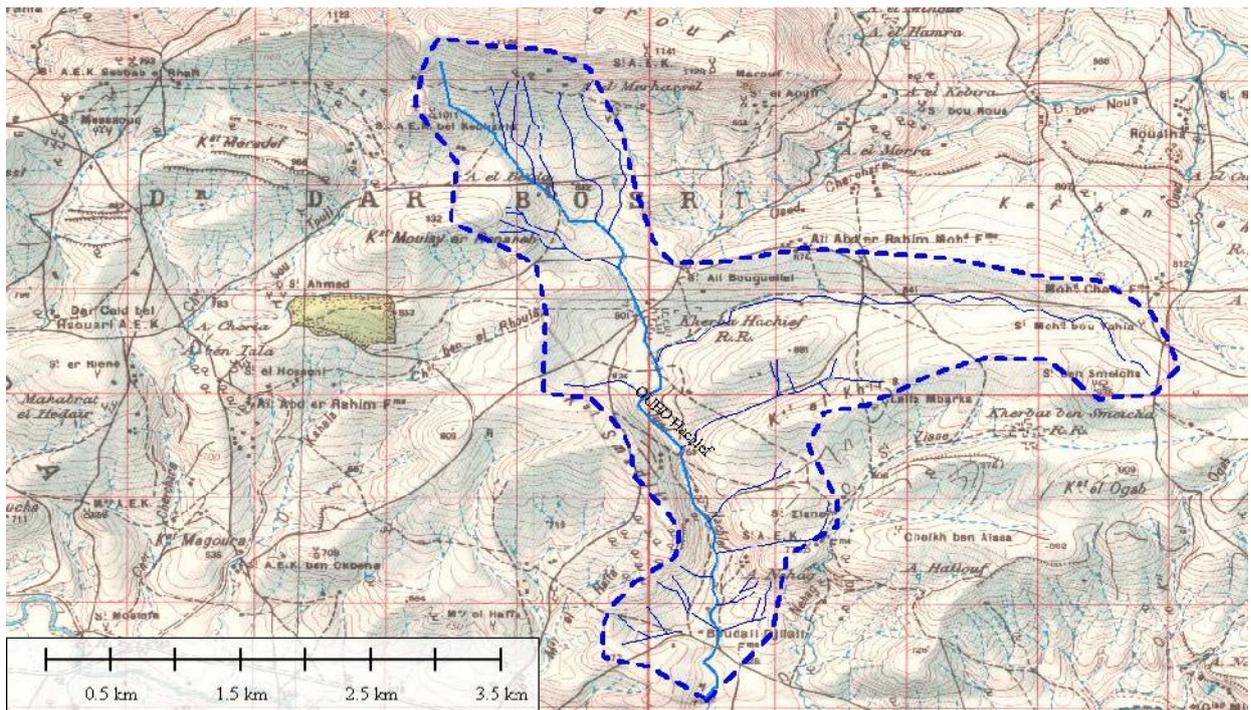
### **- II. 8.1) Contexte régional :**

Englobant l'ensemble des ressources en eau, le réseau naturel de la région est constitué de plusieurs sources, oueds et nappes souterraines. Chaque composant joue un rôle dans l'activité socio-économique, selon sa localisation et son importance quantitative et qualitative.

### - II. 8.2) Hydrologie du bassin versant de la retenue :

L'hydrologie et les paramètres morphométriques du bassin versant de la retenue de haouch el kebir sont répertoriés dans la figure suivante :

**Fig. II.4:** Bassin versant de la retenue collinaire sur Haouch El kebir.



### II. 9) Fondation de la digue et ses ouvrages annexes :

Les logs de sondage et des fouilles réalisés au niveau du site étudié nous permettent de conclure, a priori, que la zone d'emprise de la digue devrait être ancrée au niveau des argiles vertes à grises consolidés rencontrées à des profondeurs supérieures à 3 et 4 mètres, mais cette option est à confirmer par une étude géotechnique complète afin de dégager les conditions les plus favorables pour la réalisation de cet ouvrage.

Concernant l'évacuateur de crues, il sera implanté sur la rive droite de l'axe de la digue. La prise d'eau et la vidange de fond seront installées au fond du thalweg sur une base imperméable.

### **II. 10) Stabilité des versants de la cuvette :**

Vu la nature lithologique des terrains de la cuvette du projet qui est prédominée par les argiles et les pentes parfois importantes, le risque d'apparition de mouvements de terrains au niveau des flancs de la cuvette n'est pas à exclure, malgré le fait qu'aucun phénomène du genre n'a été relevé durant la visite du site.

### **II. 11) Matériaux de construction de la digue de la retenue collinaire :**

Ces matériaux doivent remplir des critères géotechniques bien déterminés (perméabilité, normes de compactage, agressivité...) , cependant les sondages et les fouilles ont montré une grande disponibilité de matériaux argileux au niveau du site qui devraient avoir des propriétés géotechniques favorables.

### **II. 12) Etude géotechnique**

L'étude géotechnique de la retenue collinaire sur Haouch el kebir, est basé essentiellement sur :

- Des travaux de reconnaissances sur terrain à l'aide de fouilles et de sondages mécaniques.
- L'exploitation des divers documents existants sur la zone d'étude.

Les travaux des essais géotechniques sur échantillons de sol et sous sol, prélevés des divers lieux du site de la présente retenue collinaire est réalise au Laboratoire ATLAS KSEL, Unité de Tiaret.

#### **II. 12 .1) Prospection géotechnique de Terrain**

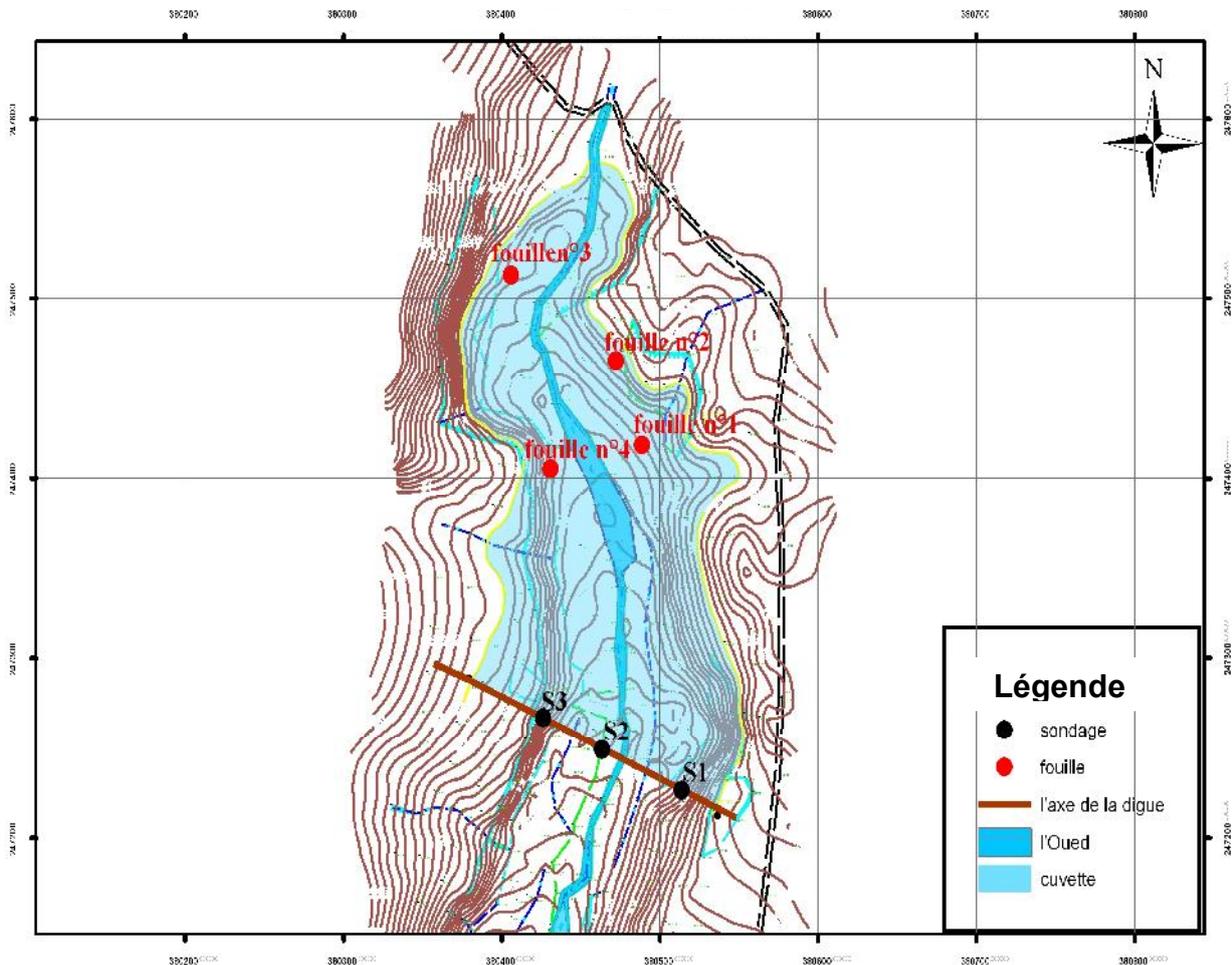
Quatre (04) fouilles d'une profondeur moyenne de (3,0 m) ont été réalisées en différentes zones de la présente retenue collinaire, suivi de prélèvements d'échantillons à une profondeur de 3 m pour déterminer les paramètres géologiques et géotechniques de la cuvette et l'adéquation quantitative et qualitative des matériaux en place pour l'exploitation dans l'opération de construction de la digue (zones d'emprunts possibles).

Trois (03) sondages carottés d'une profondeur de (10m) ont été réalisés au niveau de l'axe théorique de la digue avec prise d'échantillons à différents niveaux pour déterminer les caractéristiques de la zone d'emprise de la di

**II. 12 .2) .Prospection géotechnique de laboratoire:****II. 12 .2.1) Programme des Essais géotechniques:****Tableau II.1** : programme de l'investigation géotechnique

Type d'essai	Nbre d'essais sur échantillons de fouille	Nbre d'essais sur échantillons de sondage
<b>Essais d'identification</b>		
Limites d'Atterberg	4	3 par sondage
Granulométrie	4	3 par sondage
<b>Essais mécaniques et chimiques</b>		
Essais oedométrique et gonflement libre	4	3 par sondage
Calcul du potentiel de tassement	4	3 par sondage
Cisaillement rectiligne type U.U	4	3 par sondage
proctor normal	4	--
Analyses chimiques	4	3 par sondage
Perméabilité	4	3 par sondage
Compression simple	--	3 par sondage
Caractérisiques pondérales	--	3 par sondage

**Fig. II.5:** Plan présente d'implantation des investigations géotechniques sur site.



### **II. 12 .2.2) Mode opératoire des essais :**

- Essais physiques d'identification et de classification : ont été réalisées selon les méthodes standards (Normes Afnor) reconnues à l'échelle internationale.
- Essais de cisaillement rectiligne ont été exécutés sur des échantillons de sols non consolidés et non drainés , sous des contraintes normales : 1, 2 et 3 bars avec une vitesse de cisaillement de 1 mm/mn.
- Essais de compactage : effectués sur des échantillons de sols selon Proctor normal .

### **II. 12 .3) Resultats et interpretation des résultats d essais:**

#### **II. 12 .3.1) Terrains d'assise et de fondation de la digue :**

Au niveau de l'axe de la digue, les terrains suivants sont rencontrés de haut en bas : (logs des sondages. V annexe1)

**A/ Marno-calcaires ocre à verdâtre moyennement altérés :**

Surmontés par une faible couverture de terre végétale, sont prélevés au niveau des sondages des deux rives mais absents au niveau du sondage de lit d'oued probablement à cause de l'érosion par le cours d'eau. Ces matériaux se présentent en un niveau peu épais 20 à 30 cm et à une profondeur de 0.5 m environs et se caractérisent par les propriétés suivantes :

**Tableau II.2 :** Caractéristiques physico-chimiques des marno-calcaires

Paramètres	valeurs	unité
Cohésion (C)	38	Kpa
Angle de frottement ( $\phi$ )	29	(°)
Perméabilité (K)	$10^{-1}$	m/s
Teneur en eau naturelle ( $W_n$ )	25	%
Densité sèche ( $\gamma_d$ )	2.07	-
Densité humide ( $\gamma_h$ )	2,11	-
Degré de saturation ( $S_r$ )	93-95	%
Limite de liquidité (WL)	41-43	%
Limite de plasticité (Wp)	21	%
Indice de plasticité (Ip)	20-22	-
Coefficient de compressibilité (Cc)	14.105	%
Coefficient de gonflement (Cg)	11.735	%
Teneur en sulfates	1.54	%
Teneur en chlorures	0.80	%

Ces valeurs montrent qu'on est dans un milieu cohésif, plastique, consolidé, agressif, avec un gonflement important et une perméabilité élevée.

Ces matériaux constituent donc une zone défavorable et devraient être décapés.

**B/ Alluvions (sable avec cailloux et graves) :**

Sont prélevés au niveau du sondage du lit d'oued seulement. Ces matériaux détritiques sont des alluvions d'oued, se présentent en un remplissage métrique et se caractérisent par les propriétés suivantes :

**Tableau II.3:** Caractéristiques physico-chimiques des sables avec cailloux

Paramètres	valeurs	Unité
Cohésion (C)	1.5	Kpa
Angle de frottement ( $\rightarrow$ )	40 °	(°)
Perméabilité (K)	6.03 * 10	m/s
Teneur en eau naturelle ( $W_n$ )	25.20	%
Densité sèche ( $\gamma_d$ )	2,25	-
Densité humide ( $\gamma_h$ )	2,28	-
Degré de saturation (Sr)	95.55	%
Limite de liquidité (WL)	-	-
Limite de plasticité (Wp)	-	-
Indice de plasticité (Ip)	-	-
Coefficient de compressibilité (Cc)	-	%
Coefficient de gonflement (Cg)	-	%
Teneur en sulfates	1.5	%

Il n'a pas été possible de calculer les limites d'atterberg ainsi que les coefficients de compressibilité et de gonflement sur cet échantillon à cause de sa nature hétérogène.

Ces valeurs montrent qu'on est dans un milieu fortement pulvérulent, agressif, avec une perméabilité très élevée. Ces matériaux constituent donc une zone très défavorable et devraient être décapés.

### **C/ Argile peu marneuse verte ferme :**

Sont prélevés au niveau des 03 sondages. Ces matériaux se présentent en un niveau métrique à une profondeur de 1 à 2.5m environs et se caractérisent par les propriétés suivantes :

**Tableau II.4:** Caractéristiques physico-chimiques des argiles vertes.

Paramètres	valeurs	unité
Cohésion (C)	55-63	Kpa
Angle de frottement ( $\rightarrow$ )	20-28	(°)
Perméabilité (K)	$10^{-7}$	m/s
Teneur en eau naturelle ( $W_n$ )	10	%
Densité sèche ( $\Upsilon_d$ )	2,1	-
Densité humide ( $\Upsilon_h$ )	2,1	-
Degré de saturation ( $S_r$ )	66,83	%
Limite de liquidité (WL)	47.92	%
Limite de plasticité ( $W_p$ )	19.53	%
Indice de plasticité (Ip)	28.7	-
Coefficient de compressibilité (Cc)	14.48	%
Coefficient de gonflement (Cg)	15.75	%

Ces valeurs montrent qu'on est dans un milieu cohésif plastique avec une perméabilité moyenne. Ces matériaux constituent donc une zone défavorable, il est donc préférable de décaper ce niveau aussi.

#### **D/ Argile consolidée verte à grise :**

Cette formation constitue le substratum de la cuvette du projet. elle est rencontrée sur l'ensemble des sondages à une profondeur variable de 2 à 4.2 m, et est caractérisée par les propriétés moyennes suivantes :

**Tableau II.5:** Caractéristiques physico-chimiques et mécaniques des argiles consolidées.

Paramètres	Valeurs	unité
Cohésion (C)	106 - 111	Kpa
Angle de frottement ( $\rightarrow$ )	9.9 - 11.03	(°)
Perméabilité ( K )	$10^{-10}$	m/s
Teneur en eau naturelle ( $W_n$ )	3.85	%
Densité sèche ( $\Upsilon_d$ )	2,2	-
Densité humide ( $\Upsilon_h$ )	2,243	-
Degré de saturation ( $S_r$ )	44.48	%
Limite de liquidité ( $W_l$ )	47.92	%
Limite de plasticité ( $W_p$ )	17.57	%
Indice de plasticité ( $I_p$ )	27.37	-
Coefficient de compressibilité (Cc)	24.73	%
Coefficient de gonflement (Cg)	2.54	%
Teneur en sulfates	0.014	%
Teneur en chlorures	0.06	%

Ces valeurs montrent qu'on est dans un milieu cohésif mais quasiment imperméable et peu gonflant. par conséquent l'ancrage de la digue au niveau de cette formation est à prévoir afin d'assurer l'étanchéité et la stabilité de l'ouvrage.

### **II. 12 .3.2)Matériaux de construction de la Digue :**

**A/ Argile sableuse et limoneuse :** (Fuseau granulométrique et Diagramme de CASAGRANDE, V. Annexes)

Cette formation apparait au niveau des fouilles exécutées sur les zones d'emprunt au niveau de la cuvette du projet et a les caractéristiques suivantes :

**Tableau II.6:** Caractéristiques physico-chimiques des matériaux de zone d'emprunt.

Paramètres	Valeurs	Unité
Cohésion (C)	55	Kpa
Angle de frottement (→)	25	(°)
Perméabilité (K )	10 <sup>-6</sup>	/
Limite de liquidité (Wl)	47.92	%
Limite de plasticité (Wp)	17.57	%
Indice de plasticité (Ip)	27.37	-
Coefficient de compressibilité (Cc)	14	%
Coefficient de gonflement (Cg)	7	%
Teneur en sulfates	1.5	%
Teneur en chlorures	0.7	%
Teneur en matières organiques	5	%
Densité sèche maximale	1.77	-

**B/ Matériaux pour filtres ,transitions et drains :**

Ce type de matériaux destinés à la protection du corps de la digue seront exploités des alluvions ( sables avec cailloux de grés) abondants sur le site de la présente retenue et doivent avoir un fuseau granulométrique obéissant aux critères de TERZAGHI ci-après en partant du fuseau granulométrique des matériaux de base ( V. Annexe 3)

**C/ Matériaux d'enrochement ( R i p – R a p )**

Les matériaux nécessaires à la protection du talus amont de la digue contre les mouvements des vagues d'eau seront exploités à partir des carrières environnantes. Leur propriétés géotechniques devront au moins être équivalentes au suivantes :

Poids spécifique des grains ( $\gamma_s$ ).....	2,0-2,5 t/m <sup>3</sup>
Micro-Dévalé à l'eau ( <b>M.D.E</b> ).....	<40 %
Los Agenelés ( <b>L.A</b> ).....	35-50 %
Résistance à la compression simple ( <b>Rc</b> ).....	50-150 Mpa

Ces blocs doivent avoir des dimensions comprises entre 200mm et 300 mm pour pouvoir bien résister aux mouvements des vagues.

Tableau II.7: Récapitulation des données d'essais sur échantillons de l'axe de la digue

R.C / O. Haouch el kebir				Essais d'identification														essais mécanique					caractéristiques pondérales					
				Granulométrie %						limite d'Atterberg				VBS	ANALYSES CHIMIQUES					cisaillement U-U		perm.	ess. Oedo		$\gamma$ sec	$\gamma$ hum	W	Sr
N°	NO M	position	Prof. (m)	cailloux	grave	g sable	sable fin	limon	argile	WL %	WP %	IP	act. arg %	g/30 gr	PH	CaCO 3%	So <sub>4</sub> %	M O %	Cl %	$\phi^\circ$	C (bars)	K(m/s)	Cc %	Cg %	(t/m3)	(t/m3)	(%)	(%)
1	S1	DROITE	0.3-0.9	0	4	9	15	11	60	43.11	21.16	21.9	0.366	5.66	5.55	88.55	1.56	25.4	0.89	28.7	0.37	6.8X10 <sup>-1</sup>	14.1	11.38	2.09	2.11	25.3	95.6
			0.9-1.9	0	0	7	13	9	70	48.58	18.7	29.7	0.425	5.75	6.05	45.05	0.42	12.0 4	0.66	20.9	0.56	4.02x10 <sup>-6</sup>	14.4	15.62	2.14	2.16	10.5	66.55
			1.9-10	0	0	4	12	8	75	44.3	18.2	26.1	.348	6.72	6.55	5.2	0.012	4.08	0.04	9.95	1.11	1.55x10 <sup>-10</sup>	24.6	2.76	2.2	2.23	4.2	45.5
2	S2	LIT DE L'OUED	0.15-2.5	22	57	13	7	0	0	Non Mesurable				0.98	5.42	89.55	1.5	26.7 5	0.8	40.2	0.015	6.03x10	/	/	2.25	2.28	25.2	95.55
			2.5-4.2	0	0	6	14	10	69	48.6	22.3	28.3	0.41	4.99	6.12	42	0.45	11.9 5	0.67	20.8	0.63	2.3x10 <sup>-4</sup>	14.5	15.53	2.13	2.15	10.7	68.5
			4.2-10	0	0	3	11	9	76	45.6	18.18	27.4	0.361	7.1	6.95	4.95	0.017	4.55	0.03	9.5	1.13	7.5x10 <sup>-9</sup>	25	2.33	2.25	2.28	4.1	45.4
3	S3	GAUCHE	0,8-1.05	0	6	8	16	10	59	41.59	21.1	20.48	0.347	5.78	5.88	86.09	1.53	26.0 8	0.79	28.7	0.38	2.09x10 <sup>-1</sup>	14.05	12.09	2.06	2.08	24.2	93.85
			1.05-2.05	0	0	6	12	10	71	46.58	19.48	27.1	0.382	5.47	5.47	40	0.41	12.0 9	0.68	25.7	0.55	3.55x10 <sup>-7</sup>	14.5	15.97	2.01	2.03	9.55	65.45
			2.05-10	0	0	5	10	10	74	44.91	16.3	28.58	0.386	7.48	7.48	4.9	0.015	4.5	0.05	11	1.06	5.55x10 <sup>-9</sup>	24.6	2.54	2.2	2.23	3.25	42.55

Tableau II.8: Récapitulation des données d'essais sur échantillons de zones d'emprunt

RC Oued Haouch El kebir				Essais d'identification																essais mécanique						
				Granulométrie %						limite d'Atterberg				VBS	ANALYSES CHIMIQUES					Proctor normal		cisaillement U-U		perm.	ess. Oedo	
N°	NOM	Emplacement	Prof(m)	cailloux	graviers	g sable	sable fin	limon	argile	WL %	WP %	IP	act. arg %	*	PH	CaCO3 %	So4	M O	Cl	W%	γd max	φ°	C	K	Cc %	Cg %
1	F1	Rive Gauche	03	0	3	11	15	10	60	44.35	19.77	24.58	0.41	6.05	5.04	85.5	1.45	20.01	0.8	4.8	1.78	26.7	0.49	3.55x10 <sup>-6</sup>	14.16	07.07
2	F2	Rive Gauche	03	0	3	10	15	10	61	44.28	19.35	24.93	0.4	6.12	5.07	87.04	1.53	20.04	0.74	4.3	1.76	25.5	0.55	6.89x10 <sup>-6</sup>	14.16	6.93
3	F3	Rive droite	2.5	0	4	10	14	12	59	42.66	18.62	24.04	0.4	5.8	5.03	86.59	1.4	19.95	0.75	4.9	1.75	25.5	0.55	7.05x10 <sup>-6</sup>	13.82	7
4	F4	Rive droite	2.5	0	5	9	13	12	60	44.45	19.5	24.95	0.41	6.05	5.09	88.03	1.35	20.06	0.79	5.4	1.77	24.7	24.68	2.09x10 <sup>-6</sup>	13.48	7.21

### **II. 12 .4) Proposition des caractéristiques géotechniques pour le calcul de stabilité de la digue :**

#### **II. 12 .4.1) Terrains d'assise et de fondation de la digue :**

La digue devrait être ancrée au niveau du substratum argileux qui possède les caractéristiques proposées suivantes :

**Tableau II.9:** Caractéristiques proposées- zone d'emprise.

<b>CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES</b>	<b>UNITE</b>	<b>Marno- calcaire</b>	<b>Argil marneus</b>	<b>Alluvion</b>	<b>Argil consolidée</b>
- Perméabilité (K)	M/S	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-5</sup>	10	10 <sup>-9</sup>
- Teneur en eau naturelle (Wn)	%	24	10	25	4.2
- Densité sèche ( $\gamma_d$ )	-	1.75	1.76	1.7	1.78
- Densité humide ( $\gamma_h$ )	-	1.78	1.82	1.8	1.8
- Degré de saturation (Sr)	%	94	67	95	43
- Limite de liquidité (WL)	%	42	47	-	44
- Limite de plasticité (Wp)	%	21	19	-	17
- Indice de plasticité (Ip)	-	20	27	-	27
- Indice de compression (Cc)	-	14	14.5	/	24
- Coefficient de gonflement (Cg)	-	12	16	/	2.5
- Cohésion (Cu)	Kpa	40	60	2	110
- Angle de frottement ( $\phi_u$ )	Degré	28	20	40	10
- Teneur en carbonates (CaCO <sub>3</sub> )	%	87	42	89	5.5
- Teneur en insolubles	%	26	12	27	4.5
-Teneur en gypses (CaSO <sub>4</sub> , 2H <sub>2</sub> O)	%	1.5	0.45	1.5	0.02

**II. 14 .4.2) Matériaux de remblai de la digue :**

Ces matériaux devraient avoir les caractéristiques physiques proposées suivantes :

**Tableau II.10:** Caractéristiques proposées - Matériaux de Remblai

<b>CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES</b>	<b>UNITE</b>	<b>Argile</b>
- Perméabilité (K)	M/S	10 <sup>-6</sup>
- Limite de liquidité (Wl)	%	43
- Limite de plasticité (Wp)	%	18
- Indice de plasticité (Ip)	-	24
- Indice de compression (Cc)	%	14
- Coefficient de gonflement (Cg)	%	7
- Cohésion (Cu)	Kpa	53
- Angle de frottement (φu)	°	25
- Teneur en carbonates (CaCO3)	%	85
- Teneur en insolubles (M.O)	%	5
- Teneur en gypses (CaSO4, 2H2O)	%	1.5
- Teneur en eau optimale (Wmax)	%	4.5
- Densité sèche optimale (γd opt.)	-	1.75
- Tassement moyen	Cm	0.95

**II.12.5)Conclusions:**

Après analyses de toutes les données géotechniques de terrain et de laboratoire effectuées sur les différents faciès évoqués ci-dessus, que ce soit au droit du site de la présente retenue collinaire (assise de fondation de la digue et ses ouvrages annexes) ou au niveau de la cuvette et ses proximités (zones d'emprunt pour la construction du barrage collinaire); on peut faire les conclusions et les recommandations suivantes:

L'étanchéité de l'assiette de la retenue collinaire est assurée par les argiles imperméables rencontrées aussi bien lors des fouilles que dans les sondages.

La présence de la couche alluvionnaire perméable (sables, graviers, cailloux) au fond de la vallée ainsi que de niveaux argilo-marneux altérés perméables, implique la nécessité d'asseoir la fondation de la digue jusqu'au faciès sain argileux imperméable (profondeur supérieure à: 1.9m sur la rive gauche, 4.2m au niveau du lit d'oued, 2 m sur la rive droite).

Les matériaux argileux destinés à la réalisation de la digue seront exploités à partir de l'argile des zones d'emprunt et qui se trouve en quantité suffisante (potentiel de 104.000 m<sup>3</sup> environs dans les zone d'emprunt) sur les flancs de la cuvette et à une faible profondeur.

Les matériaux nécessaires à la protection de la digue (blocs d'enrochement) seront fournis à partir des carrières environnantes.

On peut donc conclure que toutes les conditions géotechniques sont favorables pour la réalisation d'une retenue collinaire avec une digue en terre homogène sur le site de la retenue collinaire Haouch el kebir sur l oued de dahmouni – Commune de Dahmouni- w.Tiaret.





# Chapitre III:

*Etude Hydrologique*

**III.1) INTRODUCTION :**

On définit l'hydrologie comme étant la science qui traite des eaux que l'on trouve à la surface de la Terre, ainsi qu'au-dessus et au-dessous, de leur formation, de leur circulation et de leur distribution dans le temps et dans l'espace, pour cela le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont liés à une évaluation correcte de l'importance de la crue.

L'objectif de l'étude de la retenue collinaire HAOUCH EL KEBIR est la mobilisation des ressources superficielles d'oued dahmouni en vue de l'irrigation des terres agricoles limitrophes.

Le présent rapport traite de l'étude hydrologique du projet de retenue HAOUCH EL KEBIR sur oued dahmouni commune De Dahmouni. Dont l'objet est la détermination des conditions actuelles qui caractérisent la zone de l'aménagement, à savoir calculer les caractéristiques morphométriques, les données climatiques, pluviométriques, de déterminer l'apport de différentes fréquences. Egalement les débits maximums et les apports solides. Ce qui constituera le premier volet de document.

La deuxième partie concernera l'étude de la régularisation et l'étude de laminage des crues.

Toutes les caractéristiques sont destinées au dimensionnement de la retenue et de ses ouvrages annexes.

Par ailleurs, la fiabilité des résultats obtenus dépend fortement de la disponibilité des données observées sur le bassin versant.

### **III.2) Le bassin versant:**

#### **III.2.1) Définition du bassin versant :**

Le bassin versant est un espace géographique dont les apports hydriques naturels sont alimentés exclusivement par les précipitations, et dont les excès en eaux ou en matières solides transportés par l'eau forment à un point unique de l'espace une embouchure ou exutoire.

Aujourd'hui, en hydrologie, les termes bassin et bassin versant sont synonymes. Ils désignent :

- Soit la totalité de l'espace drainé par un système fluvial quelque soit sa taille.
- Soit une partie de cet espace (par ex., le bassin versant d'un affluent ou d'un sous affluent).
- Soit encore la superficie, même très petite, drainée par un cours d'eau quelconque en amont d'un point précis qui est souvent une station de jaugeage (ex. les petits bassins versants "d'investigation" ou "expérimentaux" ou "représentatifs").

#### **III.2.2) Comportement hydrologique :**

L'analyse du comportement hydrologique d'un bassin versant s'effectue le plus souvent par le biais de l'étude de la réaction hydrologique du bassin face à une sollicitation (la précipitation). Cette réaction est mesurée par l'observation de la quantité d'eau qui s'écoule à l'exutoire du système. La représentation graphique de l'évolution du débit  $Q$  en fonction du temps  $t$  constitue un hydrogramme de crue. La réaction du bassin versant peut également être représentée par un limnigramme qui n'est autre que la représentation de la hauteur d'eau mesurée en fonction du temps.

#### **III.2.3) Caractéristiques morphologiques du bassin versant:**

- **Superficie :**

C'est le paramètre le plus important du bassin parce qu'il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques tels que le débit le volume de précipitation ou d'infiltration, elle est déterminée par le planimètre.

$$S = 8.74 \text{ km}^2$$

- Périmètre :

Il correspond à la longueur de la limite extérieure du bassin, il est déterminé à l'aide d'un curvimètre.

$$P = 18.15 \text{ km}$$

- Indice de compacité de Gravelius:

L'indice de compacité est défini comme étant le rapport du périmètre à la surface du bassin versant, Il permet de comparer les bassins versants entre eux de points de vue de forme : plus la forme du bassin prend la forme d'un cercle ; plus il est ramassé, plus la forme du bassin est proche d'un rectangle ; plus il est allongé.

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

$K_C$  : Indice de compacité de Gravelius,

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

$P$  : périmètre du bassin [ $\text{km}$ ].

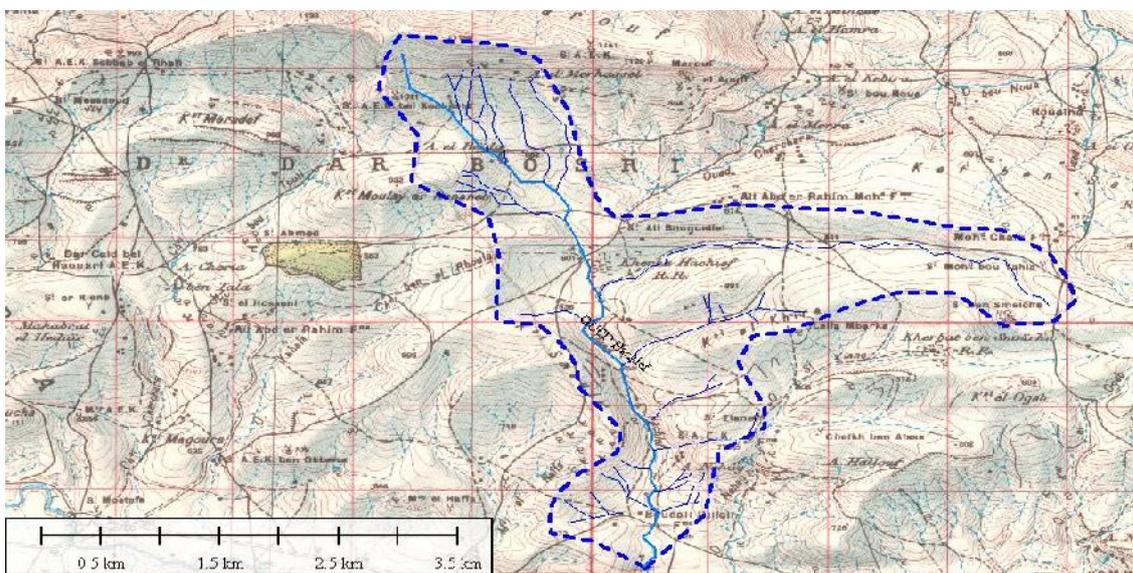
. Il est proche de 1 pour un bassin versant de forme quasiment circulaire et supérieur à 1 lorsque le bassin est de forme allongée.

A.N :

$K_C = 0.28 \frac{18.15}{\sqrt{8.74}} = 1,71$
---

$K_C > 1$  donc le bassin est allongé

**Fig.III.1** le bassin versant du retenus haouch el kebir



- Rectangle équivalent : La notion de rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius, introduite par Roche (1963), permet de comparer facilement des bassins versants entre eux, en ce qui concerne l'influence de leurs caractéristiques sur l'écoulement.

Si  $L$  et  $l$  représentent respectivement la longueur et la largeur du rectangle équivalent, alors :

Le périmètre du rectangle équivalent [ $P=2(L+l)$ ].

La surface du rectangle équivalent [ $A=L \cdot l$ ].

Le coefficient de compacité [ $K_C = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$  ]

En combinant ces trois relations, on obtient :

$$L = \frac{K_G \cdot \sqrt{A}}{1,12} \cdot \left( 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{K_G} \right)^2} \right) \quad \text{Si } K_G \geq 1,12$$

$$\text{A.N : } L = \frac{1.71\sqrt{8.74}}{1.12} \left[ 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1.12}{1.71} \right)^2} \right] = 7.92 \text{ km}$$

Et

$$l = \frac{18.15}{2} - 7.92 = 1.115 \text{ km}$$

#### **III.2.4) paramètres du relief :**

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

##### **III.2.4.1) La courbe hypsométrique :**

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

**Tableau III.01** : Répartition en % de la surface élémentaire.

Tranche d'altitude	Surface Km <sup>2</sup>	S cuml km <sup>2</sup>	Surface %	di dénivelée	ai	RACdi*ai	Hi Km	s*hi
1168-1100	0,03	0,03	0,34	68	0,01	0,65	1,13	0,07
1100-1050	0,11	0,14	1,60	50	0,02	0,88	1,075	0,16
1050-1000	0,12	0,26	23,97	50	0,02	0,91	1,025	0,16
1000-950	0,25	0,51	5,83	50	0,03	1,24	0,975	0,29
950-900	0,69	1,2	13,72	50	0,07	1,87	0,925	0,63
900-850	2,34	3,54	40,50	50	0,28	3,71	0,875	2,35
850-800	3,11	6,65	76,08	50	0,35	4,16	0,825	2,77
800-750	1,02	7,67	87,76	50	0,10	2,29	0,775	0,79
750-700	0,29	7,96	91,07	50	0,03	1,23	0,725	0,21
700-650	0,43	8,39	95,99	50	0,06	1,80	0,675	0,42
650-620	0,30	8,69	99,42	30	0,03	1,00	0,635	0,21
620-611	0,05	8,74	100,00	10	0,01	0,25	0,615	0,04
Somme	8,74				1,00	<b>19,99</b>	10,26	<b>8,10</b>

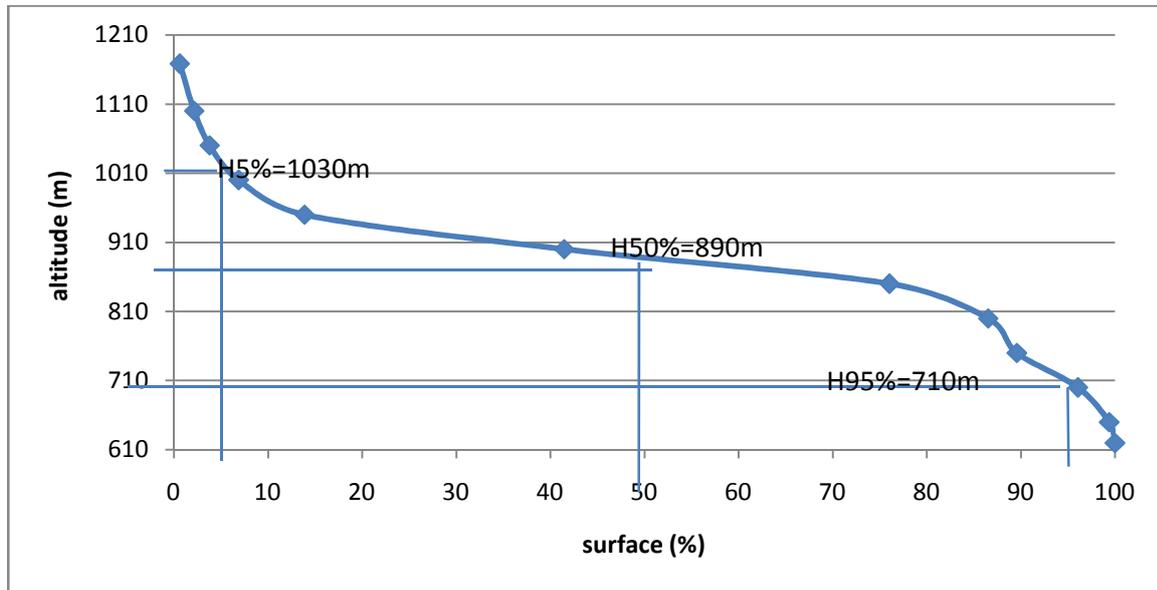
**III.2.4.1.1) Les altitudes caractéristiques :****A/ L'altitude maximale et minimale :**

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. 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. Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant intervenir des variables climatologiques telles que la température, la précipitation et le couvert neigeux. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente, donc d'après la carte topographique (FigIII.2) on a :

$$H_{\max} = 1168 \text{ m NGA}$$

$$H_{\min} = 611 \text{ m NGA}$$

**Fig.III.2** Courbe hypsométrique



**B/L'altitude médiane**

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière, d'après la courbe hypsométrique (Fig III.2) on a

$$H_{50\%}=890\text{m}$$

$$H_{5\%}=1030\text{m}$$

$$H_{95\%}=710\text{m}$$

**C/ L'altitude moyenne du bassin versant:**

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suit :

$$H_{\text{moy}} = \frac{S_i \cdot H_i}{S} \dots\dots\dots (III.2)$$

Avec :

$H_{\text{moy}}$  : 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>].

L'altitude moyenne est peu représentative de la réalité. Toutefois, elle est parfois utilisée dans l'évaluation de certains paramètres hydrométéorologiques ou dans la mise en œuvre de modèles hydrologiques.

**Tableau III.02 : Résultats de calcul.**

Tranche d'altitude	Surface Km <sup>2</sup>	S cuml km <sup>2</sup>	Surface %	di dénivelée	ai	RACdi*ai	Hi Km	s*hi
1168-1100	0,03	0,03	0,34	68	0,01	0,65	1,13	0,07
1100-1050	0,11	0,14	1,60	50	0,02	0,88	1,075	0,16
1050-1000	0,12	0,26	23,97	50	0,02	0,91	1,025	0,16
1000-950	0,25	0,51	5,83	50	0,03	1,24	0,975	0,29
950-900	0,69	1,2	13,72	50	0,07	1,87	0,925	0,63
900-850	2,34	3,54	40,50	50	0,28	3,71	0,875	2,35
850-800	3,11	6,65	76,08	50	0,35	4,16	0,825	2,77
800-750	1,02	7,67	87,76	50	0,10	2,29	0,775	0,79
750-700	0,29	7,96	91,07	50	0,03	1,23	0,725	0,21
700-650	0,43	8,39	95,99	50	0,06	1,80	0,675	0,42
650-620	0,30	8,69	99,42	30	0,03	1,00	0,635	0,21
620-611	0,05	8,74	100,00	10	0,01	0,25	0,615	0,04
Somme	8,74				1,00	<b>19,99</b>	10,26	<b>8,10</b>

Donc

$$H_{\text{moy}} = 830\text{m.NGA}$$

Où :

$i_m$  : pente moyenne [%],

L : longueur totale de courbes de niveau [km],

D : équidistance entre deux courbes de niveau [m],

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

Cette méthode de calcul donne de bons résultats dans le cas d'un relief modéré et pour

des courbes de niveau simples et uniformément espacées. Dans les autres cas, il convient de styliser les courbes de niveau pour que leur longueur totale ait un sens réel vis-à-vis de la pente.

### **III.2.4.3) Indice de pente globale $i_g$ :**

Cet indice est déterminé par la formule suivante

$$i_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots (III.3)$$

L : la longueur du rectangle équivalent.

$H_{5\%} = 1030$  m ;       $H_{95\%} = 710$  m.

**A.N :**

$$i_g = \frac{1030 - 710}{8,99 \cdot 10^3} \cdot 100\% = 3,24\%$$

### **III.2.4.4) L'indice de pente $i_p$ :**

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

$$i_p = \frac{1}{L} \cdot \sum_{i=1}^n \left( a_i \cdot \sqrt{\frac{di}{a_i}} \right)^2 \dots\dots\dots (III.4)$$

$i_p$  : indice de pente [%];

L : longueur du rectangle [m];

$a_i$  : distance qui sépare deux courbes sur la rectangle [m];

$di$  : distance entre deux courbes de niveau successives [m];

$di/a_i$  : Pente moyenne d'un élément [%];

**Tableau III.03** : récapitulatif des calculs.

Tranche	Surface	S cuml	Surface	di	ai	RACdi*ai	Hi	s*hi
d'altitude	Km <sup>2</sup>	km <sup>2</sup>	%	dénivelée			Km	
1168-1100	0,03	0,03	0,34	68	0,01	0,65	1,13	0,07
1100-1050	0,11	0,14	1,60	50	0,02	0,88	1,075	0,16
1050-1000	0,12	0,26	23,97	50	0,02	0,91	1,025	0,16
1000-950	0,25	0,51	5,83	50	0,03	1,24	0,975	0,29
950-900	0,69	1,2	13,72	50	0,07	1,87	0,925	0,63
900-850	2,34	3,54	40,50	50	0,28	3,71	0,875	2,35
850-800	3,11	6,65	76,08	50	0,35	4,16	0,825	2,77
800-750	1,02	7,67	87,76	50	0,10	2,29	0,775	0,79
750-700	0,29	7,96	91,07	50	0,03	1,23	0,725	0,21
700-650	0,43	8,39	95,99	50	0,06	1,80	0,675	0,42
650-620	0,30	8,69	99,42	30	0,03	1,00	0,635	0,21
620-611	0,05	8,74	100,00	10	0,01	0,25	0,615	0,04
Somme	8,74				1,00	<b>19,99</b>	10,26	<b>8,10</b>

Donc :

$$i_p = \frac{79,53}{13,06} = 6,09\%$$

### III.2.5) caractéristiques hydrographiques du bassin versant :

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin, Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes, et selon la classification de Schaum, qui dit « Est d'ordre (x+1), tout tronçon de cours d'eau, forme par la réunion de deux cours d'eau d'ordre (x) ». Pour notre bassin versant, après avoir placé l'ordre de chaque cours d'eau on tombe sur un cours d'eau d'ordre 5.

**III.2.5.1) La longueur du cours d'eau principal (L) :**

C'est la distance curviligne depuis l'exutoire jusqu'à la ligne de partage des eaux, en suivant toujours le segment d'ordre le plus élevé lorsqu'il y a un embranchement et par extension du dernier jusqu'à la limite topographique du bassin versant. Si les deux segments à l'embranchement sont de même ordre, on suit celui qui draine la plus grande surface, d'après le plan topographique et à l'aide d'un curvimètre la longueur du cours d'eau principale est :

$$L = 6.21 \text{ km}$$

**III.2.5.2) Le profil longitudinal du cours d'eau :**

On a l'habitude de représenter graphiquement la variation altimétrique du fond du cours d'eau en fonction de la distance à l'émissaire. Cette représentation devient intéressante lorsque l'on reporte les cours d'eau secondaires d'un bassin versant qu'il est alors facile de comparer entre eux et au cours d'eau principal. Notons qu'il est d'usage d'utiliser un graphisme différent lorsque les affluents sont en rive gauche ou droite de la rivière dont ils sont tributaires. Le profil en long d'un cours d'eau permet de définir sa pente moyenne

**III.2.5.3) La pente moyenne d'un cours d'eau :**

Ce paramètre a pour but la détermination de vitesse d'écoulement jusqu'à arriver à l'exutoire du bassin, donc elle a une influence sur le temps de concentration et par conséquent, il agit sur le débit maximal observé, Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel, tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps nécessaire à s'infiltrer, entièrement ou en partie, dans le sol.

$$P_{\text{moy}} = \frac{\Delta H_{\text{max}}}{L} \dots\dots\dots (III.5)$$

Où :

$P_{\text{moy}}$  : pente moyenne du cours d'eau [m/km] ;

$\Delta H_{\text{max}}$  : dénivellation maximale de la rivière [m] ;

L : longueur du cours d'eau principal [km].

**A.N :**

$$P_{\text{moy}} = \frac{1168 - 611}{6.21.10^3} . 100\% = 3.64\%$$

### **III.2.5.4) Le degré de développement du réseau :**

#### **A/La densité de drainage :**

La densité de drainage, introduite par Horton, est la longueur totale du réseau hydrographique par unité de surface du bassin versant :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} L_i}{S} \dots\dots\dots (III.6)$$

Avec :

$D_d$  : densité de drainage [km/km<sup>2</sup>] ;

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

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

La densité de drainage dépend de la géologie des caractéristiques topographiques du bassin versant et, dans une certaine mesure, des conditions climatologiques et anthropiques.).

#### **A.N :**

$$D_d = \frac{35.4}{8.74} = 4.05 \text{ .km/km}^2$$

#### **B/ La densité hydrographique coefficient de torrentialité :**

La densité hydrographique représente le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface.

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{S} \dots\dots\dots (III.7)$$

Où :

$F$  : densité hydrographique [km<sup>-2</sup>] ;

$N_i$  : nombre de cours d'eau ;

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

En somme, les régions à haute densité de drainage et à haute densité hydrographique (deux facteurs allant souvent de pair) présentent en général une roche mère imperméable, un couvert végétal restreint et un relief montagneux. L'opposé, c'est-à-dire faible densité de drainage et faible densité hydrographique, se rencontre en région à substratum très perméable, à couvert végétal important et à relief peu accentué.

$$F = \frac{81.70}{8.74} = 9.34 \text{ km}^{-2}$$

**C/ coefficient de torrentialité :**

Le coefficient de torrentialité «  $C_t$  » est calculé à l'aide de l'équation n:

$$C_t = D_d \cdot F \dots\dots\dots (III.8)$$

$D_d$  : Densité de drainage;

$F$  : Densité hydrographique.

**A.N :**

$$C_t = 4.05 \cdot 9.34 = 37.83$$

**D/ Le temps de concentration :**

Le temps de concentration  $t_c$  des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier, il est calculé par les formules suivantes :

- Formule de GIANDOTTI :

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (III.9)$$

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

$L$  : longueur du talweg principale en [Km];

$H_{moy}, H_{min}$  : respectivement la hauteur moyenne et minimale du B.V en [m].

**A.N :**

$$T_c = \frac{4\sqrt{8.41} + 1.5 \cdot 6.15}{0.8\sqrt{830 - 611}} = 2,80 \text{ heure}$$

Les résultats des différents méthodes sont présentes dans le Tableau suivant (Tableau III.5).

**Tableau III.04 :** Temps de concentration.

Formule	$T_c$ (heure)
<b>GIANDOTTI</b>	<b>2.80</b>

**E/ Vitesse moyenne de ruissellement**

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots(III.10)$$

L : Longueur de talweg principal en [Km];

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

**A.N :**

$$V_R = \frac{6.21}{2.80} = 2,22 \text{ km/h}$$

**Tableau III.05** : paramètres physico-morphométriques du bassin versant.

Désignation	Unité	Sym.	Valeur
Surface	Km <sup>2</sup>	S	8.74
Altitude maximale	M	H <sub>max</sub>	1168
Altitude minimale	M	H <sub>min</sub>	611
Altitude moyenne	M	H <sub>moy</sub>	830
Altitude médiane	M	H <sub>méd</sub>	890
Indice de pente globale	%	i <sub>g</sub>	3.24
Pente moyenne du bassin versant	%	i <sub>m</sub>	19.10
Pente moyenne du cours d'eau	%	P <sub>moy</sub>	3,64
Longueur du cours d'eau principale	Km	L	6.21
Périmètre du bassin	Km	P	18.15
Indice de compacité de Gravelius	***	K <sub>G</sub>	1,71
Temps de concentration	H	T <sub>c</sub>	2.80

### III.3) Caractéristiques climatiques :

#### III.3.1) La température :

De façon générale le climat de la région est de type semi aride caractérisé par un été sec et chaud et un hiver relativement humide.

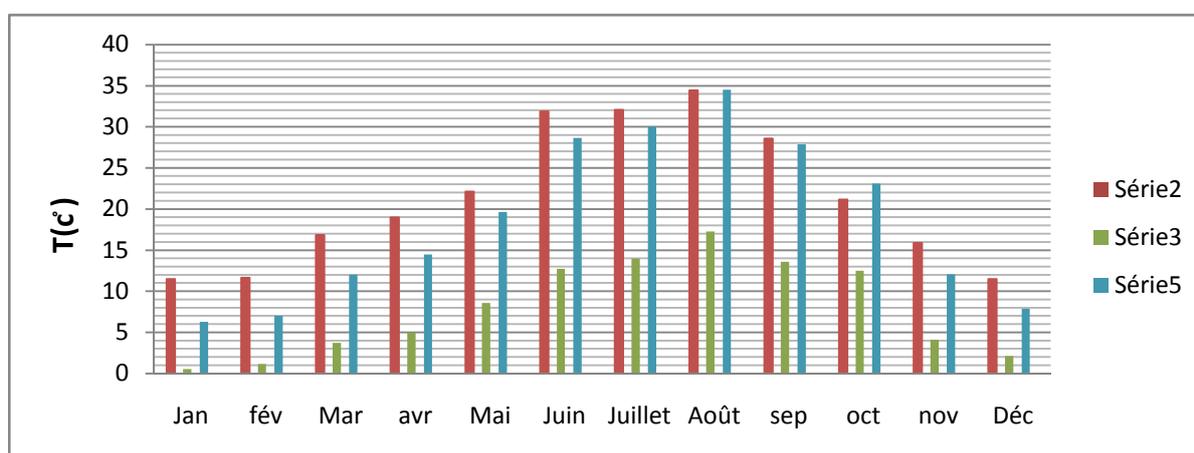
La température moyenne de la région est de 14.1°C , et la répartition mensuelle est :

**Tableau III.06 :** Répartition mensuelle de la température.

station de Miliana wilaya de Tiaret	Mois /Tc°	Ja n	fév	Ma r	avr	Mai	Jui n	Juil le	Aoû t	sep	oct	nov	Déc	M
	<b>Tmax</b> Série2	11. 49	11.6 5	16.5 8	19	22.1 5	31.8 9	32.0 6	34.4 4	28.5 9	21.1 8	15.8 7	11.5	21.37
<b>Tmin</b> Série3	0.5 5	1.18	3.74	4.98	8.58	12.7 3	14	17.2 9	13.5 9	12.5 2	4.12	2.12	7.95	
<b>Tmoy</b> Série5	6.2 9	7.01	12.0 3	14.4 8	19.6 5	28.6 7	30.0 3	34.5 1	27.8 8	23.1 1	12.0 6	7.88	18.63	

(2001-2009)ANRH

**Fig.III.3:** Répartition mensuelle des températures



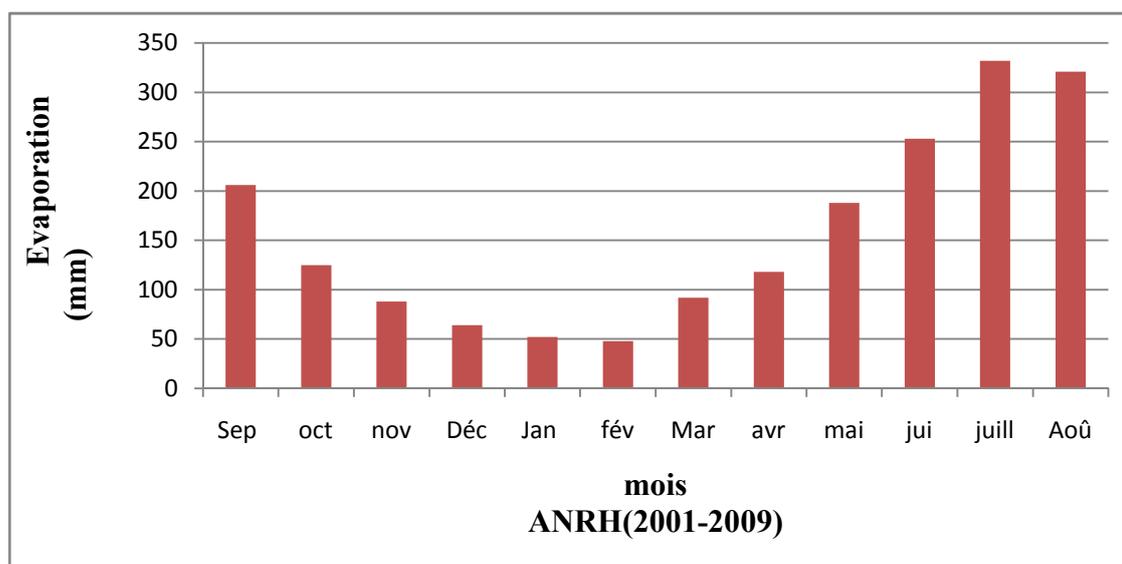
#### III. 3.2) L'évaporation :

L'évaporation moyenne annuelle totale mesurée dans la région peut atteindre 1887mm, La répartition mensuelle de l'évaporation est donnée dans le tableau III.07 :

**Tableau III.07** : Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	Sep	oct	nov	Déc	Jan	fév	Mar	avr	mai	jui	juill	Aoû	Som
E mm	206	125	88	64	52	48	92	118	188	253	332	321	1887
E(0.78) Mm	160	97	69	50	41	37	72	92	147	197	259	250	1471

(2001-2009)(ANRH)

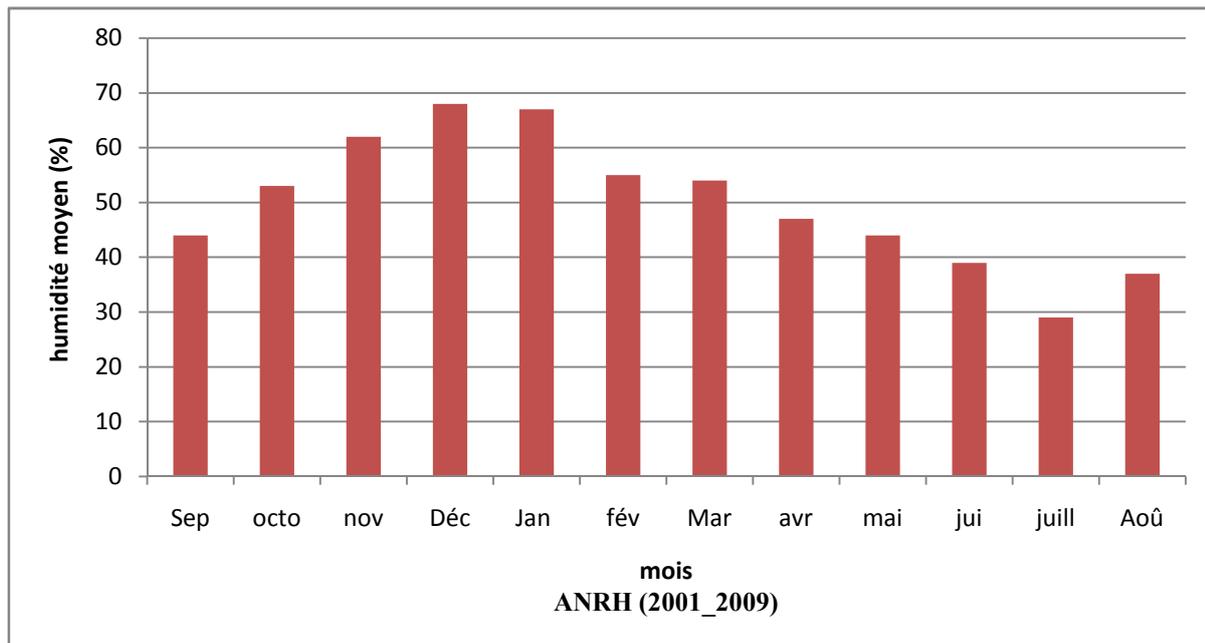
**Fig.III.4**: Diagramme répartition mensuelle de l'évaporation**III.3.3) Humidité relative de l'aire :**

L'humidité relative est élevée à moyenne et varie d'un mois à un autre durant toute l'année.

L'humidité moyenne est de **50%** celle du maximum est **68%** (mois de décembre) alors que l'humidité minimale est de **29%** relevée durant le mois de juillet. Le Tableau N°8 présente les valeurs moyennes d'humidité

**Tableau III.8** : Répartition mensuelle des humidités relatives

Mois	Jan	fév	Mar	avr	Mai	Jui	Jul	Août	sep	oct	nov	Déc	Moy
Hmin	56.2	51.1	44.8	42.6	35.3	21.5	17.5	21.4	32.8	45.9	50.8	62.1	40.20
%	0	4	2	4	1	1	4	8	4	1	6	3	
Hmax	94.4	95.2	93.5	92	80.7	72.2	59.4	70.5	83.7	90.6	92.8	95.6	85.12
%	7	2	1		7	1	1	8	0	4	3	7	



**Fig.III.5** : Humidité relative

#### **III.3.4) La pluviométrie :**

- **Données disponibles :**

Les caractéristiques de la station pluviométrique disponible pour cette étude est donnée dans le tableau. III.9 Dans le cadre de cette étude, on utilisera principalement les donnée

pluviométriques de Dahmouni Ville. C'est la station la plus proche de la zone de l'étude. Les autres stations pluviométriques servent à conclure quant à l'homogénéité de la pluviométrie de la région.

- **Pluies annuelles :**

La station pluviométrique le plus proche du bassin versant est la station de Dahmouni (01 9-04) possède une série de 30 ans,

Tableau III.9: caractéristiques de la station pluviométrique

Nom de la station	Code	X	Y	ALT (m)	Années d'observation
Dahmouni ville	01-09-04	388.8	235.95	878	(1971/2007)

Fig.III.6 la carte pluviométrique de la région de Dahmouni l'A.N.R.H EN 1993.

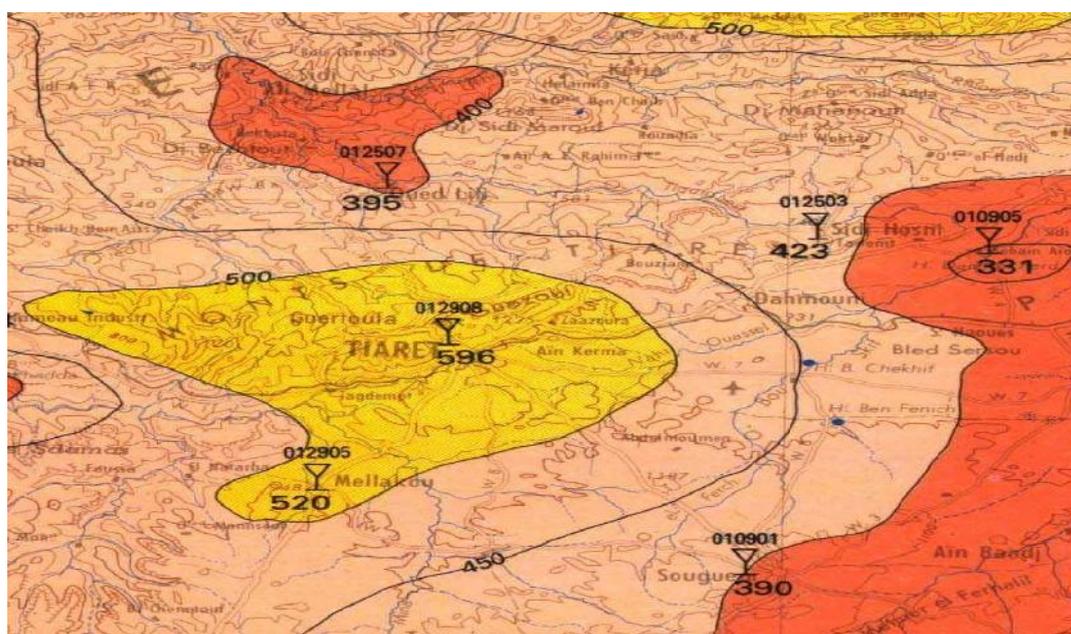


Tableau III.10: Les pluies moyennes mensuelles station Dahmouni ville (1971/1972-2006/2007)

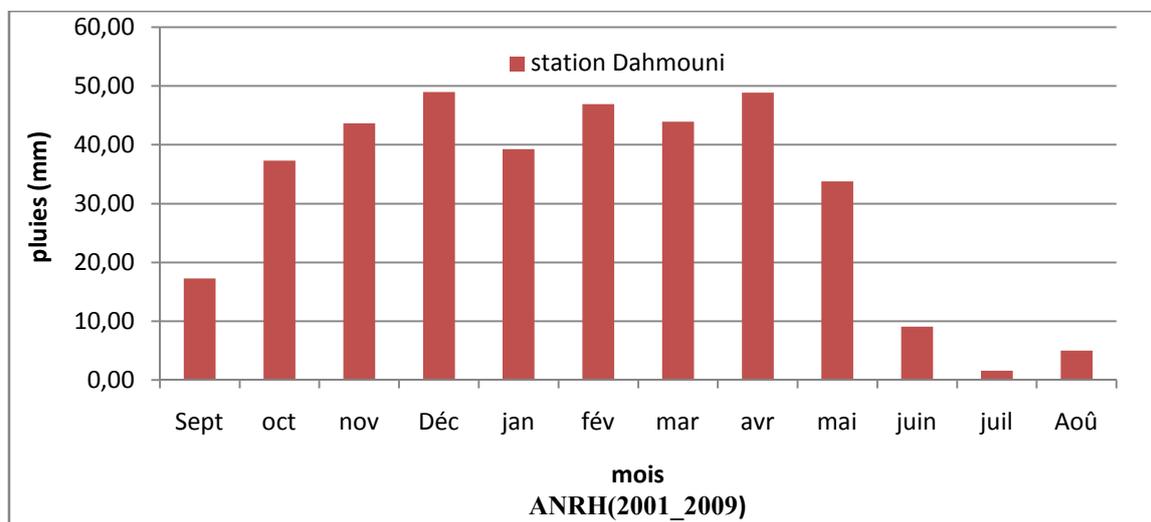
Mois	Sept	Oct	nov	Déc	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juil	Août	$\Sigma P$ (mm)
P(mm)	17,25	37,3	43,6	48,9	39,2	46,9	43,9	48,9	33,8	9,1	1,56	5,02	375.85
%	4,59	9,93	11,6	13,0	10,4	12,5	11,7	13,0	9,0	2,4	0,42	1,34	100

Afin de détailler la notion de pluie annuelle et de pluie mensuelle, le bureau a analysé les données de la station de Dahmouni ville :

- Le Tableau III.10 détaille les pluies mensuelles et annuelles à Dahmouni ville. Elle se monte à 376 mm/an, avec une variation comprise entre 669.62 mm/an (en 1971) et 114.5 mm/an (en 1983).
- La figure III.6 montre l'évolution chronologique des deux postes pluviométrique.

- Les lacunes observées au niveau de la station de Dahmouni ville, qui va servir de référence pour la suite de l'étude, ont été complétées à l'aide des résultats des régressions linéaires entre les stations de Tiaret et Dahmouni ville.

**Fig.III.7:** Répartition mensuelle des pluies station à Dahmouni ville



### **III.3.5) Vitesse de vent :**

La répartition mensuelle de la vitesse du vent est donnée dans le tableau III.11

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

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juill	Août
Vitesse de vent (m/s)	2.70	2.50	2.20	2.50	2.40	2.50	2.70	3.00	3.10	3.30	3.00	3.00

La vitesse moyenne annuelle du vent est de 2.70 m/s. Le vent peut augmenter les besoins en eau et provoque quelques fois des dégâts sur certaines cultures.

**III.4) 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.

**III.4.1) Ajustement des pluies maximales journalières :**

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel "Hyfran".

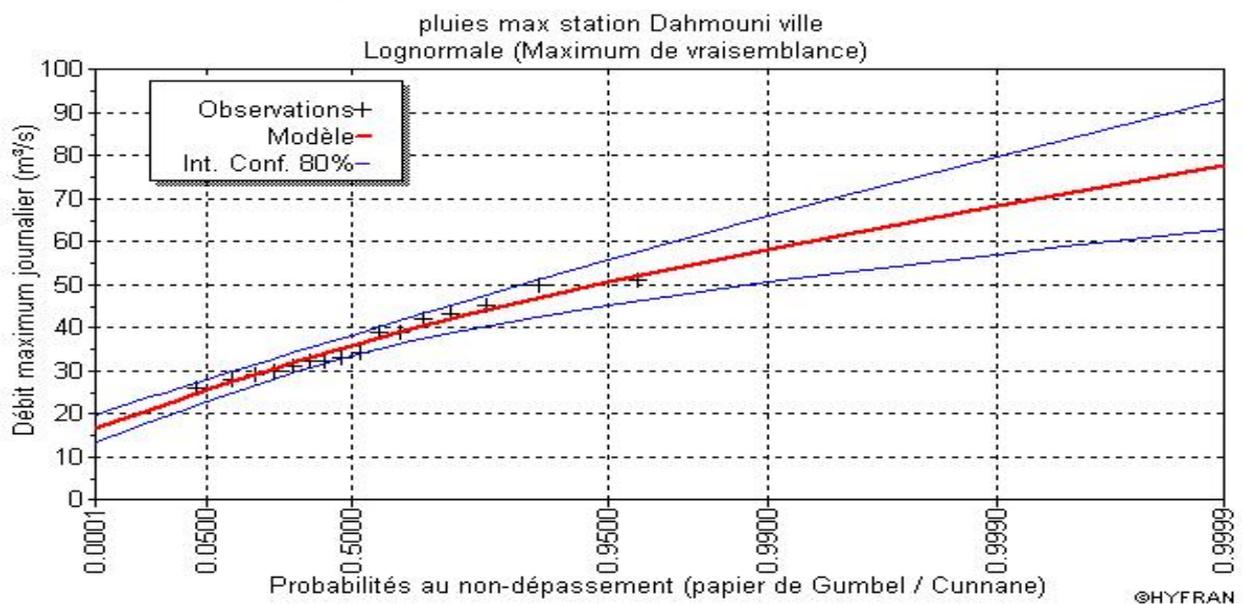
**III.4.1.1) Ajustement comparatif avec "Hyfran" :**

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la (log normale), et a l'aide de logiciel Hyfran, avec une comparaison des graphes des droites de régression obtenues par les ajustements.

**Tableau III.12:** Valeurs des pluies maximales journalières annuelles  
Station DAHMOUNI VILLE (code 01 09 04).

N°	1	2	3	4	5	6	7	8
Pjmax	31.5	49	51	27	40	29	43	45
N°	9	10	11	12	13	14	15	16
Pjmax	28.5	31.5	329.5	32.2	40	32	41	34

**Fig.III.8:** Ajustement log normal station Dahmouni



**III.4.1.2) résultats de l'ajustement :**

Après avoir effectué l'ajustement avec les trois lois et comparer graphiquement les représentations d'ajustement, on a remarqué que la série s'ajuste mieux à la loi de lognormal donc c'est la loi la plus adéquate elle s'applique pour les pluies maximales journalières.

**Log normal (méthode de maximum vraisemblance) :**

Nombre d'observation : 16 Mu 3.576477 // Sigma 0.20918 //

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

**Tableau III.13:** Le tableau récapitule les résultats de l'ajustement à la loi de log normal

T	Q	XT	ECART-TYPE	INTERVALLE DE CONFIANCE (80%)
1000.0	0.9990	68.2	8.81	56.9 - 79.5
200.0	0.9950	61.3	6.83	52.5 - 70.0
100.0	0.9900	58.2	6.00	50.5 - 65.8
50.0	0.9800	54.9	5.18	48.3 - 61.6
20.0	0.9500	50.4	4.12	45.1 - 55.7
10.0	0.9000	46.7	3.35	42.4 - 51.0
5.0	0.8000	42.6	2.62	36.4-41.9
2.0	0.5000	35.7	1.87	33.4-38.1

**Tableau III.14 :** les précipitations des différent fréquence

PERIODE DE RETOUR (années)	1000	200	100	50	10
FREQUENCE (%)	0,1	0.5	1	2	10
Pjmax	68.2	61.3	58.2	54.9	46.7

**III.5) Etudes des apports :**

A base de manque de séries hydrométriques au niveau du talweg principal, les apports seront estimés à partir des formules empiriques.

**III.5.1) Apports liquides :****III.5.1.1) Apport moyen interannuel ( $A_0$ ) :**

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuel  $A_0$ .



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

$$A_{\text{moy}} = \frac{0.182 + 0.218 + 0.353}{3} = 0.251 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Donc on prend la valeur donnée par la méthode de Mallet-Gauthier :  $A_0 = 0.218 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

### **III.5.1.2) Caractéristiques de l'écoulement :**

#### **a) Module de l'écoulement ( $M_e$ ) :**

Il est donné par : 
$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots \text{(III.14)}$$

$A_0$  : Apport moyen annuel [litres].

$T$  : Temps d'une année en [secondes] " $T = 31,536 \cdot 10^6$  secondes".

**AN :**

$$M_e = \frac{0.218 \cdot 10^9}{31,536 \cdot 10^6} = 6.911/\text{s}$$

#### **b) Module de l'écoulement relatif ou spécifique ( $M_0$ ) :**

On a : 
$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots \text{(III.15)}$$

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

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

**AN :**

$$M_0 = \frac{6.91}{8.74} = 0.79 \text{ l/s/km}^2$$

#### **c) lame d'eau écoulee:**

On a : 
$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots \text{(III.16)}$$

$S$  : Superficie du bassin.

**AN :**

$$L_e = \frac{0.218 \cdot 10^6}{8.74 \cdot 10^6} = 0,025 \text{ m} = 25 \text{ mm}$$

#### **d) Coefficient de l'écoulement :**

Il est donné par : 
$$C_e = \frac{L_e}{P_{\text{moy}}} \dots\dots\dots \text{(III.17)} \quad C_e = \frac{25}{375.85} = 0,066$$

$P_{\text{moy}}$  : Pluie moyenne annuelle en [mm] ;  $L_e$  : lame d'eau écoulee en [mm].

**e) Coefficient de variation :**

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

❖ **Formule de SOKOLOVSKY:**

On a : 
$$C_v = a - 0,063 \log_{10} (S + 1) \dots\dots\dots (III.18)$$

Avec : 
$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0) \dots\dots\dots (III.19)$$

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

**A.N :**

$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (0.791) = 0,80 \quad \Rightarrow \quad C_v = 0,80 - (0,063 \log_{10} (8.74 + 1)) = 0,737$

❖ **Formule d'ANTONOV:**

$$C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \dots\dots\dots (III.20)$$

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

**AN :** 
$$C_v = \frac{0.7}{(8.74 + 1000)^{0.097}} = 0,36$$

❖ **Formule de L'Algérienne de N.N PADOUN:**

$$C_v = \frac{0.93k}{M_0^{0.23}} = \frac{0.93 * 0.65}{0.791^{0.23}} = 0.64$$

K : coefficient de réduction  $k = (0.25-1.00)$ , on prend  $k=0.65$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau N° III.16.

**Tableau III.16 :** récapitulatif des résultats des coefficients des variantes.

Formule	$C_v$
SOKOLOVSKY	<b>0.737</b>
N.N PADOUN	<b>0,36</b>
L'ANTONOV	<b>0,64</b>

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

$$C_{v,moy} = \frac{0,737 + 0,36 + 0,64}{3} = 0,58$$

On prend le coefficient proche de moyenne donc :  $C_v = 0,58$

### **III.5.1.3) Irrégularité des apports :**

#### **A/ Estimation fréquentielle des apports :**

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

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

$$A_{\%} = \frac{A_0 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(C_v + 1)}}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} = \frac{1,06 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(0,58 + 1)}}}{\sqrt{0,58^2 + 1}} = 0,90 \cdot e^{0,45 \cdot U}$$

$A_{\%}$  : Apport de fréquence donnée.

$u$  : Variable réduite de Gauss.

$A_0$  : Apport moyen annuel [ $Mm^3$ ].

$C_v$  : Coefficient de variation.

Les résultats de calcul sont donnés dans le Tableau III.17.

**Tableau III.17 : Apport fréquentiel.**

<b>PERIODE DE RETOUR (ANNEES)</b>	<b>2</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>20</b>	<b>5sèche</b>	<b>10sèche</b>
<b>FREQUENCE %</b>	50	20	10	5	80	90
<b>U</b>	0	0.84	1.28	1.65	-0.84	-1.28
<b>APPORT LIQUIDE (<math>hm^3</math>)</b>	0.202	0.397	0.566	0.757	0.103	0.072
<b>LAME D'EAU RUISSELLEE (mm)</b>	20.81	40.85	58.18	77.84	10.61	7.45
<b>Debits (<math>m^3/s</math>)</b>	0.006	0.013	0.018	0.024	0.003	0.002

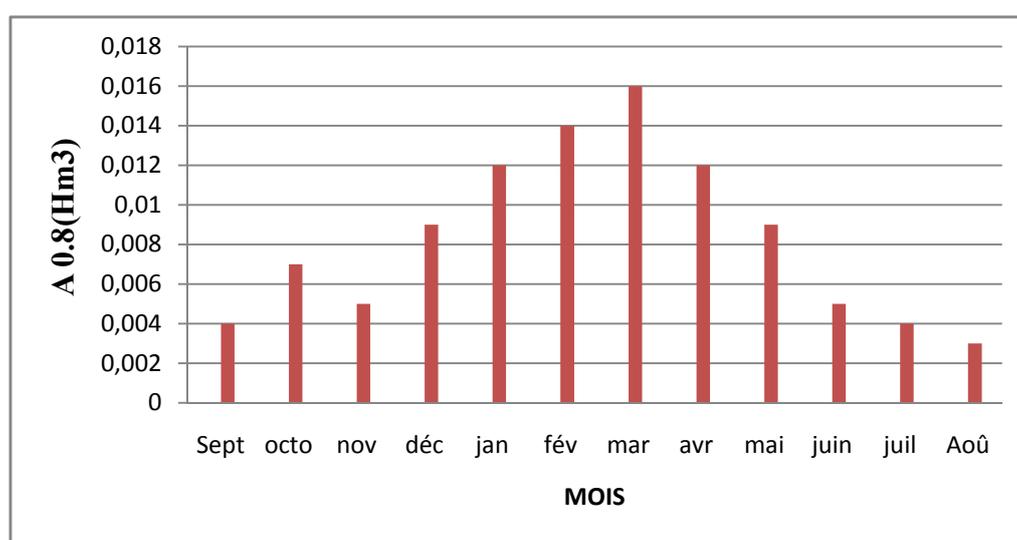
**B/ Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% :**

La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% est donnée dans le Tableau III.18

**Tableau III.18** : Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%.

Mois	Sept	octo	nov	déc	jan	fév	mar	avr	Mai	juin	Juil	Aoû	$\Sigma P$ (%)
%	4	7	5	9	12	14	16	12	9	5	4	3	100
A (Hm <sup>3</sup> )	0,0112	0,0195	0,0140	0,0251	0,0335	0,0391	0,0446	0,0335	0,0251	0,0140	0,0112	0,0084	0.279
AF0.8(Hm <sup>3</sup> )	0,004	0,007	0,005	0,009	0,012	0,014	0,016	0,012	0,009	0,005	0,004	0,003	0.103

**FigIII.09.** la répartition mensuelle de l'apport 80%

**III.5.2) Apport solide et l'estimation du volume mort :**

L'estimation de l'envasement (tranche morte) est indispensable pour un dimensionnement et harmonieux de l'ouvrage ; une évaluation correcte de sa durée de vie et une définition rationnelle des modes de gestion et d'exploitation.

Le transport solide dans un cours d'eau constitue la seconde phase de l'érosion

La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par la raison d'écoulement dépend essentiellement de la vitesse d'écoulement et de granulométrie

L'eau trouve la puissance nécessaire pour ce transport dans la perte de charge qu'elle subit. Le champ d'exploitation de vitesse varie tout au long du profil de l'oued d'amont en aval

L'eau met en jeu deux types de mécanismes : le charriage et la suspension qui sont les principaux types de transport solide

La capacité de charriage est liée à la nature granulométrique des matériaux et varie dans le temps et dans l'espace avec le débit liquide

A) Formule de SOGREAH -TIXERONT :

Le volume mort est estimé à : 
$$V_m = (1,05 \div 1,10) \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s} \dots\dots\dots (III.21)$$

Et 
$$Q_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \cdot S \dots\dots\dots (III.22)$$

Avec :

$Q_s$  : Débit solide en [tonne/an].

$\delta_s$  : Poids spécifique des sédiments [1,6 t/m<sup>3</sup>].

T : temps d'exploitation [T = 15 ans]

$\alpha$  : Caractéristique de perméabilité.

**Tableau III.19 :** valeur de  $\alpha$  en fonction de la perméabilité.

Variation de perméabilité	$\alpha$
Elevée	8,5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

A.N :

$$Q_s = 350 \cdot 24.95^{0.15} \cdot 8.74 = 49561 \text{ t/an}$$

$$V_m = 1,05 \cdot \frac{4956.1 \cdot 15}{1,6} = .40134.00 \text{ m}^3$$

B) Formule de GAVRILLOVIC :

Cette relation largement utilisée en Algérie, elle fait intervenir des caractéristiques physiques et un indice climatique du bassin versant :

On a : 
$$V_m = \frac{T_0 \cdot T \cdot S}{\delta_s} \dots\dots\dots (III.23)$$

Tel que 
$$T_0 = T_{sp} * G_{rm}$$

Avec :

$$T_{sp} = T \cdot P_{moy} \cdot \pi \cdot \sqrt{Z^3} \quad \text{Tel que} \quad \left[ T = \sqrt{\frac{t}{10}} + 1 \right] \quad \cdot \quad G_{rm} = \frac{(\sqrt{P} + H_{moy})}{0,2(L + 10)}$$

$T_0$  : taux d'abrasion [t/Km<sup>2</sup>/an].

$T_{sp}$  : le taux de la production annuel des matériaux en [m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>/an].

$G_{rm}$  : taux de rétention des sédiments produits par le bassin.

$T$  : coefficient thermique.

$Z$  : coefficient d'érosion relative en fonction de la description du B.V.

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

$t$  : température moyenne annuelle [°C].

$P$  : périmètre du bassin versant [Km].

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

$H_{moy}$  : Altitude moyenne [km].

**A.N :**

$$T = \sqrt{\frac{14,1}{10}} + 1 = 2,19 \quad \Rightarrow \quad T_{sp} = 14,1 \cdot 375,85 \cdot \pi \cdot \sqrt{0,3^3} = 446,47 \cdot \text{m}^3/\text{km}^2/\text{an}$$

$$G_{rm} = \frac{(\sqrt{18,15 + 834 \cdot 10^{-3}})}{0,2(6,15 + 10)} = 1,26 \cdot \text{t}/\text{m}^3 \quad T_0 = 446,47 \cdot 1,26 = 558,09 \cdot \text{t}/\text{km}^2/\text{an}$$

$$V_m = \frac{558,09 \cdot 2,19 \cdot 9,72}{\delta_s} = 27638 \text{m}^3$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le Tableau III.20.

**Tableau III.20** : récapitulatif des résultats de la volume mort.

Formule	Volume mort pour (m <sup>3</sup> )
SOGREAH -TIXERONT	40134,00
GAVRILLOVIC	27638

$$V_m = \frac{40134,00 + 27638}{2} = 33886 \text{m}^3$$

on opte pour la formule de SOGREAH -TIXERONT qui est proche de la moyenne

$$V_{\text{mort}} = 27638 \text{Mm}^3 \quad \Leftrightarrow \quad \text{NVM} = 608.3 \text{m.NGA}$$

### **III.6) Etude des crues :**

L'intérêt économique de la prédétermination du débit maximum probable des crues d'un cours d'eau en un point donné est évident en raison des effets destructifs bien connus de ces cataclysmes hydrologiques et de la nécessité d'en préserver les ouvrages. Les dimensions des évacuateurs de crue des barrages, la hauteur des digues de protection contre l'inondation sont essentiellement déterminées par le maximum probable de la crue au quel ses ouvrages devront faire face compte tenu de certaines considérations d'optimum économique.

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

Les paramètres définissant une crue est :

- 1- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- 2- Le volume de la crue.
- 3- La forme de la crue (Hydrogramme de crue).
- 4- Le temps de base.

#### **III.6.1) Formules empiriques pour la détermination de la crue :**

##### **- FORMULE DE GIANDOTTI**

La formule de Giandotti représente le rapport entre le débit instantané et le débit moyen journalier.

$$\frac{Q_{\text{inst}}}{Q_T} = \frac{P_{\text{tc}}}{P_{\text{jmax}}} * \frac{24}{T_c}$$

Avec  $Q_T$  : débit moyen journalier de temps de retour  $T$

$Q_T$ : est calculé par la formule de SAMIE:

$$Q_T = \frac{C_r * P_T * S}{108} \quad \dots\dots\dots (III.24)$$

$C_r$  : coefficient de ruissellement en grande crue  $C_r=0,90$

$S$  : surface du BV  $8.74 \text{ km}^2$ .

**- FORMULE DE SOKOLOVSKY**

Elle est donnée sous la forme suivante :

$$Q_{\max} = (0.28 * P_{tc} * C * S * F) / T_c \dots\dots\dots (III.25)$$

$P_{tc}$  pluie de courte durée pour un temps.

$C$  : coefficient de ruissellement (0,8-0,6).

$S$  : superficie du bassin versant 8.74, Km<sup>2</sup>

$T_c$  : temps de montée de la crue  $T_m = T_c = 1,83$  heure.

$F$  : Coefficient de la formule de l'hydrogramme. 0,75.

Le Tableau III.21 nous donne les résultats de calcul pour différents périodes de retour.

Les résultats obtenus par les trois formules citées ci-dessus sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.21** : récapitulatif des résultats des trois formules utilise

PERIODE DE RETOUR (années)	1000	200	100	50	10
Formule de GIANTOTTI	12.57	11.29	10.72	10.11	8.60
FORMULE DE SOKOLOVSKY	25.35	22.78	21.63	15.30	13.01
Débit proposé (m <sup>3</sup> /s)	25.35	22.78	21.63	15.30	13.01

L'analyse des résultats obtenus par les trois formules montre que la formule de sokolovsky est la plus proche à la moyenne, donc on opte pour les valeurs trouvées par la formule de sokolovsky

**III.6.2) Hydrogrammes de crues :**

Les hydrogrammes de crue seront établit selon la méthode de Sokolovsky. Cette méthode assimile l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques l'une pour la montée de la crue et l'autre pour la décrue.

- Pour la montée de la crue 
$$Q_m = Q_{\max} \left( \frac{t}{t_m} \right)^x$$

• Pour la décrue 
$$Q_d = Q_{\max} \left[ \frac{(t_d - t)}{t_d} \right]^y$$

Où :

$t_m$  : Temps de montée de la crue [  $t_m = t_c = 1.2h$  ].

$t_d$  : temps de la décrue [  $t_d = \delta \cdot t_m$  ].

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

$\delta$  : Coefficient qui dépend des caractéristiques du bassin versant.

**Tableau III.22** : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue  $\delta$ .

Condition	$\delta$
<b>petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.</b>	<b>2 à 2,5</b>
<b>petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.</b>	<b>3 à 4</b>
<b>Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.</b>	<b>4 à 7</b>

Pour notre bassin  $\delta=2,5$ .

A.N

$$t_d = \delta * t_m = 1,83 * 2.5 = 4.575 \text{heurs.}$$

Pour la montée :

$$Q_m = Q_{\max} \left( \frac{t}{1.83} \right)^2$$

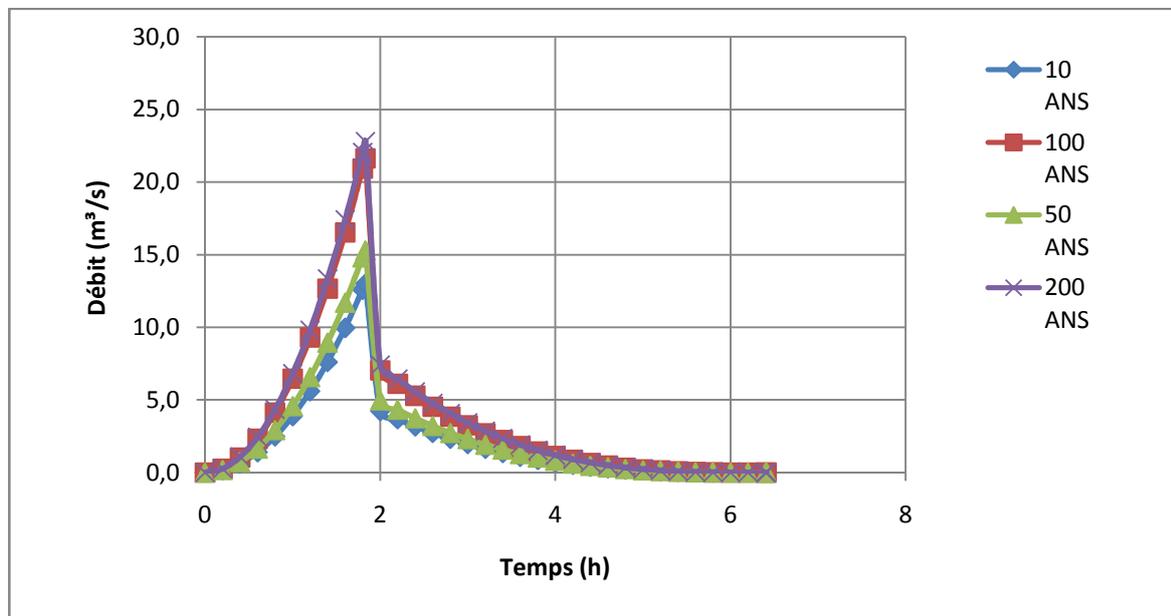
Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{\max, p\%} \cdot \left( \frac{(6,41 - t)}{6,41} \right)^3$$

Les résultats obtenus pour les différentes fréquences sont représentés dans le Tableaux :

**Tableau N°III.23** : récapitulatif des résultats de calcul pour tracer des hydrogrammes du crue

temps (heure)	période de retour				
	10	50	100	200	1000
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,2	0,16	0,18	0,26	0,27	0,30
0,4	0,62	0,73	1,03	1,09	1,21
0,6	1,40	1,64	2,33	2,45	2,73
0,8	2,49	2,92	4,13	4,35	4,84
1	3,88	4,57	6,46	6,80	7,57
1,2	5,59	6,58	9,30	9,80	10,90
1,6	9,95	11,70	16,53	17,41	19,38
1,8	12,59	14,80	20,93	22,04	24,53
1,83	13,01	15,30	21,63	22,78	25,35
2	4,23	4,98	7,04	7,41	8,25
2,2	3,68	4,33	6,12	6,45	7,17
2,6	2,73	3,21	4,53	4,78	5,31
2,8	2,32	2,73	3,86	4,06	4,52
3	1,95	2,30	3,25	3,42	3,81
3,2	1,63	1,92	2,71	2,85	3,18
3,4	1,34	1,58	2,23	2,35	2,62
3,6	1,09	1,29	1,82	1,91	2,13
3,8	0,88	1,03	1,46	1,53	1,71
4	0,69	0,81	1,15	1,21	1,34
4,2	0,53	0,62	0,88	0,93	1,03
4,4	0,40	0,47	0,66	0,70	0,78
4,6	0,29	0,34	0,48	0,51	0,57
4,8	0,20	0,24	0,34	0,36	0,40
5	0,14	0,16	0,23	0,24	0,27
5,4	0,05	0,06	0,08	0,09	0,10
5,6	0,03	0,03	0,04	0,05	0,05
5,8	0,01	0,01	0,02	0,02	0,02
6	0,00	0,00	0,01	0,01	0,01

**Fig. III.10** :Hydrogrammes de crue pour différentes fréquences.

### **III.6.3) Choix de fréquence de la crue du projet :**

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux. Donc la hauteur du barrage, et pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités du laminage.

Souvent la crue de projet considérée est la crue du débit de pointe maximal, mais il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crues ; une crue moins pointue, mais plus étalée pourrait être plus défavorable.

Le choix de la période de retour dépend du risque induit par la rupture du barrage. Cependant le risque global est lié aussi à la vulnérabilité de la vallée en aval (occupation de la zone susceptible d'être inondée en cas de rupture). Lorsque le barrage intéresse la sécurité publique la période de retour ne devra en aucun cas être inférieure à 1000 ans.

L'estimation de la crue de projet résulte non seulement de l'influence des facteurs hydrologiques sur le projet lui-même et du coût de l'ouvrage, mais également du risque potentiel de rupture du barrage sur la vie des personnes et sur les pertes économiques résultant de cette rupture.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques en cours à l'aval. On se reporte alors, aux recommandations du comité national Australien des grands barrages.

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

**Tableau N°II.24** : Catégories des dommages résultant des crues.

<b>Dommages élevés</b>	<b>Dommages importants</b>	<b>Dommages faibles</b>
Pertes de vie envisagées en raison de la fréquence de la population ou d'autre centre d'activité à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées mais la possibilité existe toute fois. Pas de développement urbain et nombre limité d'édifices à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées.
Pertes économiques considérables (dommages à des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, des édifices publics et des centres d'habitation, dommage au barrage lui même et à d'autres réservoirs à l'aval).	Pertes économiques appréciables. Dommages à des édifices publics importants, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques minimales. Bâtiments agricoles, terres et chemin vicinaux.
Le barrage est essentiel à l'activité économique et les réparations ne sont pas possibles.	Réparation possible du barrage. Disponibilité des sources de secours pour la fourniture en eau ou en électricité.	Réparation du barrage possible, pertes indirectes faibles.

**Tableau N°III.25** : Crues de projet recommandé.

<b>Catégorie des dommages</b>	<b>Crue de projet recommandé</b>
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

Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficielle-perméabilité...etc.)  
 On doit calculer l'indice global "I<sub>g</sub>" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

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

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.

Si le risque est faible (I<sub>g</sub>=1), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

Si le risque est moyen ou modérée (I<sub>g</sub>=2), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

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

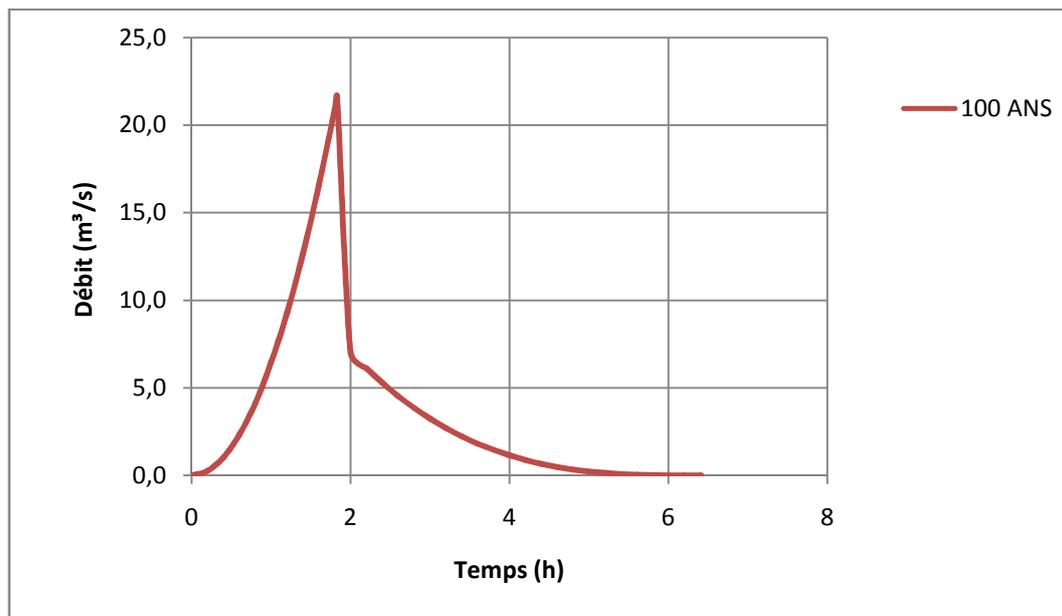
**Tableau.III.26:** Choix de la crue de projet.

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modéré)	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important

La crue de projet	$Q_{\max}(1\%)+\text{revanche}$	$Q_{\max}(1\%) +\text{revanche}$ majorée avec vérification pour $Q_{\max}(0.1\%)$ et $Q_{\max}(0.2\%)$	$Q_{\max}$ (0.1%)
-------------------	---------------------------------	--	----------------------

Pour notre cas 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 ( $I_g=2$ ) et on opte pour la crue centennale avec une vérification avec la crue millénaire.

**Fig. III.11** : Hydrogrammes de crue pour 100 ans.



D'où :  $Q_{\max}=21.60\text{m}^3/\text{s}$

**III.7) Courbe capacité-hauteur et surface-hauteur :**

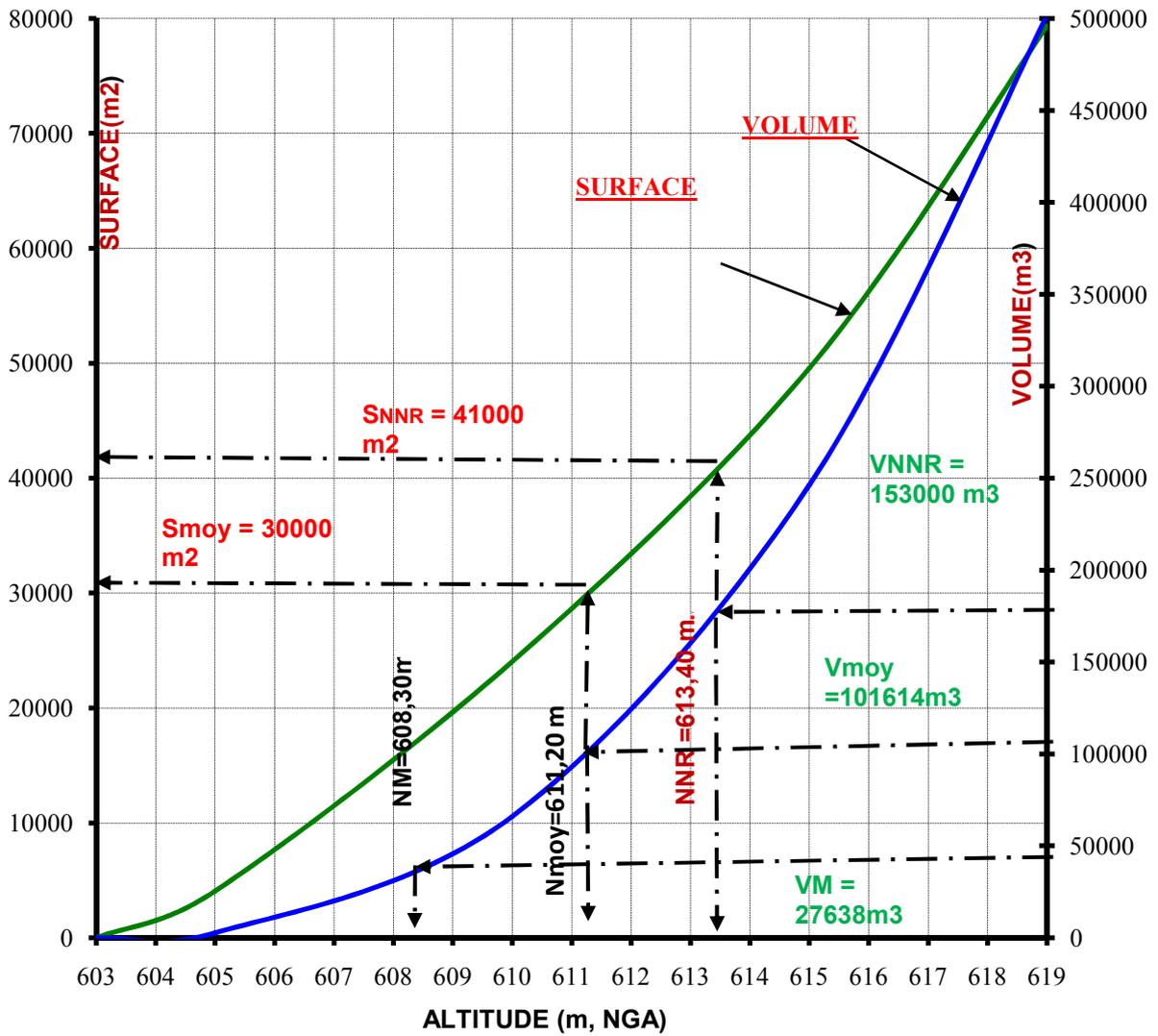
C'est un paramètre très important dans l'étude d'un barrage car elle permet par simple lecture de la courbe de connaître non seulement la valeur du volume d'eau en fonction de l'altitude, mais aussi celle de la surface inondée.

**Tableau.III.27:** courbe capacité/surface/hauteur Retenue collinaire Dahmouni

Altitude	$\Delta h$	Superficie (Km <sup>2</sup> )	Volume Partiel (hm <sup>2</sup> )	Volume Cumulé (hm <sup>2</sup> )
603,5				
	0,50		0,000197	0,000197
604		0,00118		
	1		0,002470338	0,002667
605		0,004046		
	1		0,005674392	0,008341
606		0,007477		
	1		0,009322481	0,017664
607		0,011299		
	1		0,012930131	0,030594
608		0,014633		
	1		0,017100501	0,047695
609		0,019693		
	1		0,021837182	0,069532
610		0,024054		
	1		0,026138516	0,095670
611		0,02828		
	1		0,030301989	0,125972
612		0,03237		
	1		0,034539296	0,160511
613		0,036755		
	1		0,039455459	0,199967
614		0,042219		
	1		0,045826362	0,245793
615		0,049531		
	1		0,022655954	0,268449
616		0,055844		
	1		0,010092234	0,276380
617		0,061994		

Fig.III. 12. Courbe hauteur-surface-capacité

**COURBE DE REMPLISSAGE : SURFACE-VOLUME**



**III-8) Régularisation des débits :****III-8.1) Objectifs et méthodologie**

L'objet de cette étude est d'établir la capacité de la retenue de façon à la régularisation annuelle des apports de l'oued soit optimum. La retenue étant destinée strictement à l'irrigation.

La méthode utilisée est celle du bilan hydrique qui est basée sur les données suivantes:

- Répartition mensuelle de l'évaporation.
- Répartition mensuelle de l'infiltration
- Répartition mensuelle des apports moyens mensuels.
- Besoin en eau.

**III-8.2) Paramètres de base de l'étude de la régularisation****III-8.2.1) Apports liquides mensuels**

Le tableau N°28 montre la distribution mensuelle des apports.

**Tableau.III.28** distribution mensuelle des apports

Mois	Sep t	octo	nov	déc	jan	Fév	mar	avr	mai	Juin	juil	Aoû	ΣP (%)
%	4	7	5	9	12	14	16	12	9	5	4	3	100
A (Hm <sup>3</sup> )	0,01	0,01	0,01	0,02	0,03	0,03	0,04	0,03	0,02	0,01	0,01	0,00	0.27
	12	95	40	51	35	91	46	35	51	40	12	84	9
AF0.8(Hm <sup>3</sup> )	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0.10
)	4	7	5	9	2	4	6	2	9	5	4	3	3

**III-8.2.2) Répartition mensuelle des besoins en eau pour l'irrigation (en pour-cent).**

La répartition en pour-cent des besoins est comme suit:

**Tableau.III.29** Répartition mensuelle des besoins en eau pour l'irrigation

Mois	Sep t	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Ma r	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Année
Bi%	15,3	5,0	1,6	0,0	0,0	0,0	1,0	6,5	10,9	16,7	22,0	21,0	100%

**III-8.2.3) Répartition de l'évaporation (en %)****Tableau.III.30** répartition de l'évaporation(en%)

Mois Station	Sept	oct	nov	Déc	Jan	fév	Mar	avr	mai	jui	juille	Août	Som
E(mm)	160	97	69	50	41	37	72	92	147	197	259	250	1471
E(%)	10,88	6,59	4,69	3,40	2,79	2,52	4,89	6,25	9,99	13,39	17,61	17,00	100

- **Principe de calcul**

La méthode du bilan hydrique basée sur la formule suivante:

$$Cr = V_{\text{initial}} + A_1 - \Sigma \text{pertes}$$

Où:

Cr: Capacité de la retenue.

$V_{\text{initial}}$ : volume au début du mois.

$A_1$ : apport mensuel.

$B_i$ : besoin mensuel.

$$\Sigma \text{pertes} = V_{\text{eva}} + V_{\text{inf}} + B_i \quad // \text{Eva : évaporation en (mm).}$$

$$V_{\text{eva}} = \text{Eva} * S \quad // \text{S : surface du plan d'eau qui correspond au volume initial en m}^2.$$

$$V_t = V_u + V_{\text{mort}} \quad V_t: \text{volume total (180 762 m}^3)$$

$$V_u = 153\,124 \text{ m}^3 \quad V_{\text{mort}}: \text{volume mort (27638 m}^3)$$

$$\text{Besoins} = 6500 \text{ m}^3$$

Besoin annuel : 85000.00 m<sup>3</sup>.

**Tableau.III.31** : Résultat de la régularisation ( voir annexe 5)

**Tableau.III.32** :Balance annuelle

Année	Evaporation (m <sup>3</sup> )	Infiltration (m <sup>3</sup> )	Besoins (m <sup>3</sup> )	Apport (m <sup>3</sup> )	Retenue (m <sup>3</sup> )	Capacité (m <sup>3</sup> )	Déficit (m <sup>3</sup> )
2012	44951.34	7429.31	80547,00	279000	155883	199967	7413

Volume mort dans la période de 1 année 2 Mois

Retenue > Volume Mort : 91.66 % du temps

Besoin régularisé : 80547m<sup>3</sup>

Efficienc de la régularisation : 95%

Efficienc du barrage : 40.20 %

Efficienc hydrologique : 28.86 %

Besoin annuel :100000.00 m<sup>3</sup>

**Tableau.III.33** Résultat de la régularisation (voir annexe6)

**Tableau.III.34** Balance annuelle

Année	Evaporation (m <sup>3</sup> )	Infiltration (m <sup>3</sup> )	Besoins (m <sup>3</sup> )	Apport (m <sup>3</sup> )	Retenue (m <sup>3</sup> )	Capacité (m <sup>3</sup> )	Déficit (m <sup>3</sup> )
2012	44806,636	7359,73	93252,0	279000	146970	199967	6748

Volume mort dans la période de 1 année 1Mois

Retenue > Volume Mort 91.66 % du temps

Besoin régularisé : 93252m<sup>3</sup>

Efficienc de la régularisation : 93 %

Efficienc du barrage : 46.63 %

Efficienc hydrologique : 33.42 %

**Besoin annuel :180000.00 m<sup>3</sup>**

**Tableau.III.35** :Résultat de la régularisation (voir annexe 7)

**Tableau.III.36** Balance annuelle :

Année	Evaporation (m <sup>3</sup> )	Infiltration (m <sup>3</sup> )	Besoins (m <sup>3</sup> )	Apport (m <sup>3</sup> )	Retenue (m <sup>3</sup> )	Capacité (m <sup>3</sup> )	Déficit (m <sup>3</sup> )
2012	44733.89	6960.41	161012	27900	97744	199967	18988

Volume mort dans la période de 1 année 1Mois

Retenue > Volume Mort : 91,66 % du temps

Besoin régularisé : 161012m<sup>3</sup>

Efficiéce de la régularisation : 89.4 %

Efficiéce du barrage :80.51 %

Efficiéce hydrologique : 57.7 %

Besoin annuel 290000 m<sup>3</sup>

**Tableau.III.37** Résultat de la régularisation ( voir annexe 8)

**Tableau.III.38** Balance annuelle :

Année	Evaporation (m <sup>3</sup> )	Infiltration (m <sup>3</sup> )	Besoins (m <sup>3</sup> )	Apport (m <sup>3</sup> )	Retenue (m <sup>3</sup> )	Capacité (m <sup>3</sup> )	Déficit (m <sup>3</sup> )
2012	40421.7	6057.45	232521	279000	35134	199967	57479

### III-8.2.4)RESULTATS

Pour l'étude de la régularisation nous avons considéré la cote du niveau de retenue normale et le volume correspondant suivants:

Niveau normal de retenue: **614m**

Volume niveau normal : **0,180hm<sup>3</sup>**

Volume mort : **27 638 m<sup>3</sup>** .

Ainsi, La retenue sera dimensionnée pour un apport de fréquence 80% ; c'est -à -dire huit année sur dix .

Les résultats sont exprimés en terme de :

- Besoins régularisables : Les volumes qui représentent les besoins initiaux.
- Besoins régularisés ou volume régularisé net.
- Taux de satisfaction : c'est le rapport entre le volume régularisé et le volume régularisable.
- Nombre de mois déficients : c'est la période où le barrage est déficient entre volume régularisé et l'apport liquide.
- Nombre de mois rejet : c'est la période où le barrage est évacué ou déversé les eaux des crues.

- Efficience du barrage : c'est le rapport entre volume régularisé et la capacité.

Pour l'irrigation, si nous prenons une dose d'irrigation de 6500 m<sup>3</sup>/ha/an, la superficie irrigable sera environ de 36 ha avec un taux de satisfaction 80%.

$$S_{\text{irrigué}} = \frac{\text{volume régularisé}}{\text{Besoin}} * 100$$

$$S_{\text{irrigué}} \approx 36\text{ha.}$$

**Tableau.III.39:** recapitulatife des resultat

B régularisable	B régularisé	Tsat	NDéf	EffB	déf
85000	80547.0	95	1	40.2	7413
100000	93252.0	93	1	43.6	6748
180000	161012.0	89.4	1	80.5	18988
290000	232521.0	80.0	1	83.3	57479

**III.8.3) Laminage des crues:**

L'étude de laminage consiste soit à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue, les dimensions du déversoir de crue (longueur déversant) étant fixées à priori, soit à déterminer les dimensions de l'évacuateur de crue, la hauteur maximale du plan d'eau au-dessus de l'évacuateur de crue étant fixée à priori.

L'étude doit être effectuée pour des crues de forme et de durées diverses afin de déterminer la cote maximale du plan d'eau et le débit maximal correspondant de l'évacuateur de crue dans les conditions les plus défavorables de laminage.

Donc, le calcul de laminage permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter 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 suite :

$$\boxed{Q.dt = q.dt + S.dh} \dots\dots\dots(III.26)$$

Ou:

Q: le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumulé à l'instant  $t$  est :  $Q-q = S \cdot dh/dt$

Où :  $dh/dt$  : La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

IL existe plusieurs procédés de calcul comme Hildenblat, Sorensen, Blackmore, Kotcherine, Step by step et d'autres méthodes nous on va s'intéresser à la méthode de Kotcherine qui est largement utilisée et donne des résultats précis et fiables.

### **Méthode de Kotcherine :**

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

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

#### 1 : Estimation du débit de crue laminée :

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left( 1 - \frac{q_{lam}}{Q\%} \right) \dots \dots \dots (III.27)$$

Où :

$V_F$  : le volume d'eau en charge,  $Q\%$  : le débit de la crue,

$V_C$  : le volume de la crue,  $q_{lam}$  : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$q_{lam} = Q\% \cdot \left( 1 - \frac{V_F}{V_C} \right) \dots \dots \dots (III.28)$$

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,

#### 2 : Estimation de la charge au dessus du déversoir :

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

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots(III.29)$$

Où :

$m$  : 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 0,48;

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

$L$  : la largeur de déversoir,

$H$  : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,5 à 2.5 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S \cdot V_{\text{moy}} \dots\dots\dots(III.30)$$

Et :  $S = L \cdot (H + P) \dots\dots\dots(III.31)$

Il est possible d'extraire la vitesse moyenne ( $V_{\text{moy}}$ ) comme suit :

$$V_{\text{moy}} = \frac{q}{L \cdot (H + P)} \dots\dots\dots(III.32)$$

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

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots(III.33)$$

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g} \dots\dots\dots(III.34)$$

Où :

$H_o$  : est la charge globale;

$\frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}}{2g}$  : 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  $q_{\text{lam}}$ , 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°III.40** données initiales.

Données initiales	
g	9,81 m <sup>2</sup> /s
α	1
Q <sub>1%</sub>	21.60m <sup>3</sup> /s
V <sub>crue 1%</sub>	499133.33 m <sup>3</sup>
m	0,49
P	1 m

Tous les calculs ont été réalisés à l'aide du programme Kotch.xls et ils sont fournis dans les tableaux suivants.

**Tableau N°III.41** calcul de la 1<sup>ère</sup> étape. Détermination de V<sub>F</sub> et Q en fonction de b et h

donnée		Largeur (m)	Hauteur(m)	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Surface (m <sup>2</sup> )	Vitesse (m <sup>2</sup> /s)	Vforc (m <sup>3</sup> )
g	9,81	2	2	12,28	4	3,07	215811,36
a	1	4	1,5	15,95	6	2,66	131087,13
Q <sub>1%</sub>	21,60	6	1,3	19,30	7,8	2,47	53711,13
W <sub>1%</sub>	499133,88	8	1,1	20,03	8,8	2,28	36875,14
m=	0,49	10	0,95	20,10	9,5	2,12	35375,77

**Tableau N°III.42** calcul de la 2<sup>ème</sup> étape. Détermination de H<sub>0</sub> et Q en fonction de b

HAUTEUR (m)	VITESSE (m <sup>2</sup> /s)	H TOT H <sub>0</sub> (m)	DEBITS (M <sup>3</sup> /S)				
			2	4	6	8	10
2	3,07	2,48	16,96	33,91	50,87	67,82	84,78
1,5	2,66	1,86	11,01	22,03	33,04	44,05	55,06
1,3	2,47	1,61	8,89	17,77	26,66	35,54	44,43
1,1	2,28	1,36	6,92	13,83	20,75	27,66	34,58
0,95	2,12	1,18	5,55	11,10	16,65	22,20	27,75

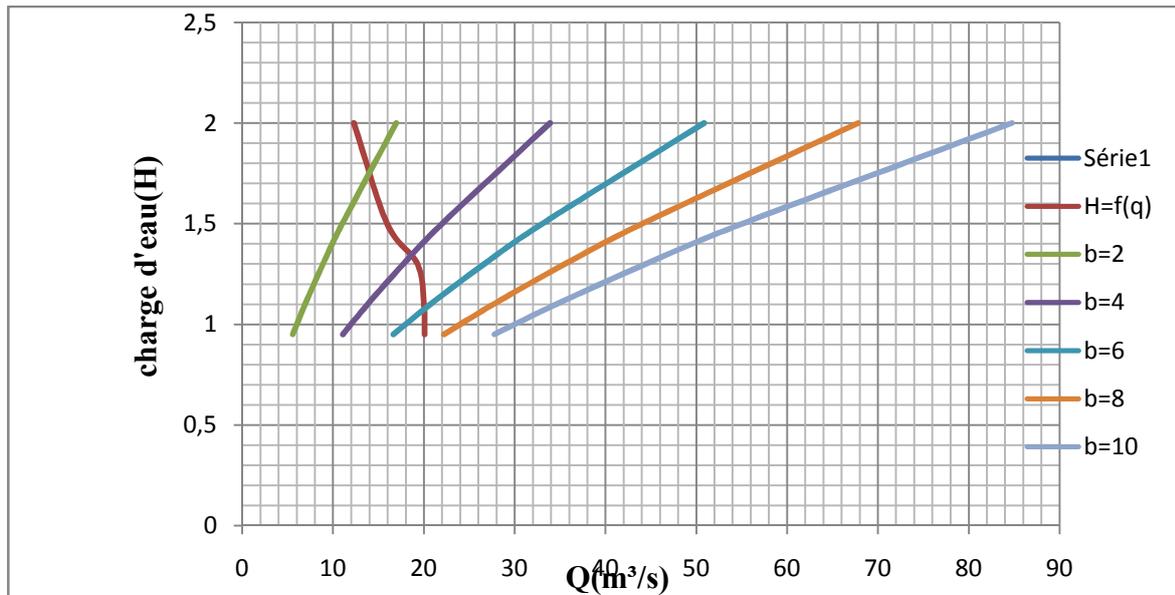
**Tableau N°III.43:** calcul de la 3<sup>ème</sup> étape. Détermination de Q<sub>d</sub> en fonction de H , b et V<sub>forc</sub>

HAUTEUR (m)	VF m <sup>3</sup>	Q m <sup>3</sup> /s	DEBITS (M <sup>3</sup> /S)				
			6	8	10	2	4
2	215811,36	12,28	36,83	49,11	61,39	12,28	24,56
1,5	131087,13	15,95	23,92	31,90	39,87	7,97	15,95

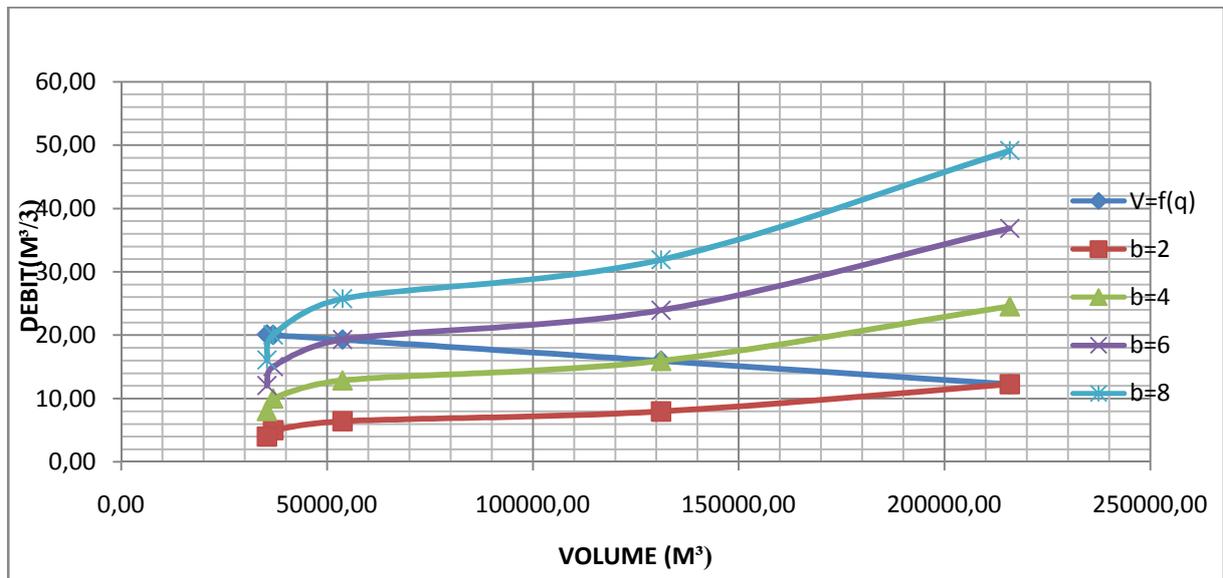
1,3	53711,13	19,30	19,30	25,74	32,17	6,43	12,87
1,1	36875,14	20,03	15,02	20,03	25,04	5,01	10,02
0,95	35375,77	20,10	12,06	16,08	20,10	4,02	8,04

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 III.13 et III.14.

La figure III.13 : courbe du débit en fonction de la hauteur.



La figure III.14. Courbe du Hauteur en fonction des débit.



Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposé comme le débit évacuer, le volume forcé et la lame déversée sont représentés dans le Tableau III.44.

**Tableau N°III.44** Tableau récapitulatif:

Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit laminé (m <sup>3</sup> /s)	Cote NPHE m. NGA
2	1.75	12	615.75
4	1.35	16	615.35
6	1.03	18	615.03
8	0.9	21	614.9

**III.9) Etude d'optimisation :**

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

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

**III.9.1) Calcul du coût approximatif de la digue :**

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

$$V_B = \Sigma V_i \quad \text{Avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L_i \dots\dots\dots(III.35)$$

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

$L_i$  : Distance entre deux coupes voisines.

$S_i$  : Section transversale correspondante à la coupe  $i$   $\left[ S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right]$ .

$B_i$  : Largeur de base  $[B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b]$

$m_1, m_2$  : Les fruits des talus .

$b$  : Largeur en crête (m).

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

$R$  : Revanche en (m).

$t$  : Tassement en (m).

**III.9.1.1) Calcul de la revanche :**

**Selon FORMULE SIMPLIFIEE :**

Nous évaluons la revanche par la formule simplifiée suivante :

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F} \dots\dots\dots(III.36)$$

Nous obtenons une valeur de la revanche égale à :

$$R = 1,18 \text{ m}$$

**III.9.1.2) Largeur en crête :**

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

1) Formule de KNAPPEN :

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(III.37)$$

2) Formule de F-PREECE:

$$b_{cr} = (1.1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (III.38)$$

3) Formule Anonyme (simplifiée):

$$b_{cr} = 3.60 \cdot \sqrt[3]{H_b - 3} \dots\dots\dots(III.39)$$

4) Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.40)$$

$H_b$  : Hauteur du barrage [m];

Pour une charge moyenne de 1,02 mètre on a :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t. = 6140 - 603.5 + 1,02 + 1.18 + 0.3 = 13 \text{ m}$$

On admet une valeur de  $t = 0,3$  mètre pour le tassement du barrage.

Tableau N°III.45 : récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule	$b_{cr}$ (m)
KNAPPEN	5.95
EF PREECE	4.97
PRATIQUE	6.01
SIMPLIFIEE	5.46

Cette largeur doit être suffisante pour qu'il n'y ait pas de circulation d'eau importante dans la digue près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition de l'ouvrage et ultérieurement pour son entretien.

$$b_{cr} = 6 \text{ m}$$

**III.9.1.3) Calcul du coût de la digue :** A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage représenté par la, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment.

**Tableau N°III.46 : récapitulatif des résultats.**

<b>b (m)</b>	<b>Q<sub>e</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>H (m)</b>	<b>NPHE</b>	<b>H<sub>b</sub> (m)</b>
<b>2</b>	<b>12</b>	<b>1,75</b>	<b>615.75</b>	<b>13.73</b>
<b>4</b>	<b>16</b>	<b>1,35</b>	<b>615.35</b>	<b>13.33</b>
<b>6</b>	<b>18</b>	<b>1,03</b>	<b>615.03</b>	<b>13.01</b>
<b>8</b>	<b>21</b>	<b>1.09</b>	<b>614.9</b>	<b>12.88</b>
<b>10</b>	<b>23</b>	<b>0.08</b>	<b>613.46</b>	<b>11.44</b>

**Tableau N°III.47 : coût de la digue.**

<b>Largeur déversants (m)</b>	<b>volume de la digue (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Coût de la digue (DA)</b>
2	58625.55	23450220,00
4	57590.13	23036052,00
6	57000.01	22800004,00
8	56784.09	22713636,00
10	56270.32	22508128,00

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 400 DA.

### **III.9.2) Calcul du coût de l'évacuateur de crues :**

#### **III.9.2.1) Coût du déversoir :**

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversante épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression...),pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant à la suite l'instabilité de l'ouvrage. 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 :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left( \frac{X}{H} \right)^{1,85} \dots\dots\dots (III.41)$$

Ou :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).<sup>2</sup>

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{dév} = S.L$$

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

L : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube du béton à vingt et un mille dinars Algériens 21000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

**Tableau N°III.48 : coût de déversoir.**

largeur déversants (m)	volume du béton (m <sup>3</sup> )	Coût du déversoir (DA)
2	6.19	129990,00
4	14.75	309750,00
6	25.88	543480,00
8	32.21	676410,00
10	34.78	730380,00

**III.9.2.2) Calcul du canal d'approche :**

Le canal d’approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant. Il est de forme rectangulaire avec une charge d’eau « H » est une hauteur de pelle égal à 1m.

D’où la hauteur totale du mur :  $H_{ca} = P + H + R$ .....(III.42)

Avec P : hauteur de pelle ;

H : la lame déversante ;

R : la revanche.

La longueur du canal d’approche « L » est déterminée d’après la topographie est égal à 14m

L’épaisseur du mur « e » est prise égal à (0,3m).

D’où le volume du canal d’approche est estimé par  $V = S.e = L.H_{ca}.e$ ..... (III.43)

**Tableau.III.49** : coût du canal d'approche.

Largeur déversants (m)	volume du béton (m <sup>3</sup> )	Coût de canal d'approche (DA)
2	18.43	387030,00
4	29.52	619920,00
6	42.84	899640,00
8	41.64	874440,00

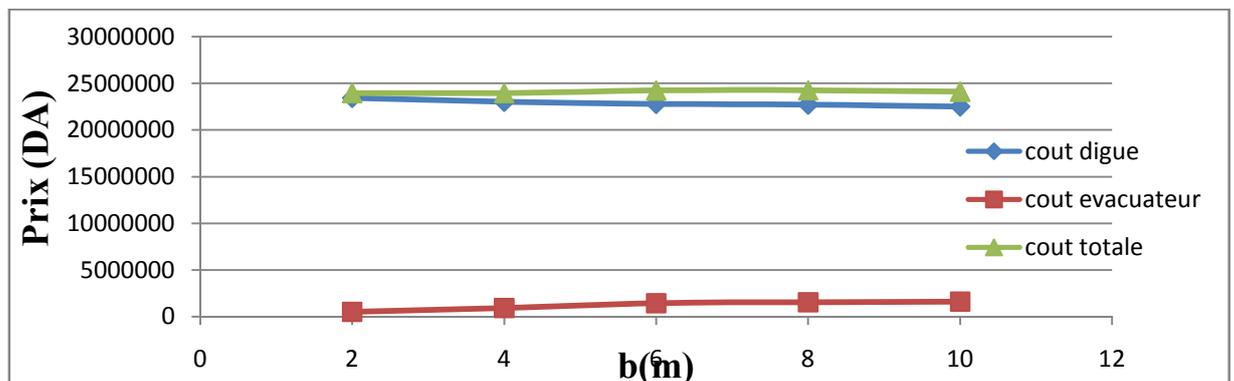
**III.9.3) le coût total du barrage :**

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

**Tableau N°III.50** : coût Totale du barrage.

largeurs déversants (m)	coût de la digue (DA)	coût de l'évacuateur de crue (DA)		coût total (DA)
		déversoir	Canal d'approche	
2	23450220,00	129990,00	387030,00	23967240
4	23036052,00	309750,00	619920,00	23965722
6	22800004,00	543480,00	899640,00	24243124
8	22713636,00	676410,00	874440,00	24264486

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure (III.17), la largeur du déversoir donnant le coût minimum est **2m** mais cette largeur ne vérifie pas les calculs de laminage donc on choisit la largeur qui donne un coût min que possible avec une vérification des calculs (des conditions hydrologiques). Donc la largeur du déversoir sera **6m**

**Fig III.15.** Courbe d'optimisation des largeurs

**III.10) Conclusion :**

Dans ce chapitre, on a déterminé plusieurs paramètres concernant les caractéristiques de bassin, ainsi notre ambition est bien menée parce qu'on a déterminé des quantiles dont l'absence des données hydrométriques, suivant des formules empiriques avec comparaison des résultats. Et par des choix de calcul pour les cas défavorables, ensuite on cherche des dimensions optimales. Ces dernières sont représentées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau N°III.51 : les caractéristiques de la retenue.**

DENOMINATION	UNITE	QUANTITE
volume mort	m.m <sup>3</sup>	0,027638
volume utile	m.m <sup>3</sup>	0.153124
volume au niveau normal de la retenue	m.m <sup>3</sup>	0.180000
cote de fond (▼ fond)	m	603.5
cote au niveau mort (▼ nvm)	m	608.3
cote au niveau normal de retenue (▼ nnr)	m	614
cote de plus hautes eaux (▼ nphe)	m	615.02
cote de la crête (crête)	m	616.5
largeur de déversoir	m	6
la hauteur de charge deverser.	m	1,02
le débit évacuer	m <sup>3</sup> /s	13.32



# Chapitre IV:

*Etude des variantes*

### **IV.1) Généralités :**

Les types de barrages peuvent être classés en différentes catégories selon le matériau de construction et selon le mode de résistance à la poussée de l'eau:

- Barrages en remblai homogènes drainés, zonés ou à étanchéité artificielle;
- Barrages poids en béton, ou en BCR;
- Barrages voûte; et pour mémoire, barrages à contreforts ou à voûtes multiples.

Les barrages en remblai sont des ouvrages souples. Les autres barrages sont rigides.

Les principaux paramètres à prendre en compte dans le choix du site et du type de barrages sont les suivants:

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

Dans plusieurs cas, après considération de ces aspects, plusieurs types de barrages resteront possibles. Des considérations économiques permettront alors de départager les solutions.

Dans d'autres cas, le choix du type de barrage sera un compromis entre les différents aspects suivants: nature de la fondation, disponibilité de matériaux à proximité, hydrologie, pour aboutir au meilleur choix économique. Mais il y aura toujours intérêt à choisir le plus rapidement possible, en règle générale à l'issue des études de faisabilité.

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristique très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochement dont les matériaux constitutifs restent contenus des fourchettes beaucoup plus étroites.

### **IV.2) Choix du type de barrage :**

Les grands types de barrages en remblai sont :

- ☞ type 1 : barrages en terre homogènes, constitués de matériaux étanches ;
- ☞ type 2 : barrages à zones avec massif amont ou noyau central assurant l'étanchéité;
- ☞ type 3 : barrages en matériaux perméables (sable, grave, cailloux, tout-venant) munis d'un dispositif d'étanchéité artificielle.

### **IV.2.1) Barrage Homogène :**

Un barrage en terre homogène est le type de barrage le plus facile à réaliser, mais il faut prévoir un drainage efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont, Pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable.

Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration, le drain est constitué de matériaux grossiers (gravier et sable).

### **IV.2.2) Barrage à zones :**

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériaux différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone.

La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réaliser en matériaux argileux, qui pourra être placé en amont de la digue ou au centre de celle-ci.

Le noyau interne a le gros avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuite.

### **IV.2.3) Barrage en enrochement avec masque en béton:**

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que manque de matériaux convenable, difficulté de mise en oeuvre,....

Le masque en béton est une paroi étanche plaqué sur le talus amont du barrage.

Le masque en béton présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique.....etc.

## **IV.3) Définition de profil général du barrage :**

### **IV.3.1) Hauteur de barrage :**

#### **IV.3.1.1) Calcul de la revanche :**

Il existe plusieurs possibilités techniques pour parier aux différents risques qui peuvent survenir par suite de submersion de la digue mettant en danger sa stabilité.

Ces conditions sont conditionnées par le facteur économique qui dans beaucoup de cas remet en cause certaines conceptions voir même toute une étude, nous citons par exemple :

- l'augmentation de la capacité de l'évacuateur
- provenance d'une revanche importante en augmentant la largeur en crête

**Selon U.S.B.R (Design of small dams)**

$$R = 0,75 H + V^2/2g \dots\dots\dots IV.1$$

Où :

R – revanche en (m)

H – hauteur des vagues (m)

V – vitesse de propagation des vagues (m/s)

Pour déterminer la hauteur des vagues nous citons la formule de STEVENSON :

Si  $F < 18$  km nous avons :

$$H = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26^4\sqrt{F} \dots\dots\dots IV.2$$

Où :

F – longueur du plan d'eau (fetch) en (km)

Pour une valeur  $F = 0,36$  km

Nous obtenons :  $H = 0,75$  m

La vitesse de propagation des vagues est évaluée par la formule de GAILLARD :

$$V = 1,5 + 2H$$

Nous obtenons  $V = 3,00$  m/s

Finalement la revanche obtenue est égale à :

<b>R = 1,02 m</b>
-------------------

**Selon FORMULE SIMPLIFIEE :**

Nous évaluons la revanche par la formule simplifiée suivante :

$$R = 1 + 0,3\sqrt{F} \dots\dots\dots IV.3$$

Nous obtenons une valeur de la revanche égale à :

<b>R = 1,18 m</b>
-------------------

Compte tenu des résultats obtenus ci-dessus, et pour rester dans la marge de sécurité de ce type d'ouvrage nous adoptons finalement la valeur suivante :

$$\mathbf{R = 1,18m}$$

Etant donnée que l'ouvrage est situé dans une zone de faible sismicité (zone I) avec une accélération horizontale  $a = 0,10$  ; nous avons :

$$\mathbf{R_s = h_1 + h_2 = 0,16 + 0,78 = 0,94m}$$

$$h_1 = 1,5 \cdot H_{bn} / 100 = 1,5 \cdot 10,5 / 100 = 0,16m$$

$$h_2 = 0,75(K_s \cdot H_{bn}^2)^{1/3} = 0,75((0,10/9,81) \times 10,5^2)^{1/3} = 0,78m$$

Où :

$R_s$  – hauteur de montée de la vague en tenant compte du séisme en (m)

$H_{bn}$  – hauteur du barrage jusqu'au niveau normale de la retenue

$$K_s = a / g$$

$a$  – accélération horizontale produite par le séisme

$g$  – accélération de la gravité ( $9,81 \text{ m/s}^2$ )

La cote de la crête du barrage sera la plus grande des deux analyses suivantes :

$$C_{cr} = PHE + R_v + a \quad \text{sans séisme}$$

$$C_{cr} = NNR + R_s + a \quad \text{avec séisme}$$

Où :

$a$  – tranche de sécurité en cas de crue caractérisé ( $a = 0,30m$ )

On obtient :

$$C_{cr} = 615,02 + 1,18 + 0,30 = 616,50m$$

$$C_{cr} = 614,00 + 0,94 + 0,30 = 615,24m$$

Etant donné que la variante retenue est la variante avec un niveau normale fixé à ( $NNR=614,00m$ ) de l'étude hydrologique avec une largeur du déversoir  $B=6,00m$ , nous obtenons alors la crête de la digue qui sera fixée à la cote :

$$\text{Crête de la digue} = 616,50m$$

La crête de la digue sera fixée à la cote = 616,50 m

### **IV.3.2) Largeur en crête :**

Cette largeur doit être suffisante pour qu'il n'y ait pas de circulation d'eau importante dans la digue près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition de l'ouvrage et ultérieurement pour son entretien.

Pour le calcul de cette largeur on adopte la formule suivante :

$$L = H / 3 \text{ Largeur en crête de la digue (m)}$$

H – Hauteur de la digue (m)

Pour H=13,00m

Nous obtenons :

$$L = 4,33 \text{ m}$$

On peut utiliser les formules suivantes :

$$L = 1,65\sqrt{H} = \boxed{5,95\text{m}}$$

$$L = 3,6\sqrt[3]{H} - 3 = 5,46\text{m}$$

$$L = \left(\frac{5}{3}\right)\sqrt{H} = 6,01\text{m}$$

$$L = 1,1\sqrt{H} + 1 = 4,97\text{m}$$

Pour la suite du projet, nous adoptons une largeur suffisante pour satisfaire les conditions déjà citées, qui sera de :

$$\boxed{L = 6,00 \text{ m}}$$

**IV.3.3) La longueur en crête:**

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à :

$$L = 166 \text{ m}$$

**IV.4) le choix définitif du type du barrage:**

Pour assurer le bon choix du type du barrage, on doit passer par une étude technico-économique entre les trois variantes choisies et à la fin choisir le type adéquat pour la réalisation de notre barrage en prenant en considération les contraintes suivantes :

- La facilité de réalisation
- zones d'emprunts et leurs distances;
- existences de carrière de matériaux de construction ;
- Conditions climatiques (températures, précipitations,) ;
- sismologie ;
- volume des matériaux de construction
- dispositif d'étanchéité ;
- Technologie de réalisation, coûts.

**IV.4.1) Evaluation du coût total de différents matériaux pour chaque variante :**

Variante de la digue:

1<sup>ère</sup> variante: barrage en terre homogène avec un drain vertical.

2<sup>ème</sup> variante: barrage à zones.

3<sup>ème</sup> variante : barrage en enrochement avec un masque amont en béton.

**IV.4.1.1) Pré dimensionnement du noyau:**

Niveau en crête:

$$N_{crN} = NPHE + (0,5-1) \text{ m} = 615.02 + 0,5 = 615.07 \text{ m}$$

La largeur en crête minimale du noyau est:

$$b_{min} = 1/6.H_b = 1/6.13 = 2.16 \text{ m}$$

Donc on adopte:

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

La pente un talus amont et aval du noyau est :  $m_1 = 0.33$

De la hauteur du noyau on tire la largeur à la base du noyau, la hauteur du noyau est:

$$H_n = H_b - 1 = 13 - 1 = 12 \text{ m}$$

La largeur en base est:

$$b_{\text{base}} = 2 \cdot m_1 \cdot H_n + b_{\text{min}} = 2 \cdot 0,33 \cdot 12 + 3 = 10,92 \text{ m}$$

#### **IV.4.1.2) pentes des talus :**

Pour le calcul des pentes, on ne trouve aucune formule qui permet de donner une valeur exacte pour les fruits de talus. En pratique on se donne des pentes d'après le tableau ci-joint pour les calculs préalables, qui pourraient être optimales compte tenu de la nature des matériaux, et on vérifie ces pentes par une étude de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante avec ces pentes.

**Tableau IV.01 :** 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

#### **IV.4.1.3) Protection des talus :**

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

**1) le talus aval :** Pour les barrages en sol homogène la solution la plus répandue et la plus économique consiste à réaliser un enherbement sur une couche de terre végétale d'une épaisseur de 30 cm, ou bien une couche d'enrochement d'épaisseur de 30cm pour plus de sécurité.

Pour les barrages zonés la solution la plus appropriée fut la protection des parements par des enrochements. Le barrage en enrochement ne nécessite aucune protection car son corps est constitué d'enrochement.

**2) le talus amont :** L'enrochement en vrac est la solution la plus couramment utilisée pour la protection du talus amont exposé au battillage des vagues. C'est également la solution la plus économique et cela quel que soit le type de digue en terre.

#### **IV.4.1.4) Les bermes :**

##### A) Talus amont :

Une berme est projetée au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, donc nous aurons une berme de largeur 3m à la cote 607.00m NGA.

##### B) Talus aval :

La berme du talus aval sert à l'évacuation des eaux de ruissellement, elle est disposée à la cote 607.00m NGA avec une largeur de 3m..

#### **IV.4.2) volumes de la digue :**

La détermination du volume de la digue s'obtient en traçant le profil longitudinal du barrage après on choisissant des sections en travers du barrage et pour chaque coupe "i" on a une surface "Si" correspondante et par conséquent un volume "Vi" qui sont déterminés par les formules suivantes :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \cdot H_{bi} \dots\dots\dots IV.4$$

$b_{cr}$  : largeur en crête du barrage

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

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

Où

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

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

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i$$

Avec : 
$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots\dots\dots \text{IV.5}$$

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

1<sup>ère</sup> variante : qui est représentée le barrage homogène en limon argileux ou limon sableux graveleux avec un drain vertical ayant une hauteur de 13 m et des pentes de talus amont et aval de  $m_1=3$  et  $m_2=2,5$  respectivement. Cette variante est très économique et très étanche mais elle exige la disponibilité des matériaux (sols fins) de qualité satisfaisante et en quantité suffisante de l'ordre de 1,5 à 2 fois le volume du remblai

La 2<sup>ème</sup> variante : dont le barrage est de type zoné avec une hauteur de 13 m et des pentes de talus  $m_1=3$  pour le talus amont et pour le talus aval  $m_2=2,5$ . Cette variante assure la disponibilité des matériaux hétérogènes pour la confection juste à proximité du site du barrage en réduisant les activités des engins d'une part en gagnant le temps d'autre part mais elle présente la difficulté de mises en place des zones de transitions et des filtres.

La 3<sup>ème</sup> variante : C'est un ouvrage intéressant et très stable car la résistance à la poussée de l'eau est assurée par le poids propre du massif, il supporte assez bien les tassements et sa fondation est soumise qu'à des pressions modérées; cependant c'est un ouvrage dont la réalisation est généralement coûteuse suite aux différentes opérations de désagrégation mécaniques des roches préexistantes ainsi que de leur mise en place pour le remblai.

La hauteur du barrage reste la même, elle est de 13.00 m et pour les mêmes pentes de talus  $m_1=3$  pour l'amont et  $m_2=2.5$  pour le talus aval.

### **a.1) barrage homogène**

Pour un barrage homogène en limon argileux ou en limon sableux graveleux d'une hauteur de 13 m, on prend les pentes de talus amont et aval :  $m_1=3$  et  $m_2=2,5$ , le volume du corps de la digue est calculé avec :  $V_b=57515,38\text{m}^3$

### **a.2) barrage zoné**

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 13 m on prend les pentes des talus amont et aval ( $m_1=2$  et  $m_2=3$ ), le volume du noyau et des recharges sont respectivement

$$V_n=12503,18\text{m}^3 \quad \text{ET} \quad V_r=42723,62\text{m}^3$$

**a.3) barrage en terre avec masque en enrochement**

Pour un barrage avec un masque en enrochement d'une hauteur de 13 m on prend les pentes des talus amont et aval ( $m_1=3$  et  $m_2=2,5$ ) ainsi que l'épaisseur du masque est prise égale à 0,4m, le volume du masque en enrochement et du remblai sont respectivement :

$$V_{m.enroch}=530m^3 \quad \text{ET} \quad V_r=52681,20m^3$$

Les résultats des différentes variantes sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.02:** Etude comparative de différentes variantes

Type de barrage	Destination	Volume m <sup>3</sup>	P.U (DA)	Le coût (10 <sup>6</sup> DA)	Le coût total (10 <sup>6</sup> DA)
Barrage homogène	Recharges	$V_r=57515,38m^3$	650	38.60	38.60
Barrage zoné	Recharges	$V_r=42723,62m^3$	650	28.00	37.37
	Noyau	$V_n=12503,18m^3$	750	9.37	
Barrage en terre avec masque en enrochement	Recharges	$V_r=52681,20m^3$	650	34.24	54.88
	Masque en enrochement	$V_{m.enroch}=530m^3$	350	18.27	

**IV.4.3) Remarque sur le choix final du type de barrage:**

En analysant les résultats du tableau récapitulatif I V.2, la première impression tend vers la variante du barrage homogène qui donne le moindre coût, la facilité de réalisation, donc elle assure le compromis économique et technique. En tenant compte de ces conditions, nous avons opté pour un barrage en terre homogène vu les avantages qu'il présente. Ce barrage en terre homogène qu'à la rigueur remplit les conditions suivantes :

- avoir une imperméabilité suffisante ;
- insoluble dans l'eau ;
- avoir une faible teneur en matière organique (<5%) ;
- ne pas se fissurer sous l'effet des tassements ;
- avoir une grande résistance au cisaillement et un maximum de densité sèche.
- Economique....

**IV.5) Etude de la variante retenue :****IV.5.1) Dimensionnement :****la revanche :**

$$R=1.18\text{m}$$

**la hauteur du barrage :**

La hauteur du barrage est donnée par la formule suivante :

$$H_b = NNR - C_f + h_{\text{dév}} + R + t \dots\dots\dots \text{IV.6}$$

$$H_b = NNR - C_f + h_{\text{dév}} + R + t = 614,0 - 603,5 + 1,02 + 1,18 + 0,3 = 13 \text{ m}$$

**la largeur en crête :**

$$b_{\text{cr}}=6\text{m}$$

**IV.5.1.1) pentes des talus:**

Comme on vu précédemment qu'il n'y a pas une formule qui permet de calculer avec exactitude les pentes des talus, mais on se référant au tableau IV.2 qui donne des valeurs approximatives qui apparaissent optimales et ces pentes sont définies à la base des critères suivants :

- Nature des matériaux ;
- Hauteur du barrage ;
- Propriétés géotechniques de la fondation ;

Donc on adopte pour les pentes de talus les valeurs suivantes :

Pour le talus amont  $m_1=3$

Pour le talus aval  $m_2=2.5$

**IV.5.1.2) protection des talus :**

Les talus doivent être protégés contre les dangers de l'érosion dus au ruissellement des eaux de pluies, ils sont également assez sensibles au renard provoqué par les mouvements des eaux de saturation du barrage et surtout l'attaque des vagues pour le parement amont. donc en général, il faut prévoir une protection des talus.

**1) le talus aval :**

Pour le barrage en sol homogène la solution la plus répandue et la plus économique consiste à réaliser un enrochement d'épaisseur de 30cm reposant sur un filtre constitué de gravier et sable ayant une épaisseur de 15cm pour assurer le maximum de sécurité pour éviter le surpâturage.

**2) le talus amont :**

Les talus d'un barrage en terre sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux de pluies, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage et en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, donc il est préférable de prévoir une protection des talus. La protection du parement de notre barrage se fera par enrochement.

Pour la protection du parement amont le plus souvent on utilise de l'enrochement en vrac. Le poids du bloc de la couche de protection doit être suffisant pour qu'il ne bouge pas par la force des vagues. Celui-ci est déterminé en fonction de la pente du parement et de la hauteur des vagues par la formule suivante :

$$Q = 0,11 k h v^3 \text{ (KN) ..... IV.7}$$

Q – Poids de la pierre séparée

K – Coefficient de pente (dans notre cas  $k = 1,25$ )

hv – Hauteur des vagues (  $h v = 0,82 \text{ m}$  )

$$Q = 0,11 \cdot 1,25 \cdot 0,75^3 = 0,06 \text{ KN}$$

Le diamètre (Dp) moyen d'une pierre réduite en sphère est déterminé par la formule suivante :

$$D_p = [Q / (0,524 \cdot p)]^{1/3} \text{ (m)}$$

P – Poids volumique de la roche =  $2,5 \text{ t / m}^3$

$$D_p = [0,06 / (0,524 \cdot 2,5)]^{1/3} = 0,17 \text{ m}$$

$D_p = 17 \text{ cm}$
-----------------------

L'épaisseur de la couche d'enrochement en pierres ordonnées selon les normes (RUSSE) est :

$$E = 2 D_p \sim 40 \text{ c}$$

On propose pour la protection du parement amont un revêtement en enrochement en pierres ordonnées en deux rangés avec des pierres égale ou supérieur à 20 cm et une épaisseur minimale de la couche de revêtement  $e = 40$  cm

#### **IV.5.1.3) Les bermes**

Sur le talus amont on peut prévoir une berme pour permettre d'effectuer des contrôles sur la digue et de procéder à d'éventuelles réparations sur le talus et d'augmenter la stabilité du parement, aussi pour protéger le talus aval contre l'érosion due au ruissellement des eaux pluviales et du fond de la neige.

Les cotes des bermes sont respectivement :

Berne amont  $C_{Bam}=607.00m$

Berne aval  $C_{Bav}=607.00m$

La largeur des bermes aval et amont sont de 3m.

La berme aval doit avoir une pente de 1% dans le sens du talus amont dont il est conçu un collecteur des eaux de ruissellements.

#### **IV.5.1.4) la clé d'étanchéité du barrage :**

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile d'assurer l'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions afin perméables. La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique a celui de la digue. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 3m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0.30m. La largeur en base est de 4.0m, indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéité est :  $m=1,0$ .

#### **IV.5.1.5) Transitions**

Les zones d'emprunts nécessaires à l'étanchéité et à la recharge de la digue en terre homogène seront exploitées des matériaux argileux répandus dans la cuvette qui sont des matériaux plastiques avec une perméabilité de l'ordre de  $(10^{-6} m/s)$ .

Pour la protection de ces argiles et pour passer de leur granulométrie vers la granulométrie de l'enrochement choisie afin d'empêcher le phénomène de renards, on a prévu des couches de transitions.

## Granulométrie des argiles (recharge)

$$B15 = D15 = 0,37 \mu$$

$$B50 = D50 = 1,4 \mu \quad I_p = 27,4 \%$$

$$B60 = D60 = 2,0 \mu$$

$$B85 = D85 = 0,2 \text{ mm}$$

Construction de la courbe granulométrique de la première zone de transition pour une granulométrie étendue.

$$12 \leq F50 / B50 < 58$$

$$12 \leq F15 / B15 \leq 40$$

$$F60 / F10 \geq 5$$

On désigne par F50 et B50 les dimensions des grains du filtre (transition) et du matériau de base qui sur la courbe granulométrique donne le point d'ordonné 50%.

1ère couche de transition :

$$F50 \geq 12 \quad B50 = 12 \cdot 1,4 = 16,8 \mu$$

$$F50 < 58 \quad B50 = 58 \cdot 1,4 = 81,2 \mu$$

$$F15 \geq 12 \quad B15 = 12 \cdot 0,37 = 4,44 \mu$$

$$F15 \leq 40 \quad B15 = 40 \cdot 0,37 = 14,8 \mu$$

A partir des résultats on peut conclure qu'entre le matériau de base (digue) et la couche d'encrochement, il faut prévoir une première couche de transition dont la granulométrie s'inscrit dans la plage ayant pour limites :

$$4,44 \mu \leq F15 \leq 14,8 \mu \quad \text{et} \quad 16,8 \mu \leq F50 < 81,2 \mu$$

La courbe granulométrique moyenne de la première couche appartient aux **sables-limoneux** et présente les dimensions suivantes :

**A/ Caractéristiques de la couche de transition n°1 :**

$$F15 = 0,01 \text{ mm}$$

$$F50 = 0,05 \text{ mm}$$

Construction de la courbe granulométrique de la deuxième zone de transition pour une granulométrie étendue

2ème couche de transition :

$$F50 \geq 12 \quad B50 = 12 \cdot 0,05 = 0,60 \text{ mm}$$

$$F50 < 58 \quad B50 = 58 \cdot 0,05 = 3,90 \text{ mm}$$

$$F_{15} \geq 12 \quad B_{15} = 12 \cdot 0,01 = 0,12 \text{ mm}$$

$$F_{15} \leq 40 \quad B_{15} = 40 \cdot 0,01 = 0,4 \text{ mm}$$

Il faut prévoir une deuxième couche de transition dont la granulométrie s'inscrit dans la plage ayant pour limites :

$$0,12\text{mm} \leq F_{15} \leq 0,40\text{mm} \quad \text{et} \quad 0,60\text{mm} \leq F_{50} < 3,90\text{mm}$$

La courbe granulométrique moyenne de la première couche appartient aux **Sables-graveleux** et présente les dimensions suivantes :

**B/ Caractéristiques de la couche de transition n°2 :**

$$F_{15} = 0,26 \text{ mm}$$

$$F_{50} = 2,25 \text{ mm}$$

La couche supérieure est constituée des enrochements de  $D_m = 20 \text{ cm}$  sur une épaisseur de 40cm.

**C/ Dimensionnement de prisme:**

**Hauteur :**

$$H_p = (0.15 \div 0.2) H_b$$

$H_b$  : Hauteur du barrage ( $H_b = 13\text{m}$ )

On prend  $H_p = 0.16H_b$

Ce qui nous donne:

$H_p = 4\text{m}$
-------------------

Dans notre cas puisque le drain va servir la stabilité du barrage on opte pour un drain de 5.4m avec une crête callée à la côte 607m. NGA.

**Largeur en crête:**

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_{dr}$$

On prend  $b_p = 1/3 H_d$

Ce qui donne:

$b_p = 1.60\text{m}$
----------------------

Mais nous opterons pour une largeur en crête de 3m disant que notre drain prisme va jouer le rôle d'une berme.

Fruits des talus :

$m_1 = (1 \div 1.5)$  on prend (pour le talus amont)

$m_2 = (1 \div 2)$  on prend (pour le talus aval)

**IV.5.1.6) les filtres :**

Lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entraînement des fines vis-à-vis du corps du remblai, on interpose alors un filtre entre les deux matériaux. Les filtres peuvent être constitués de couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins du milieu à drainer. Ce tapis filtrant est formé d'une ou plusieurs couches de matériaux. Chaque couche jouant le rôle d'un filtre vis-à-vis de la précédente. Ce rôle est de laisser passer l'eau sans entraîner des particules, soit de la couche précédente, soit de terrain ou de la digue pour la première. Si les vides d'une couche sont beaucoup plus gros que les grains fins de la précédente, ces derniers risquent d'être entraînés à l'aval. S'ils sont de même ordre de grandeur, il y a risque de colmatage, et le filtre ne joue plus son rôle. La granulométrie de chaque couche ne peut être donc quelconque. Les règles appliquées sont assez différentes dans le détail, mais donnent des résultats satisfaisants. Ce tapis est constitué de gravier perméable.

**IV.5.1.6.1) calcul des filtres:**

Les filtres sont une succession de couches de granulométrie très variée. Ils sont situés :

- Au pied aval du barrage
- A la protection du talus amont (zone de transition entre l'eau et les recharges)
- Entre le tapis filtrant et les recharges.

**IV.5.1.6.2) Détermination de la courbe granulométrique des filtres :**

$$B_{15}=0,37 \mu$$

$$B_{50}=1,4 \mu$$

Nous utilisons les critères suivants :

$$4 < F_{15}/B_{15} < 5$$

$$5 < F_{50}/B_{50} < 10$$

Donc nous avons: tableau présente les dimensions des filtres

F'15		Fm15	F''15	
0.36	1.2	0.78	9.36	31.2
F'50		Fm50	F''50	
18	87	52.5	630	3045

Afin d'éviter l'utilisation du sable, il est conseillé d'utiliser les géotextiles. Ce matériau a fait ces preuves, il a donné des satisfactions, en pratique, d'autant plus qu'il est disponible en Algérie.

On prévoit:

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur =20 cm ou bien une couche de géotextile (tissus non tissés);
- La deuxième couche est en gravier d'épaisseur =20cm ;  
L'enrochement d'épaisseur = 40 cm

### **IV.5.2)Infiltration**

#### **IV.5.2.1) Etude des infiltrations**

L'étude des infiltrations d'eau à travers le corps de la digue ou ses fondations nous permet de déterminer les éléments suivants :

- Ligne de saturation : qui est confondue avec la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique de l'eau au sein du massif est nulle. Elle délimite la partie sèche ou humide de la partie saturée d'eau de la digue.
- Pression d'eau interstitielle : déterminée à partir d'un réseau de lignes équipotentiels.
- Débit de fuite : obtenu à partir du réseau de lignes de courant orthogonales aux lignes équipotentiels.

En un point du barrage, le potentiel hydraulique  $E$  est exprimé par la somme du potentiel du à la cote  $Z$  du point et la pression de l'eau en ce point exprimée en hauteur d'eau  $P$ .

$$E = Z + P \dots\dots\dots IV.7$$

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

$$V = K \cdot I \dots\dots\dots IV.8$$

$V$  – vitesse d'écoulement de l'eau (m/s)

$K$  – coefficient d'infiltration (m/s)

## I – gradient hydraulique de filtration

La détermination de la ligne de saturation est effectuée selon le schéma ci-après:

CAS : Service normal – niveau maximum normal (614,00 m )

$$q / k = h_1^2 / 2 L_0 = h_1^2 / 2(L + \Delta l)$$

$$\Delta l = q / 2 k$$

Pour résoudre ce système d'équation nous devons procéder par itération :

1ère approche :  $\Delta l = 0$

$$\Delta L = m_1 h_1 / (1 + 2 m_1) = 3,0 \cdot 13 / (1 + 6) = 5,57\text{m}$$

$$L_0 = \Delta L + l + \Delta l = 5,57 + 32,00 + 0 = 37,57\text{m}$$

$$q / k = (10,50)^2 / 2 \cdot 37,57 = 1,47\text{m}$$

$$\Delta l = q / 2 k = 0,73 \text{ m}$$

2ème approche :  $\Delta l = 0,73 \text{ m}$

$$L_0 = \Delta L + l + \Delta l = 5,57 + 32,00 + 0,73 = 38,30\text{m}$$

$$q / k = (10,50)^2 / 2 \cdot 38,30 = 1,44\text{m}$$

$$\Delta l = q / 2 k = 0,72 \text{ m}$$

3ème approche :  $\Delta l = 0,72 \text{ m}$

$$L_0 = \Delta L + l + \Delta l = 5,57 + 32,00 + 0,72 = 38,29\text{m}$$

$$q / k = (10,50)^2 / 2 \cdot 38,29 = 1,44\text{m}$$

$$\Delta l = q / 2 k = 0,72 \text{ m}$$

Finalement, l'équation de la ligne phréatique s'écrit :

$$Y = \sqrt{h_1^2 X / L_0} = \sqrt{10,50^2 X / 38,29} = 1,6969 \sqrt{X}$$

$$\mathbf{Y = 1.6969 \sqrt{X}}$$

Cette ligne phréatique peut être traduite par les coordonnées des points suivants:

X(m)	0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	8,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00
Y(m)	0,00	1,70	2,40	2,94	3,39	3,79	4,16	4,80	5,37	6,57	7,59	8,48	9,29

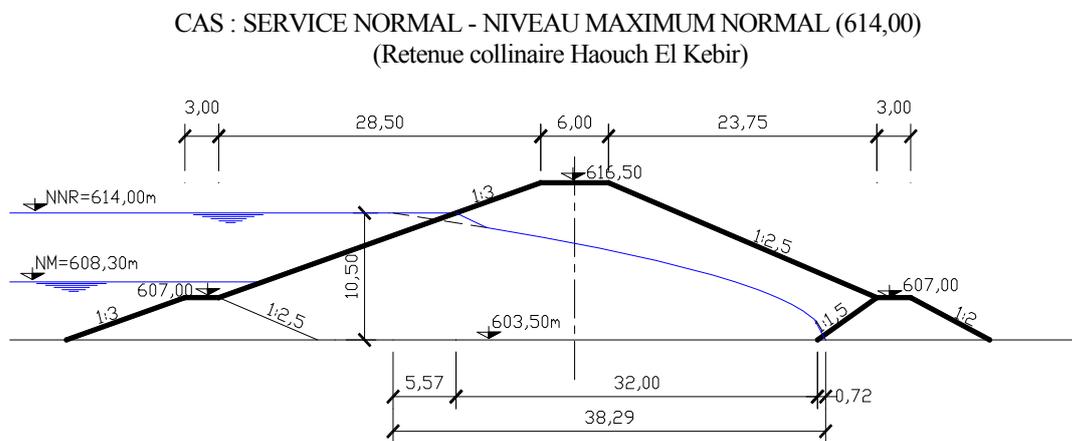
Le débit d'infiltration pour un mètre linéaire est le suivant :

$$\Delta l = q / 2 k$$

D'où :

$$q = 2 \cdot \Delta l \cdot k = 2 \cdot 0,72 \cdot 10^{-8} = 1,44 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}'$$

$$q = 0,00124416 \text{ m}^3/\text{j}/\text{m}'$$



**figIV1**: ligne de saturation a travers la retenus collinaire

**IV.5.2.2) Calcul du débit de fuite par infiltration :**

**a)- digue :**

Le débit de fuite est estimé à partir de la loi de **Darcy** traduite par l'expression suivante :

$$q = K \cdot i \cdot A \dots \dots \dots \text{IV.8}$$

q : Débit de fuite en m<sup>2</sup>/s ;

i : Gradient hydraulique adimensionnel ;

A : Longueur mouillée sur le parement aval du barrage en m

K : Coefficient de perméabilité (m/s).

Et  $A=y.I$   $I = \frac{dy}{dx}$  le gradient hydraulique est donné par :

Donc :  $q_n = k.y.dy/dx$

$y \frac{dy}{dx} = y_0$  Avec :

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

Le débit total à travers le barrage sera :  $Q_d = q_n.L_b$

Application numérique :

$$q_n = 2.10^{-6} . 1.64 = 3.28.10^{-7} \text{ m}^3/\text{s/ml}.$$

D'où:  $Q_d = 3.28.10^{-7} . 166 = 6.17.10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_d = 5.44.10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$
---

### **b)- Fondation :**

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy

$$q_n = K.I.A$$

Avec : K : Coefficient de perméabilité. ( $K = 2.10^{-7} \text{ m/s}$ )

I: gradient hydraulique.  $I = H_b/L_b = 13/166 = 0.07$

( $H_b =$  charge de la retenue,  $L_b = 166\text{m}$  L'emprise de barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur.  $A = T.1$  ( $T = 2,5\text{m}$  Profondeur du sol de fondation perméable).

$$q_n = K.I.T = 2.10^{-7} . 0,07 . 2,5 = 3.510^{-8} \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

D'où:  $Q_f = q_n.L_b = 3.510^{-8} . 166 = 5,81.10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_f = 5,81.10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$
---

### **c) - digue+ fondation:**

Le débit total à travers le barrage est donné par la somme des débits à travers la digue et la fondation.

D'où:  $Q_b = Q_d + Q_f = 5.44.10^{-5} + 5,81.10^{-6} = 2.910^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q_b = 6,0210^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

#### **IV.6) Etude de stabilité :**

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir pour l'essentiel à la définition de la géométrie de l'ouvrage dont les pentes des talus et des principes de drainage à appliquer. Il est évident qu'un barrage mal dimensionné est instable et porte d'une part préjudice à la sécurité des populations, aux exploitations agricoles et aménagements situés à l'aval et d'autre part entraînera sûrement des travaux d'entretien et de reconstruction dont le coût pourrait influer d'une manière négative sur les économies locales.

Schématiquement deux formes d'instabilité mécanique sont à signaler au niveau d'un barrage en remblai à savoir :

- Le glissement des talus ;
- L'instabilité mécanique en fondation peu probable car le remblai sollicité moins sa fondation.

##### **IV.6.1) Caractéristiques des matériaux**

Le choix des caractéristiques des matériaux (poids spécifiques, caractéristiques) a été traité dans l'étude géologique et géotechnique (rapport géotechnique)

Le tableau ci-après donne les caractéristiques des matériaux servant à l'analyse de la stabilité de la digue.

**tableau iv.03:**caracteristiques des materiaux servant a l'analyse de la stabilite de la digue et les materiaux d'etancheite (retenue collinaire haouch el kebir)

CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES	UNITE	Marno Calcair	Argile Marneuse	Alluvion	Argil conso	M E
- Cohésion effective (C')	Kpa	/	/	/	/	
- Angle de frottement effectif ( $\phi'$ )	Degré	/	/	/	/	
- Capacité portante (Rdt)	Mpa	/	/	/	/	

- Perméabilité (K)	M/S	$10^{-1}$	$10^{-5}$	10	$10^{-9}$	$10^{-5}$
- Teneur en eau naturelle (Wn)	%	24	10	25	4.2	/
- Densité sèche ( $\gamma_d$ )	T/M <sup>3</sup>	1.75	1.76	1.7	1.78	/
- Densité humide ( $\gamma_h$ )	T/M <sup>3</sup>	1.78	1.82	1.8	1.8	/
- Densité de saturation ( $\gamma_{sat}$ )	T/M <sup>3</sup>	/	/	/	/	/
- Densité apparente ( $\gamma_s$ )	T/M <sup>3</sup>	/	/	/	/	/
- Degré de saturation (Sr)	%	94	67	95	43	/
- Limite de liquidité (Wl)	%	42	47	-	44	43
- Limite de plasticité (Wp)	%	21	19	-	17	18
- Indice de plasticité (Ip)	%	20	27	-	27	24
- Indice de consistance (Ic)	-	/	/	/	/	/
- Compressibilité (Pc)	Bars	/	/	/	/	/
- Indice de compression (Cc)	-	14	14.5	/	24	14.5
- Coefficient de tassement (Ct)	-	/	/	/	/	/
- Coefficient de gonflement (Cg)	-	12	16	/	2.5	15.5
- Cohésion (Cu)	Bars	0.4	0.6	0.02	1.1	0.53
- Angle de frottement ( $\phi_u$ )	Degré	28	20	40	10	25
- Coefficient de poisson ( $\mu$ )	-	/	/	/	/	/
- Coefficient de Young ( $\beta$ )	-	/	/	/	/	/
- Résistance comp.simp (Rc)	Mpa	/	/	/	/	/
- Résistance comp.simp sat.(Rcsat)	Mpa	/	/	/	/	/
- Poids spécifique des grains ( $\gamma_s$ )	T/M <sup>3</sup>	/	/	/	/	/
- Teneur en carbonates (CaCO <sub>3</sub> )	%	87	42	89	5.5	85
- Teneur en insolubles	%	26	12	27	4.5	20
- Teneur en gypses (CaSO <sub>4</sub> , 2H <sub>2</sub> O)	%	1.5	0.45	1.5	0.02	1.5
- Teneur en eau optimale (Wmax)	%	/	/	/	/	4.5
- Densité sèche optimale ( $\gamma_d$ opt.)	T/M <sup>3</sup>	/	/	/	/	1.75
- Densité sèche optim. ( $\gamma_d$ opt 95%)	T/M <sup>3</sup>	/	/	/	/	/
- Module de déformation (Edéf)	Mpa	/	/	/	/	/

F.D : Fondation de la digue

M.E : Matériaux de construction de la digue (matériaux d'étanchéité)

#### **IV.6.2) Définition des cas de sollicitation**

La digue et sa fondation sont soumises au cours de la construction et pendant l'exploitation du réservoir, à différentes combinaisons de sollicitation, résultant de l'action conjuguée ou non du poids des matériaux, des forces de filtrations, des fluctuations dans le niveau du réservoir et des efforts de séisme.

Les cas de sollicitation suivants sont envisagés :

- Cas 1 : en service – réservoir au niveau maximum normal
- Cas 2 : en service – vidange rapide normale (force de vibration et érosion en aval ...)

#### **A/ en service – réservoir au niveau maximum normal (614,00m)**

##### **(Caractéristiques géotechniques à long terme)**

Il s'agit de la situation de la retenue après acquisition par le remblai de ses caractéristiques définitives. La retenue est remplie jusqu'au niveau normal de la retenue 614,00m, soit au niveau maximum d'exploitation. On admet que ce niveau est maintenu un temps suffisamment long pour que s'établisse un écoulement stable à travers la digue. Les analyses sont effectuées en contraintes effectives et sur la base des caractéristiques à long terme. Les pressions interstitielles sont comptées à partir de la ligne de saturation de l'amont à l'aval soit :

- zone amont : pression hydrostatique comptée à partir du niveau 614,00 m
- Zone avale : la ligne de saturation est calculée entre la cote 614,00m à l'amont et le niveau de l'interface du drain à l'aval.

#### **B/en service – vidange rapide normale (614,00m NGA)**

Nous considérons la baisse rapide de niveau le plus défavorable à la stabilité de la pente amont de la digue, soit entre le niveau maximum normal 614,00m et le niveau mort 608,30m.

Une vidange rapide est très sévère pour la stabilité du talus amont de la digue, et correspond à la nécessité de certains cas exceptionnels. Dans ce cas, les pressions interstitielles se déterminent de la façon suivante :

- Les pressions sont hydrostatiques à partir du niveau 608,30 m

- Dans le remblai, on considère la ligne de saturation compte tenu de la rapidité de la baisse du niveau.

### **IV.6.3) Stabilité au cours d'un tremblement de terre**

On considère que dans le premier cas des sollicitations d'origine sismique peuvent s'ajouter aux efforts purement statiques. La sollicitation sismique est assimilée à l'application statique, à la zone susceptible de glisser, d'une force horizontale supplémentaire égale à la masse de ces terrains, multipliée par le coefficient sismique de 0,07g

### **IV.6.4) Méthode de calcul – principe général**

Nous utilisons la méthode classique d'analyse par lignes de glissement et par subdivision de la masse glissante en tranches verticales. Cette méthode considère l'équilibre d'ensemble de la partie de la digue située au-dessus d'une ligne de glissement choisie à priori.

La rupture d'équilibre en un point est supposée se produire lorsqu'on atteint en ce point la résistance limite au cisaillement du matériau, donnée par le critère de Coulomb :

$$r_l = c + \delta \operatorname{tg} \varphi \dots\dots\dots \text{IV.9}$$

Avec :

$r_l$  : résistance unitaire limite au cisaillement du matériau

$c, \varphi$  : cohésion et angle de frottement du matériau

$\delta$  : compression unitaire au point considéré

Le coefficient de sécurité ( $f$ ) en ce point est défini par l'équation :

$$\tau = r_l / f = (c / f) + (\delta \operatorname{tg} \varphi) / f$$

Où  $\tau$  est la contrainte de cisaillement réelle au point considéré.

#### **IV.6.4.1) Méthode de Bishop**

La méthode de Bishop admet que la rupture a lieu suivant une surface de glissement en forme de cylindre circulaire, et qu'elle se produit instantanément le long de toute la surface.

Elle tient compte de la composante de l'action horizontale des tranches et systématiquement de la pression interstitielle. Elle donne des résultats précises que celles de Fellenius, mais elle nécessite plus de calcul.

#### **IV.6.4.2) Coefficients de sécurité**

##### **a) Coefficients de sécurité minimaux**

Ils ont été fixés en accord avec la pratique couramment admise en la matière. Ils figurent au tableau ci-après.

##### **b) Types de ruptures envisagés – Choix de surfaces de glissement**

Etant donné la présence d'une couche superficielle de fondation d'une épaisseur faible au-dessus du substratum marneux dont les caractéristiques sont beaucoup plus élevées que celles du corps de la digue, la possibilité d'un glissement au niveau des marnes n'est pas envisagée.

On a donc considéré une variété de surfaces de glissement depuis les surfaces superficielles ne passant pas par la fondation, jusqu'à la limite entre le remblai de la digue et le substratum. La forme des courbes de glissement utilisées est circulaire.

##### **c) Résultats des calculs**

On a repris aux figures ci-après les surfaces de glissement les plus caractéristiques ainsi que le tableau des résultats détaillés obtenus pour ces surfaces. Les tableaux ci-après donnent les coefficients de sécurité minimaux obtenus pour chaque variante et dans chaque cas de dimensionnement.

TABLEAU IV.04:COEFFICIENT DE SECURITE

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
N°	Dénomination	Obtenu	Minimal
1	<u>Talus aval</u>		
	<u>En service – niveau maximum normal</u>		
	- Sans séisme	2,26	1,15-1,25
	- Avec séisme	1,66	1,05-1,15
2	<u>Talus amont</u>		
	<u>En service – vidange rapide</u>		
	Sans séisme	2,16	1,15-1,25
	Avec séisme	1,74	1,05-1,15

**fig iv2:** talus aval sans séisme(voir annexe 9)

**fig iv3:** talus aval avec séisme(voir annexe 10)

**fig iv4:** talus amont sans séisme(voir annexe 11)

**fig iv5:** talus amont avec séisme(voir annexe 12)

#### **IV.7 CONCLUSION**

Les conditions générales prédéterminant le choix du type du barrage sont :

- Condition topographiques ;
- Condition géologique- géotechnique ;
- Disponibilités des matériaux à proximité du site ;
- Délai d'exécution ;
- Coût de l'ouvrage ;

Selon la disponibilité des matériaux pour les recharges de la digue et d'après Tableau (IV.02) récapitulatif qui présente les coûts des différentes variantes, on opte pour une digue homogène avec masque amont en enrochement

On remarque aussi d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum est supérieur du coefficient admissible pour tous les rayons; donc la stabilité du talus est assurée.

# Chapitre V :

*Etude des variantes  
des ouvrages annexes*

### **V.1) INTRODUCTION :**

Pendant d'élaboration d'un projet de la retenue formée par un barrage fixe, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenant à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue seront.

- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- L'ouvrage de la dérivation provisoire.

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.2) Ouvrage de Prise d'eau :**

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau normale de la retenue et le niveau de plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

### **V.3) Ouvrage de vidange :**

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

- œ D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constaté sur l'ouvrage;
- œ D'abaisser le niveau de la retenue, éventuellement de vider le bassin afin de procéder à des réparations ou à des inspections;
- œ De transiter une partie des débits de crue, le règlement d'exploitation prévoit d'ouvrir en premier la vidange du fond, par ce procédé, on espère évacuer une bonne partie des apports solides sous forme de courant de densité;
- œ Assurer l'irrigation des périmètres agricoles pendant les mises hors services des turbines;
- œ De maîtriser le niveau de la retenue lors de la première mise en eau;
- œ De servir de dérivation provisoire pendant la phase finale de construction.

L'ouvrage de vidange contient de plusieurs types tels que :

**A/ 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.

**B/ Conduites à écoulement libre :**

Deux types de conduites peuvent être employées pour les réaliser :

- ✚ Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.
- ✚ 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.

**V.3.1) 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 :**

Deux types de recommandations sont proposés dans ce chapitre : d'une part des recommandations communes à tous les dispositifs de vidange constitués d'une conduite et d'autre part des recommandations sur le dispositif minimum, fonction de  $H^2 \cdot \sqrt{V}$ , à mettre en place. Dans certains cas le dispositif adopté sera donc plus important (plus gros diamètre pour rendre la conduite visitable, galerie en béton armé, vanne supplémentaire, conduite dans une galerie de visite...), et on a d'autres recommandations qui sont:

• 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 diamètres, de la charge amont du barrage et du volume stocké.

Quelques dispositifs minimums de vidange qu'ont doit tenir en compte sont donnés dans le Tableau (V-1).

**Tableau V.01** : 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 aval

H : Hauteur du barrage en [m].

V : Volume d'eau stocké en [ $M m^3$ ].

Pour le conduite de vidange on prévoit une surélévation par rapport à la galerie de dérivation pour éviter tout 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.4) Ouvrage d'évacuateur de crues :**

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans crée d'érosion en aval risquant d'être dommageable pou la digue.

**V.4.1) Critères de choix de l'évacuateur de crue :**

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

1. la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
2. les difficultés de réalisation.
3. les exigences typographiques du site.
4. les exigences géologiques du site.
5. la facilité d'entretien.
6. la facilité de modification.
7. le coût de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories selon les principes type :

- a. l'évacuateur à écoulement libre.
- b. L'évacuateur par puit noyé.

**V.4.2) Différents types des évacuateurs de crues.****A/ Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral :**

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

**B/ Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal :**

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente comme avantages :

1) Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.

2) Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

1) Le coût peut être élevé.

2) La difficulté de modification.

**VI.4.3) Choix de la 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 peut-être fiable.

L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal s'adapte aussi au site, puisque la largeur déversante 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.5) Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :****V.5.1) Calcul du débit de vidange :**

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue et du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \quad \dots\dots\dots(V1)$$

$V_u$  : volume utile en [m<sup>3</sup>].

$T$  : temps de vidange (15 <  $T$  < 21) jours.  $T=18$  jours.

$Q_r$  : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

**A.N :**

$$Q_{vf} = \frac{0,165 \cdot 10^6}{18 \cdot 86400} + \frac{1,06 \cdot 10^6}{31,53 \cdot 10^6} = 0,713 \text{ m}^3/\text{s}$$

**V.5.2) Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :**

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \quad \dots\dots\dots(V2)$$

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}}$$

$Q_{vf}$  : Débit de la vidange de fond (m<sup>3</sup>/s).

$H$  : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m].

$\mu$  : Coefficient de débit :  $\mu \in [0,8 - 0,85]$ .

**A.N :**

$$S = \frac{0.713}{0,8 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot 12.35}} = 0.0707 \text{m}^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0707}{\pi}} = 0.300 \text{m}$$

On prend:

$$D_{vf} = 300 \text{ mm}$$

\*Correction du coefficient de débit  $\mu$ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \dots\dots\dots(V3)$$

$\sum \xi_I$  : Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

**+** Coefficients des pertes de charge linéaires:

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \quad \text{Avec :} \quad \lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

$\lambda$  : Coefficient de perte de charge.

$n$  : Coefficient de rugosité [ $n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} \cdot s$ ].

$D$  : Diamètre de la conduite [ $D = 300 \text{ mm}$ ].

$L$  : longueur de la conduite de vidange en [m] ( $l = 81.60 \text{ m}$ ).

**A.N :**

$$\lambda = 0.036$$

$$\sum \xi_1 = 9.79 \text{m}$$

**+** Coefficients de pertes de charge singulière:

**On a :**

$$\xi_{entrée} = 0,5 \quad \xi_{sortie} = 1 \quad \xi_{vannes} = (0,1 + 0,1) = 0,2$$

**Donc :**

$$\sum \xi_s = 1,2 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (9,79 + 1.2)}} = 0.648$$

Et :

$$S = \frac{0,713}{0,648 \cdot \sqrt{2g \cdot 12,35}} = 0,07 \text{m}^2$$

D'ou :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,07}{\pi}} = 0.303 \text{m}$$

On prend un diamètre normalisé :

<b><math>D_{vf} = 300 \text{ mm}</math></b>
---

L'ouvrage de vidange sera édifié en tête du tunnel de la dérivation à environ 100m de l'axe du barrage. La conduite étant en acier de diamètre 400mm.

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$V_s = \frac{Q_{vf}}{S_{con}}$	.....(V4)
--------------------------------	-----------

AN :

$V_s = \frac{0,713}{0,07} = 10.18 \text{m/s}$
---

### **V.6) Conclusion :**

La conduite de la vidange au fond est de diamètre de 300mm. cette dernière a deux rôles essentiels

Premièrement : Elle est utilisée comme une dérivation provisoire pendant la mise en place de notre digue (la retenue collinaire haouch el kebir wilaya de tiaret), deuxièmement, elle est utilisée comme un vidange au fond qui a le rôle de vider la retenue rapidement, soit totale ou partielle pour des raisons de sécurité ou pour des raisons d'alimentation ( irrigation ) .

# Chapitre IV:

*Etude des variantes*

### **VI.1) Introduction:**

La construction d'une digue a pour but de créer une retenue susceptible de satisfaire des besoins bien déterminés, sans présenter aucun obstacle pour une crue de débits importants pouvant la submerger et entraîne sa ruine par conséquent.

Ce type d'avarie sera évité en projetant un évacuateur de crues dans le barrage pouvant évacuer sans risque ces débits et donc protéger la digue.

### **VI.2) Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues :**

L'emplacement de l'évacuateur de crues dépend essentiellement de la géologie et de la topographie du site, tout en tenant compte bien sûr des facteurs économiques et de la sécurité de l'aménagement.

✚ De point de vue géologique, les deux rives favorisent l'implantation de l'évacuateur de crues (aucun problème d'instabilité des rives, bonne géologie).

✚ La topographie du terrain permet l'implantation de l'évacuateur de crues avec toute sa longueur déversant.

Rive gauche :

On remarque que l'implantation de l'évacuateur de crues sur cette rive est possible mais avec une présence d'un terrain accidenté avec une pente plus au moins forte . Ceci peut entraîner des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression, instabilité de l'écoulement) à cause des forces centrifuges qui peuvent prendre naissance et qui par conséquent influent sur la stabilité de l'ouvrage, et on n'oublions pas les pertes d'argent

A cause de l'excavation

Rive droite :

L'évacuateur de crues implanté sur cette rive sera rectiligne sur sa partie déversante et ses ouvrages intermédiaires, et aura une longueur moins importante (aspect économique).

Après ce qu'on vient de voir, la rive doit être la plus avantageuse pour l'implantation de l'évacuateur de crues. Donc celui-ci à entonnement frontal sera projeté sur cette rive.

**VI.3) Dimensionnement hydraulique :**

Avant de procéder aux calculs hydrauliques, on doit vérifier la fiabilité de l'évacuateur de crues avec sa longueur déversant de 30m lors de l'évacuation de la crue centennale.

La charge au dessus de déversoir est acceptable de point de vue que le niveau des plus hautes eaux sera encore inférieur à la crête du barrage et même inférieur a celle du digue, donc on n'aura aucun risque de submersion.

Les calculs hydrauliques seront donc établis pour la même largeur déversant (6 m) et pour la même charge ( $h_{dév} = 1,02$  m) et le même débit déversant ( $13.32$  m<sup>3</sup>/s).

L'évacuateur de crues comprend les éléments suivants :

- ▶ Un canal d'amenée.
- ▶ Un seuil déversant pour le control du débit.
- ▶ Un ouvrage intermédiaire comprend (chenal- convergeant- coursier).
- ▶ Un dissipateur d'énergie.
- ▶ Un canal de restitution.

**VI.3.1) Canal d'amenée :**

Le canal d'amenée (canal d'approche) permet de guider calmement la crue vers le seuil déversant.

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$\boxed{V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}}} \quad \dots\dots\dots(VI 1)$$

Q : Débit à évacuer [m<sup>3</sup>/s].

$S_{can}$  : Section du canal en [m<sup>2</sup>] et  $S_{can} = H \times b$ .

H : Charge d'eau [m] et  $H = h + P$ .

P : Hauteur de pelle en [m].

h : Lane déversante en [m].

A.N :

$$V_{ap} = \frac{13.32}{6 \cdot (1,2+1)} = 1,01 \text{m/s}$$

$V_{ap} \leq V_{adm}$  tel que  $V_{adm}$  compris entre 4,4 et 10m/s donc pas de risque d'érosion.

**VI.3.2) Déversoir :**

Le déversoir est à seuil profilé ( Creager ), il est le mieux adapté pour l'écoulement de sorte que la lame d'eau déversant épouse le profil du déversoir.

Les coordonnées du profil Creager sont déterminées par l'équation :

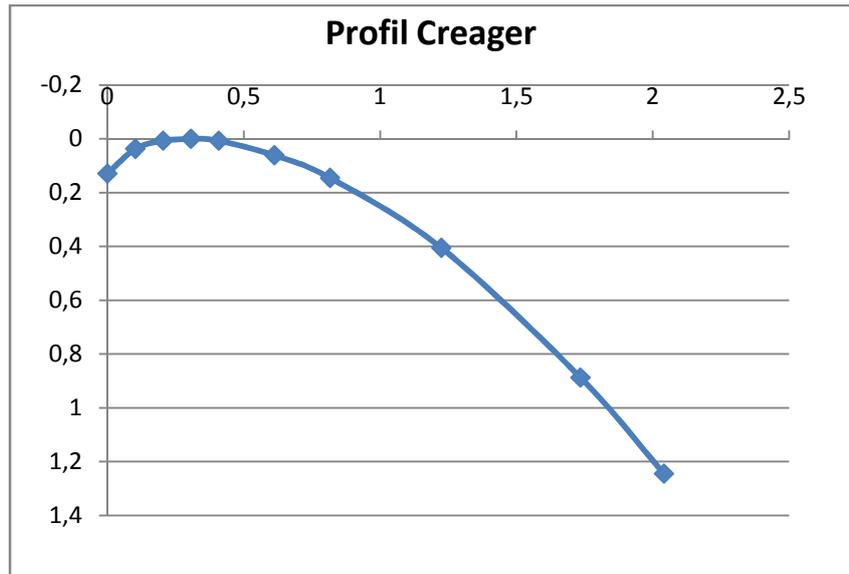
$$Y = \frac{X^{1,85}}{2 \cdot H^{0,85}}$$

H : Charge sur le déversoir en [m].

Les coordonnées du déversoir sont données par le tableau ci dessous et le profil du déversoir est représenté ci dessous.

**Tableau VI.01** : coordonnées de profil de Greager **Figure VII.1** profil Creager.

coordonnées graphiques	
X	Y
0,00	0,129
0,102	0.037
0,204	0.007
0,308	0.000
0,408	0.007
0,816	0.145
1,224	0.405
2,040	1.244



**VI.3.3) Chenal d'écoulement :**

La trace du chenal doivent être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieure à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial

La longueur du chenal est égale à 8 m

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique "y<sub>c</sub>" et la pente critique.

**A/ profondeur critique :**

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b}\right)^2} \dots\dots\dots(VI 2)$$

Ou :

Q : débit de projet lamine (Q = 13.32 m<sup>3</sup>/s);

b : la largeur de déversoir.

A.N :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9,81} \cdot \left(\frac{13,32}{6}\right)^2} = 0,79 \text{ m}$$

**B/ pente critique :**

La pente critique se détermine par la formule de Manning

$$Q = K \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots(VI 3)$$

Avec :

$R_H$  : rayon hydraulique en [m];

I : pente en [m/m];

S : section mouillée;

K : coefficient de Manning –Strickler (K = 71)

Pour une section rectangulaire

$$I_{cr} = \left[ \frac{Q \cdot (b + (2 \cdot y_c))^{2/3}}{K \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots(VI 4)$$

**A.N :**

$$I_{cr} = \left[ \frac{13,32 \cdot ((6 + (2 \cdot 0,79))^{2/3})}{71 \cdot (6 \cdot 0,79)^{5/3}} \right]^2 \cdot 100\% = 0,19\%$$

$I_{cr} = 0,19\% > 0,1\%$ , donc la condition est vérifiée

**VI.3.4) 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 :

$$L = 2,5 (l_1 - l_2) \dots\dots\dots(VI 5)$$

Ou :

$l_1$  : est la largeur au plafond du bief amont

$l_2$  : est la largeur au plafond de la section de contrôle

A.N :

$$L = 2,5 (6 - 4) = 5 \text{ m}$$

**VI.3.5) Le 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.

**A/ Largeur du coursier :**

Elle est donnée par :

$$B = Q^{0.4} \text{ (m)} \dots\dots\dots(\text{VI } 6)$$

**A.N :**

$$B = 13.32^{0.4} = 4 \text{ m}$$

**B/ Longueur du coursier :**

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 40 mètres.

**C/ La profondeur critique :**

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} = 1 \dots\dots\dots(\text{VI } 7)$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}} \dots\dots\dots(\text{VI } 8)$$

B : est la largeur du coursier égale a 3 m.

**A.N :**

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{13.32^2}{g \cdot 3^2}} = 0,53$$

**C/ Pente critique :**

$$I_{cr} = \left( \frac{Q}{C_{cr} \cdot S_{cr} \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2 \dots\dots\dots(\text{VI } 9)$$

$S_{cr}$  : Section critique ( $m^2$ ).

$R_{cr}$  : Rayon critique (m).

$C_{cr}$  : Coefficient de CHEZY

$$C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6} \dots\dots\dots(\text{VI } 10)$$

**A.N :**

$$Sc_r = B \cdot h_{cr} = 3 \cdot 0,53 = 1,59 \text{ m}^2$$

$$Pc_r = B + 2 \cdot h_{cr} = 3 + 2,84 = 4,06 \text{ m}$$

$$Rc_r = \frac{Sc_r}{Pc_r} = \frac{15,10}{13,03} = 0,39 \text{ m} \quad C_{cr} = \frac{1}{0,014} 0,39^{1/6} = 61,05$$

Donc :

$$I_{cr} = \left( \frac{13,32}{61,05 \cdot 1,59 \cdot 0,39^{1/2}} \right)^2 \cdot 100\% = 0,19\%$$

$$I_{coursier} > I_{cr}$$

**D/ Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :**

Le calcul de la ligne d'eau est effectué par moyen informatique ; avec logiciel CANALP.

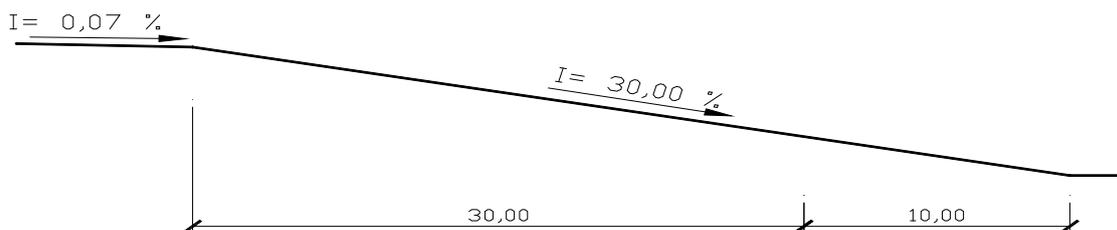
**Tableau N°VI.02:** Calcul de la ligne d'eau

Q (m <sup>3</sup> /s)	Strickler	I (m/m)	Y <sub>N</sub>	Y <sub>C</sub>	Régime	L bief (m)
13.32	61.05	0,16	0.398	0,79	NT	40

**Tableau N°VI.03:** Calcul de la ligne d'eau

Section	Abscisse	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)	J (m/m)
Amont	0	10	0.79	1.001	2.271	2.101
1	10	10	0.70	2.512	3.836	14.543
2	20	10	0.53	2.725	5.136	31.265
3	30	10	0.44	3.787	6.289	42.014
4	40	10	0.32	4.685	7.444	40.421

**Fig.VII.2.**schéma de la ligne d'eau.



**On a :**

$$\boxed{Fr = \frac{V}{\sqrt{g h_c}}} \dots\dots\dots(VI 11)$$

**Où :**

Fr : nombre de Froude;

V : Vitesse de sortie du coursier tel que  $V = \frac{Q}{S}$ .

**AN :**

$$V = \frac{13.32}{3 \cdot 0,45} = 9.86 \text{m/s}$$

**Donc :**

$$Fr = \frac{9.86}{\sqrt{9,81 \cdot 0,45}} = 4,69$$

### **VI.3.6) Dissipateur d'énergie :**

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

$1,0 \leq Fr \leq 1,7$  Ressaut ondulé.

$1,7 < Fr \leq 2,5$  Ressaut faible de petites apparitions en surface.

$2,5 < Fr \leq 4,5$  Ressaut oscillant.

$4,5 < Fr \leq 9$  Ressaut stable (Stationnaire).

$Fr > 9$  Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

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 dépasse 12m/s, alors ai appeler 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.

### A/ Dimensionnement du bassin :

A la fin du coursier nous avons :

$$H_i = 0,27 \text{ m}$$

$$V_i = 12,54 \text{ m/s}$$

Au niveau du bassin d'amortissement nous avons :

La forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude (F) calculé par la formule suivante:

$$Frc = \frac{\alpha q^2}{g h c^3} = \boxed{57,43}$$

La deuxième profondeur conjuguée est déterminée par la formule suivante :

$$h c'' = 0,5 \cdot h c \left( \sqrt{1 + 8 \cdot Frc^2} - 1 \right)$$

$$h c'' = 2,76 \text{ m}$$

La profondeur du bassin est :

$$D = \sigma \cdot h c'' - h_e - \delta z$$

$$\Delta z = \left( \frac{q^2}{2g \cdot \varphi^2 \cdot h_e^2} \right) - \left( \frac{q^2}{2g \cdot \sigma^2 \cdot h c''^2} \right)$$

Où :

$$\sigma = 1,05$$

$$h_e = 1,70 \text{ m}$$

$$\varphi = 0,90$$

Pour les valeurs citées ci-dessus, nous obtenons :

$$\Delta z = 0,11 \text{ m d'où } D = 1,05 \cdot 2,76 - 1,70 - 0,11 = 1,09 \text{ m ; nous adoptons } \underline{D=1,10 \text{ m}}$$

**B/ La longueur du bassin**

$$L_r = \boxed{10,3 \cdot hc \cdot ((\sqrt{q^2 / g \cdot hc^3}) - 1)^{0,81}} = 10,70m \dots\dots\dots(VI 12)$$

$L_b = \beta \cdot L_r = 0,70 \times 10,70 = 7,49m$  ; nous adoptons  $L_b=7,50m$

**VI.3.7) Canal de restitution :**

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1, a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

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:  $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$  et :  $\sigma = \frac{K \cdot m}{b}$  [m = 1].

Donc :  $K = \sqrt[3]{\frac{13.32^2}{9.81 \cdot 4^2}} = 1.07$  et  $\sigma = \frac{1.07 \cdot 1}{4} = 0,19$

D'où :

$$h_{cr} = \left( 1 - \frac{0,19}{3} + 0.015 \cdot 0,19^2 \right) \cdot 1.07 = 1.02m$$

Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots\dots\dots(VI 14)$$

$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr}$  donc :  $S_{cr} = 5.12 m^2$

$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2}$  Donc :  $P_{cr} = 7.10 m$

$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr}$  donc :  $R_{cr} = 0,72 m$

$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6}$  Donc :  $C_{cr} = 67.6$

$I_{cr} = \frac{13.32^2}{5,12^2 \cdot 7,10^2 \cdot 0,72} \cdot 100\% = 0,104\%$

La profondeur normale :

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le « CANALP » et on a :

$$h_n = 0.143m$$

La vitesse de l'écoulement :

$$V = Q/S = C\sqrt{RI}$$

A.N :

$$V = 67.6 \cdot \sqrt{0,72 \cdot 0,00104} = 1.85 \text{ m/s}$$

$V \geq V_{adm}$  (1,8 à 2,2) m/s ; donc il faut prévoir une protection aval en pierres.

### **VI.3. 8) Conception de l'évacuateur de crues :**

#### **VI.3.8.1) Hauteur des murs bajovers :**

##### **A/ chenal d'écoulement :**

Sur le long du chenal d'écoulement les hauteurs des murs bajovers vont atteindre le niveau de la crête de la digue ( $N_{cr}=616.5$  m) qui correspond à une hauteur de 4.62 m.

##### **B/ Hauteur des murs au début du coursier :**

$$\text{On a: } h_m = h_e + r \quad \text{ET} \quad r = 0,45 + 0,14 V^{1/3}$$

$$V = 13.32/(4.1) = 3.25 \text{ m/s}$$

$$h_m = 1 + 0,66 = 1.66 \text{ m}$$

##### **C/ Hauteur des murs a la fin du coursier :**

$$V = 3.25 \text{ m/s} \quad \text{et} \quad r = 0,45 + 0,14 V^{1/3}$$

$$h_m = 1.01 + 0,66 = 1.67 \text{ m.}$$

##### **D/ Hauteur des murs dans le bassin de dissipation :**

$$r = 0,45 + 0,14 \cdot V^{1/3} = 0.58$$

$$V = 13.32/(5 \cdot 3.30) = 0.81 \text{ m/s}$$

$$h_m = 1.42 + 0.58 = 2 \text{ m.}$$

##### **Remarque :**

Les murs bajovers sont construits en béton armé d'une épaisseur de 0.3m le long de tous les éléments de l'évacuateur de crues. Ces murs assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

#### **E/ Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :**

A/ Vérification de l'apparition des vagues roulantes :

Les vagues roulantes apparaissent si les deux conditions sont vérifiées :

$$b/h < (10 \div 12) \quad \text{et} \quad Fr^2 < 40.$$

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier.

Donc :

$$\frac{b}{h} = 1.51 < (10 \div 12) \quad \text{Et} \quad Fr^2 = 21.99 < 40$$

Les vagues roulantes n'apparaissent pas sur tout le long du coursier.

#### **VI.4 CONCLUSION**

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. et après l'étude faite, l'évacuateur de crues sera implanté sur la rive droite, cette dernière est rectiligne sur sa partie déversante et ses ouvrages intermédiaires, et aura une longueur moins importante (aspect économique).

Après ce qu'on vient de voir, la rive droite est la plus avantageuse pour l'implantation de l'évacuateur de crues.

# CONCLUSION

La commune de Dahmouni est dotée d'un régime agricole nécessitant des besoins en eau importants en matière d'irrigation.

Ainsi, notre travail a consisté en l'étude de faisabilité d'une retenue collinaire sur l'oued Haouch El Kbir

En effet, des campagnes de reconnaissance de terrain ont fait l'objet de plusieurs visites du terrain en guise de prospection.

Aussi, comme le travail l'exige, les conditions géologiques, hydrogéologiques, hydrologiques et technico-économiques, ont été examinées et discutées minutieusement.

Nous sommes parvenus aux résultats suivants :

- Le site étudié présente de bonnes conditions géologiques, hydrologiques avec un apport liquide appréciable.
- La digue de la retenue collinaire sur Oued Haouch El Kbir est une digue dite homogène et sera construite uniquement avec des argiles avec protection du talus amont en enrochement .
- Evacuateur de crue latéral a entonnement frontal sera réalisé sur la rive droit.
- La stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tout les cas de sollicitation.
- L'adoption du logiciel Sap2000 a conforté les résultats auxquels ont aboutis les calculs de stabilité, ce qui permet même d'envisager une approche optimisante.
- Pour des raisons pratiques et économiques, on a associé l'ouvrage de vidange à celui de prise d'eau.

Les résultats obtenus par le biais de ce travail sont satisfaisants. Donc, le site proposé pour la réalisation de cet ouvrage est favorable tant sur le plan technique que sur le plan économique.

# ANNEXES

# Annexe 1: Logs des Sondages :



RAPPORT DE FORAGE Sondage N°: S1												
ETUDE : RETENUE COLLINAIRE OUED HAOUCH EL KEBIR												
LIEU : TIARET												
CLIENT : BET MAT												
DATE DEBUT :		PROFONDEUR TOTALE : 10 ML				BOUE DE FORAGE :						
DATE FIN :		COORDONNEES : X = Y =				TYPE FORAGE : GEOTECHNIQUE						
NIVEAU NAPPE : m		Z =				TYPE DE MACHINE : FORACO						
Prof (m)	Récupération				S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant	Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION
	0	25	50	75								
0,5												Terre Végétale limoneuse vaseuse noirâtre
												Marno-Calcaire beige à vedâtre peut saturée
1,0												
1,5												Argile peut mameuse verte plus au moins compacte
2,0												
2,5												
3,0												
3,5												
4,0												
4,5												
5,0												
5,5												
6,0												Argile Consolidée verte à grise
6,5												
7,0												
7,5												
8,0												
8,5												
9,0												
9,5												
10,0												



## RAPPORT DE FORAGE      Sondage N°: S2 lit d'OUED

**ETUDE :** RETENUE COLLINAIRE OUED HA OUCH EL KEBIR

**LIEU :** TIARET

**CLIENT :** BET MAT

DATE DEBUT :

PROFONDEUR TOTALE : 10 ML

BOUE DE FORAGE :

DATE FIN :

COORDONNEES : X =    Y =

TYPE FORAGE : GEOTECHNIQUE

NIVEAU NAPPE : m

Z =

TYPE DE MACHINE : FORACO

Prof (m)	Récupération				S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION
	0	25	50	75							
0,5										0,15	Terre Végétale Sableuse -limoneuse -noirâtre
1,0											Sable d'Oued noirâtre caillouteux-graveleux
2,0										2,50	Argile peut mameuse verte plus au moins compacte
3,5										4,20	Argile Consolidée verte à grise
5,0											
6,5											
7,5											
8,5											
9,5											
10,0										10,00	



## RAPPORT DE FORAGE    Sondage N°: S3

**ETUDE : RETENUE COLLINAIRE OUED HA OUCH EL KEBIR**

**LIEU : TIARET**

**CLIENT : BET MAT**

DATE DEBUT :

PROFONDEUR TOTALE : 10 ML

BOUE DE FORAGE :

DATE FIN :

COORDONNEES : X =    Y =

TYPE FORAGE : GEOTECHNIQUE

NIVEAU NAPPE : m

Z =

TYPE DE MACHINE : FORACO

Prof (m)	Récupération				S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant	Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION
	0	25	50	75								
0,5											Terre Végétale limoneuse vaseuse noirâtre	
1,0											Marno-Calcaire beige à vedâtre peut saturée	
1,5											Argile peut marneuse verte compacte	
2,0												
2,5												
3,0												
3,5												
4,0												
4,5												
5,0												
5,5												
6,0											Argile Consolidée verte à grise	
6,5												
7,0												
7,5												
8,0												
8,5												
9,0												
9,5												
10,0											10,00	

## Annexe 2: Coupes des fouilles :

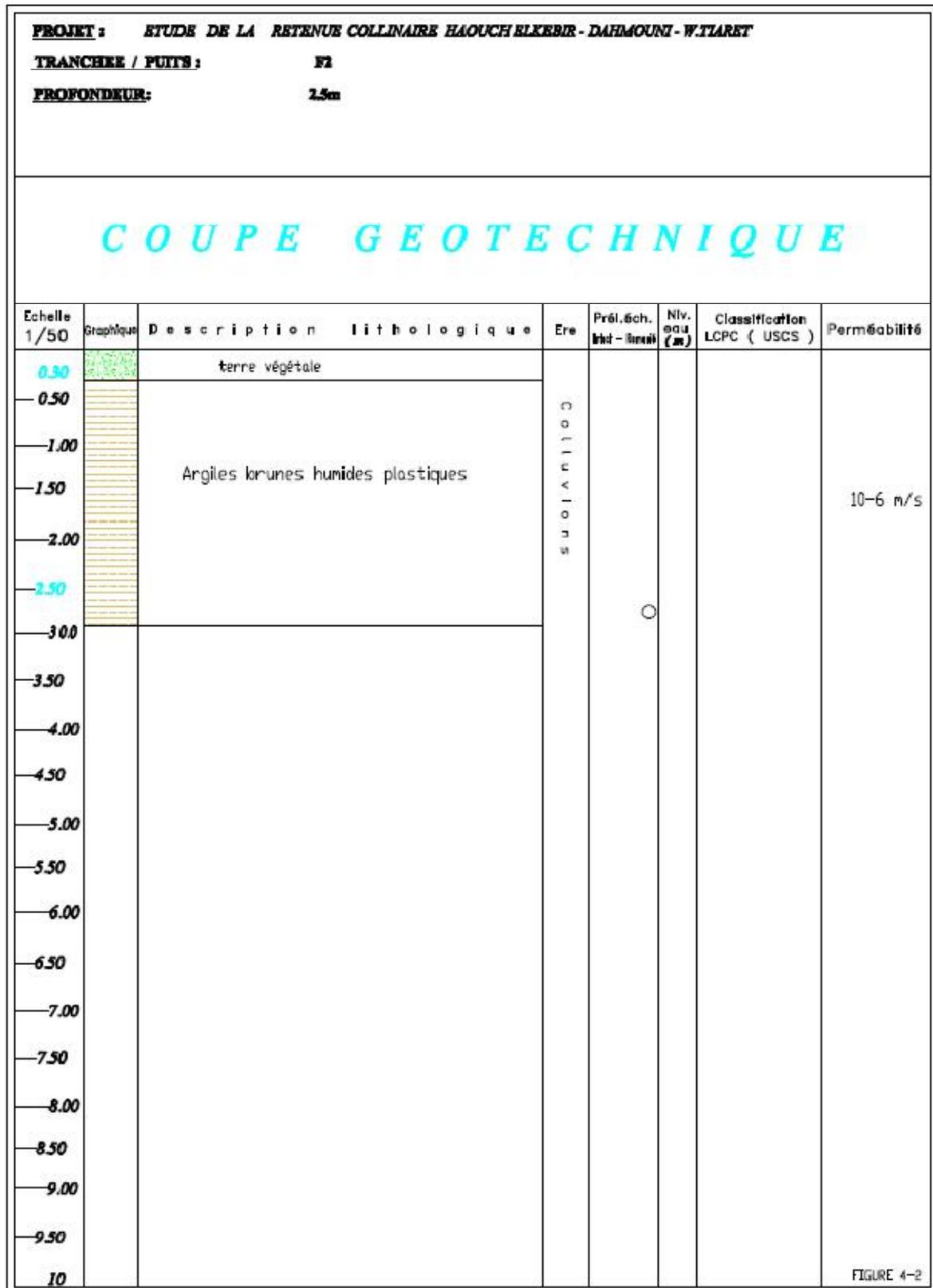


FIGURE 4-2

**PROJET :** ETUDE DE LA RETENUE COLLINAIRE HAOUCH ELKEBIR - DAHMOUNI - W.TIARST

**TRANCHEE / PUIS :** F1

**PROFONDEUR:** 2.9m

## COUPE GEOTECHNIQUE

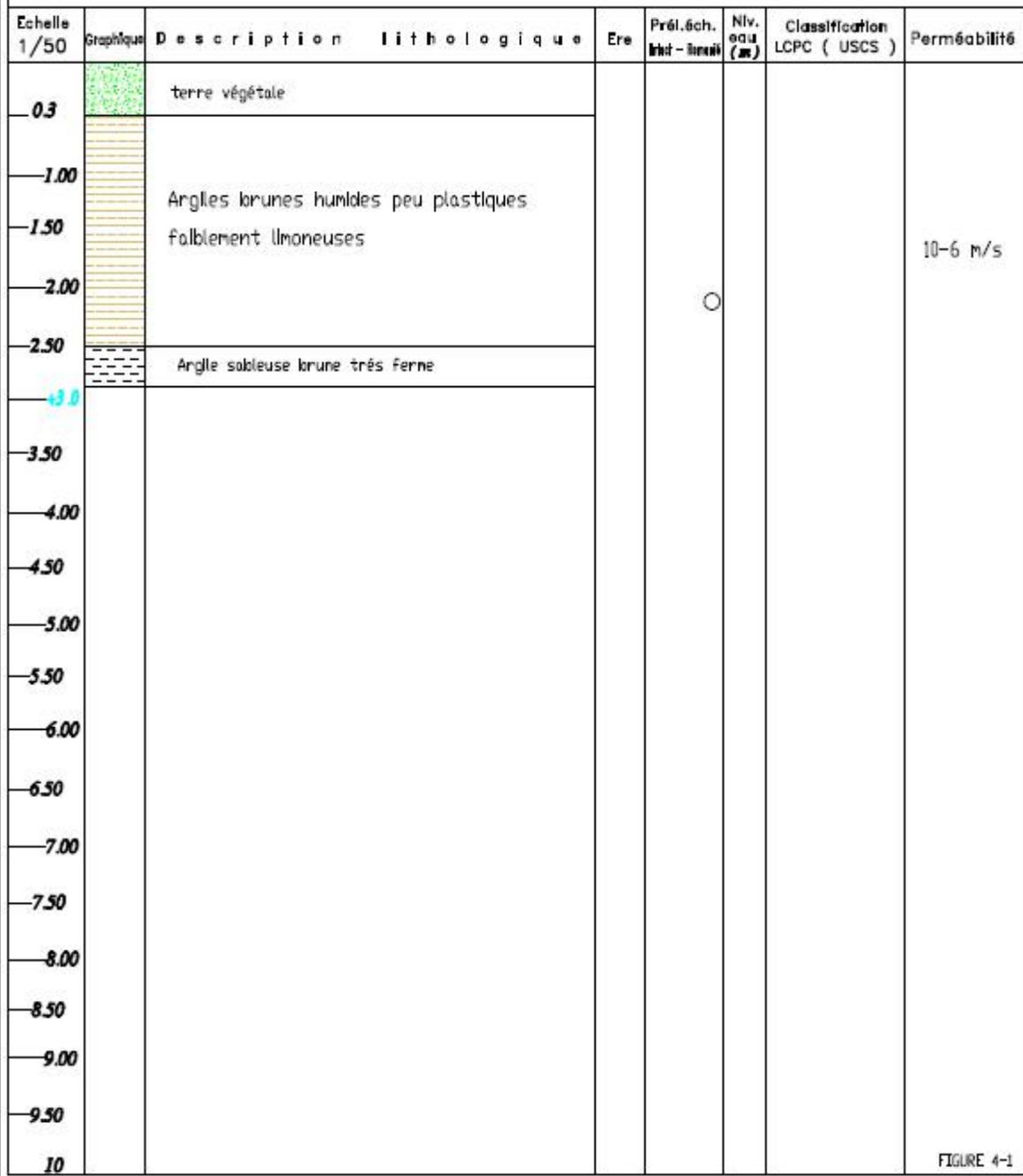


FIGURE 4-1

**PROJET :** ETUDE DE LA RETENUE COLLENAIRE HAOUCH ELKEBIR - DAHMOUNI - W. TABET

**TRANCHEE / Puits :** F3

**PROFONDEUR:** 25m

## COUPE GEOTECHNIQUE

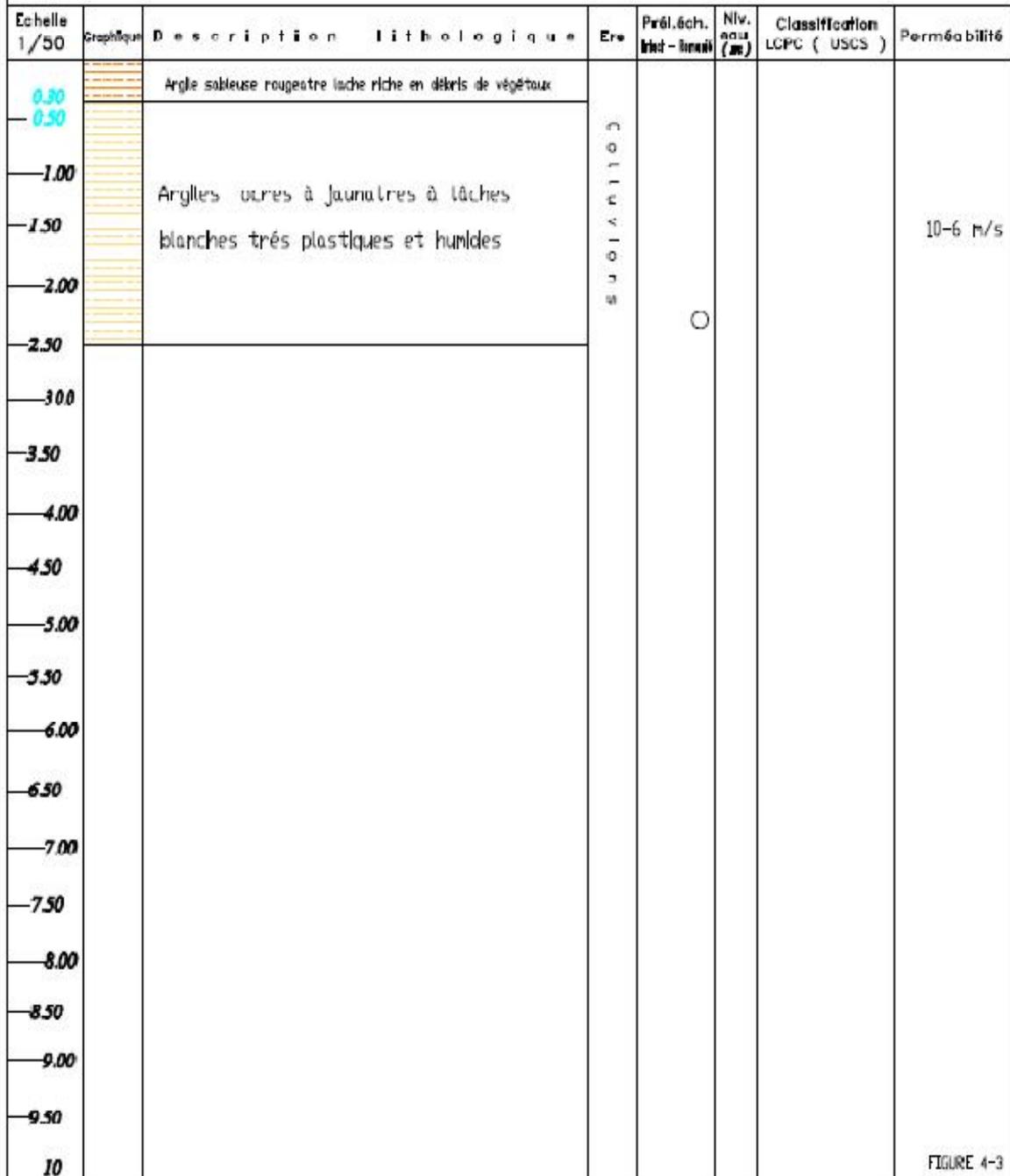
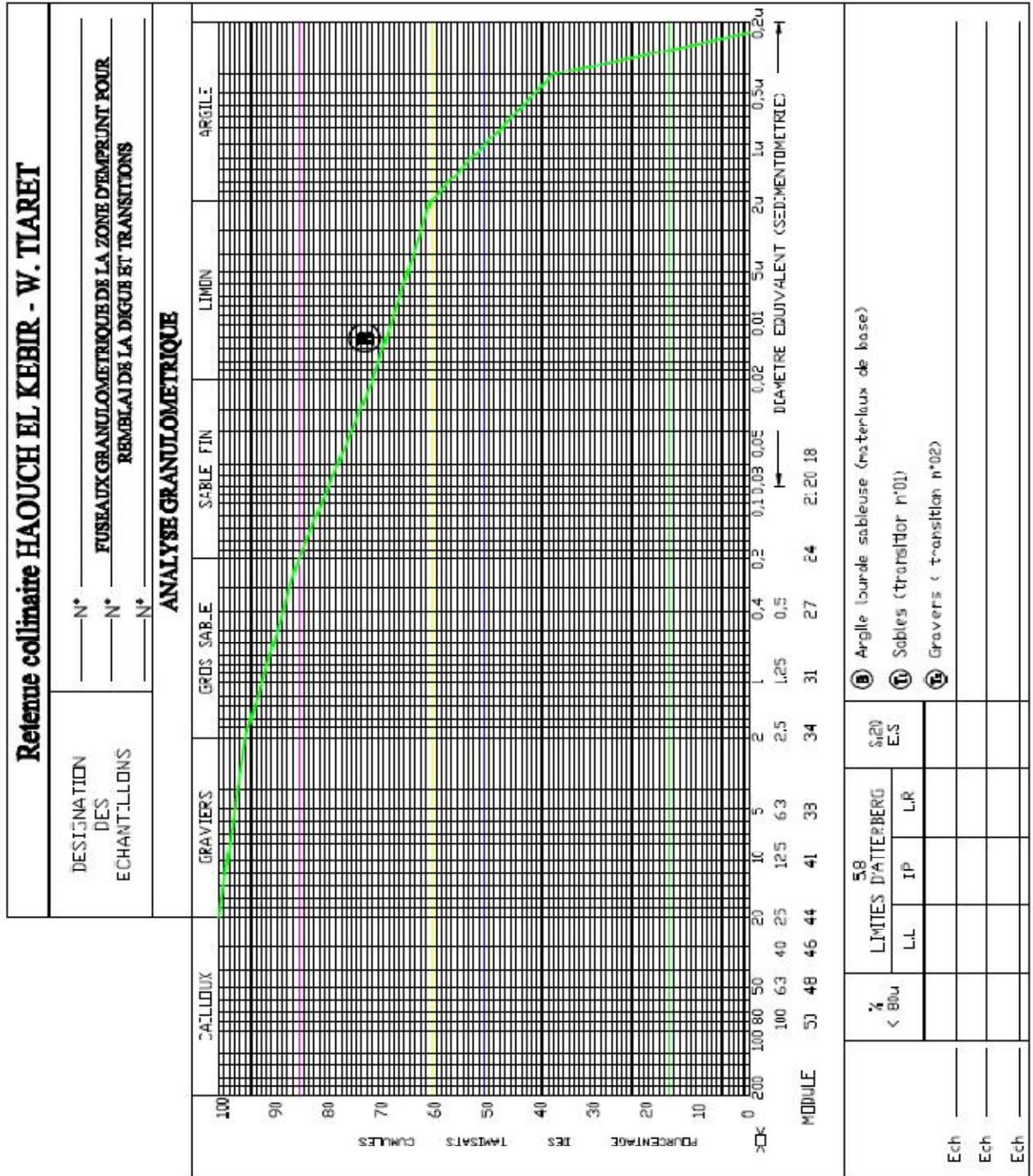


FIGURE 4-3

## Annexe 3 : Fuseau granulométrique des matériaux de remblai :

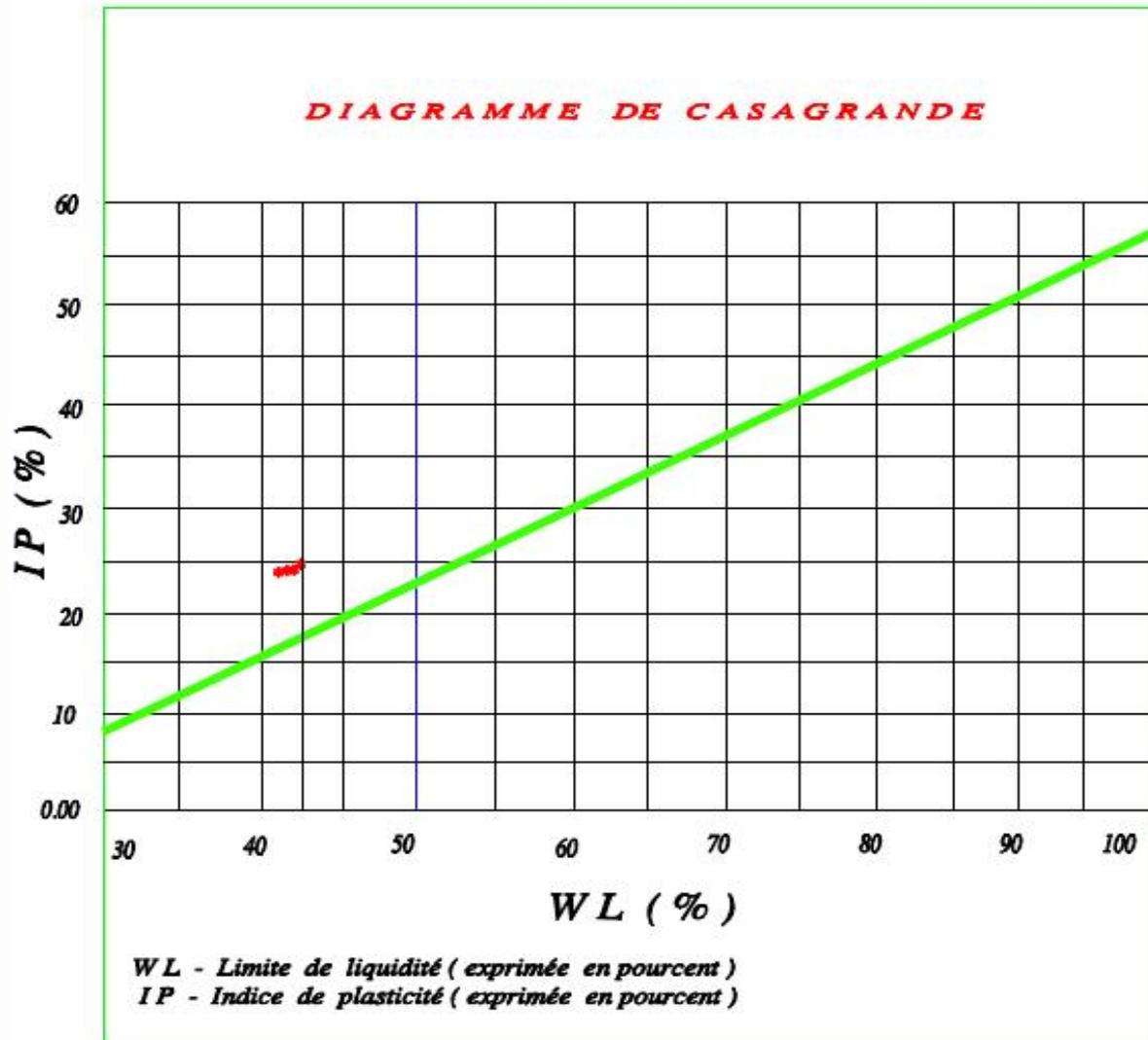






Annexe 4 : Diagramme de plasticité de CASAGRANDE :

**RETENUE COLLINAIRE Haouch El Kebir  
Commune de Dahmouni  
WILAYA DE TIARET**



\* *Echantillons de sol*

## ANNEXE 5 : Besoin annuel : 85000.00 m<sup>3</sup>

Début de		Evaporation			Infiltration		Besoins			sorties	Apports		capaci
Surface	en%	E mens	E mens		Volume	en%	volume	volume	total	A	Volume	capaci	
du plan	de E An,	E mens	3*5			des		régularisé	(6+8+11)			de la	
d'eau						B.an						retenu	
m <sup>2</sup>	%	m	m <sup>3</sup>	%	m <sup>3</sup>	%	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	%	m <sup>3</sup>	(2+14	
3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
15													
15200	10,88	0,160	2432	0,5	175,67	15,30	13005,00	8552,00	11159,67	4,00	11160	3513	
15200	6,59	0,097	1474,4	0,5	175,67	5,00	4250,00	4250,00	5900,07	7,00	19530	4876	
19700	4,69	0,069	1359,3	0,5	243,82	1,60	1360,00	1360,00	2963,12	5,00	13950	5975	
21050	3,4	0,050	1052,5	0,5	298,75	0,00	0,00	0,00	1351,25	9,00	25110	8351	
25600	2,79	0,041	1049,6	0,5	417,55	0,00	0,00	0,00	1467,15	12,00	33480	11552	
29900	2,52	0,037	1106,3	0,5	577,61	0,00	0,00	0,00	1683,91	14,00	39060	15289	
33800	4,89	0,072	2433,6	0,5	764,49	1,00	850,00	850,00	4048,09	16,00	44640	19349	
41600	6,25	0,092	3827,2	0,5	967,45	6,50	5525,00	5525,00	10319,65	12,00	33480	<b>21665</b>	
42219	9,99	0,147	6206,193	0,5	999,84	10,90	9265,00	9265,00	16471,03	9,00	25110	20860	
42219	13,39	0,197	8317,143	0,5	999,84	16,70	14195,00	14195,00	23511,98	5,00	13950	19040	
40900	17,61	0,259	10593,1	0,5	952,03	22,00	18700,00	18700,00	30245,13	4,00	11160	17132	
34000	17	0,150	5100	0,5	856,60	21,00	17850,00	17850,00	23806,60	3,00	8370	15588	

## ANNEXE 6 : Besoin annuel : 100000.00 m<sup>3</sup>

t de mois	Evaporation			Infiltration		Besoins			sorties	Apports		En capacité de la retenue (2+14- 12) m <sup>3</sup>
	Surface du plan d'eau  m <sup>2</sup>	en% de E An,  %	E mens  E mens  m	E mens  3*5  m <sup>3</sup>		Volume  m <sup>3</sup>	en% des B.an  %	volum e  m <sup>3</sup>	volum e régularisé  m <sup>3</sup>	total  (6+8+11)  m <sup>3</sup>	A  %	
15200	10,88	0,160	2432	0,5	175,67	15,30	15300,00	8552,00	11159,67	4,00	11160	35134
15200	6,59	0,097	1474,4	0,5	175,67	5,00	5000,00	5000,00	6650,07	7,00	19530	48014
19700	4,69	0,069	1359,3	0,5	240,07	1,60	1600,00	1600,00	3199,37	5,00	13950	58765
20900	3,4	0,050	1045	0,5	293,82	0,00	0,00	0,00	1338,82	9,00	25110	82536
25100	2,79	0,041	1029,1	0,5	412,68	0,00	0,00	0,00	1441,78	12,00	33480	114574
29600	2,52	0,037	1095,2	0,5	572,87	0,00	0,00	0,00	1668,07	14,00	39060	151966
33100	4,89	0,072	2383,2	0,5	759,83	1,00	1000,00	1000,00	4143,03	16,00	44640	192463
41000	6,25	0,092	3772	0,5	962,31	6,50	6500,00	6500,00	11234,31	12,00	33480	<b>214709</b>
42219	9,99	0,147	6206,193	0,5	999,84	10,90	10900,00	10900,00	18106,03	9,00	25110	206971
42219	13,39	0,197	8317,143	0,5	999,84	16,70	16700,00	16700,00	26016,98	5,00	13950	187900
40900	17,61	0,259	10593,1	0,5	939,50	22,00	22000,00	22000,00	33532,60	4,00	11160	165527
34000	17	0,150	5100	0,5	827,64	21,00	21000,00	21000,00	26927,64	3,00	8370	146970

## ANNEXE 7 : Besoin annuel : 180000.00 m<sup>3</sup>

Mois	Evaporation			Infiltration		Besoins			sorties	Apports		En
Surface du plan d'eau m <sup>2</sup>	en% de E An, %	E mens m	E mens 3*5 m <sup>3</sup>	%	Volume m <sup>3</sup>	en% des B.an %	volume m <sup>3</sup>	volume régularisé m <sup>3</sup>	total (6+8+11) m <sup>3</sup>	A %	Volume m <sup>3</sup>	capacité de la retenue (2+14-12) m <sup>3</sup>
3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
15200	10,88	0,160	2432	0,5	175,67	15,30	27540,00	8552,00	11159,67	4,00	11160	35134
15200	6,59	0,097	1474,4	0,5	175,67	5,00	9000,00	9000,00	10650,07	7,00	19530	44014
18700	4,69	0,069	1290,3	0,5	220,07	1,60	2880,00	2880,00	4390,37	5,00	13950	53574
20900	3,4	0,050	1045	0,5	267,87	0,00	0,00	0,00	1312,87	9,00	25110	77371
25100	2,79	0,041	1029,1	0,5	386,85	0,00	0,00	0,00	1415,95	12,00	33480	109435
29600	2,52	0,037	1095,2	0,5	547,17	0,00	0,00	0,00	1642,37	14,00	39060	146852
33100	4,89	0,072	2383,2	0,5	734,26	1,00	1800,00	1800,00	4917,46	16,00	44640	186575
41000	6,25	0,092	3772	0,5	932,87	6,50	11700,00	11700,00	16404,87	12,00	33480	<b>203650</b>
42219	9,99	0,147	6206,193	0,5	999,84	10,90	19620,00	19620,00	26826,03	9,00	25110	198251
42200	13,39	0,197	8313,4	0,5	991,25	16,70	30060,00	30060,00	39364,65	5,00	13950	172836
40900	17,61	0,259	10593,1	0,5	864,18	22,00	39600,00	39600,00	51057,28	4,00	11160	132939
34000	17	0,150	5100	0,5	664,70	21,00	37800,00	37800,00	43564,70	3,00	8370	97744

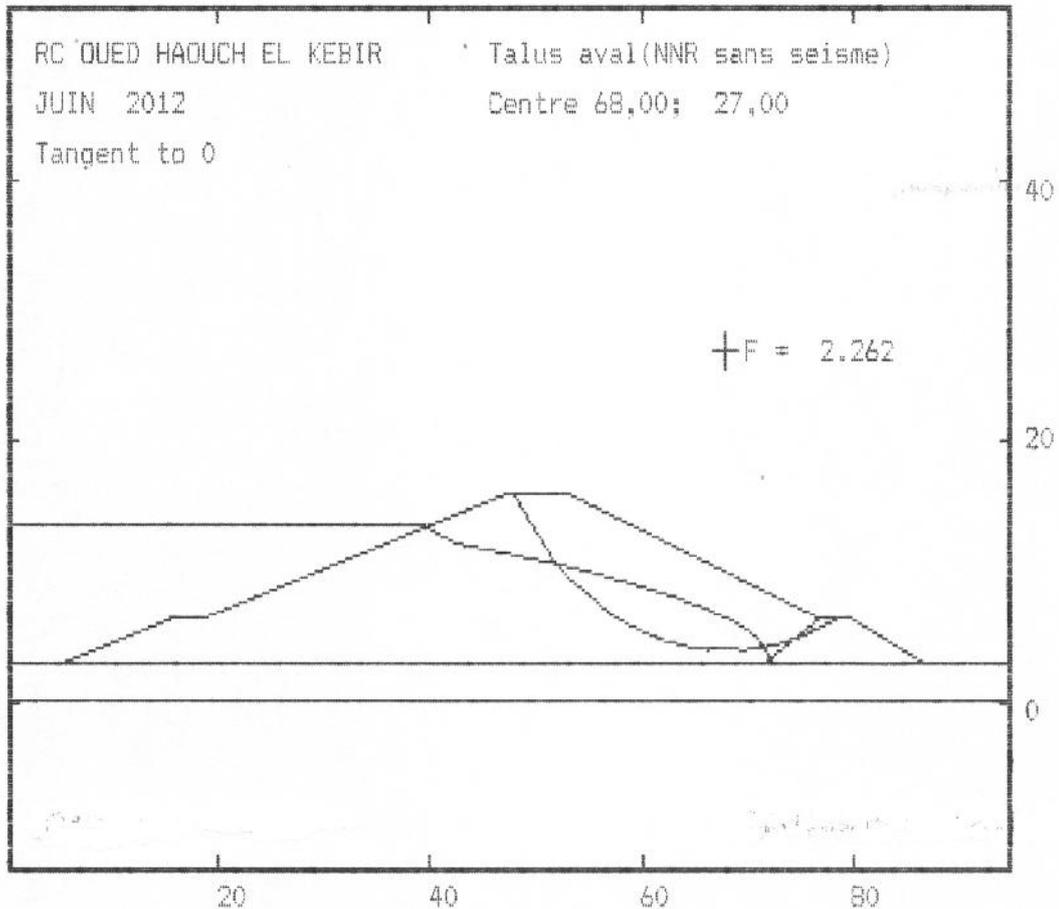
## ANNEXE 8 : Besoin annuel : 290000 m<sup>3</sup>

Mois	Evaporation			Infiltration		Besoins			sorties	Apports		En capacité de la retenue (2+14- 12) m <sup>3</sup>
	Surface du plan d'eau  m <sup>2</sup>	en% de E An,  %	E mens  E mens  m	E mens  3*5  m <sup>3</sup>	%	Volume  m <sup>3</sup>	en% des B.an  %	volume  m <sup>3</sup>	volume régularisé  m <sup>3</sup>	total  (6+8+11)  m <sup>3</sup>	A  %	
3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
15200	10,88	0,160	2432	0,5	175,67	15,30	44370,00	8552,00	11159,67	4,00	11160	35134
15200	6,59	0,097	1474,4	0,5	175,67	5,00	14500,00	14500,00	16150,07	7,00	19530	38514
18900	4,69	0,069	1304,1	0,5	192,57	1,60	4640,00	4640,00	6136,67	5,00	13950	46327
20900	3,4	0,050	1045	0,5	231,64	0,00	0,00	0,00	1276,64	9,00	25110	70161
24900	2,79	0,041	1020,9	0,5	350,80	0,00	0,00	0,00	1371,70	12,00	33480	102269
29400	2,52	0,037	1087,8	0,5	511,34	0,00	0,00	0,00	1599,14	14,00	39060	139730
33500	4,89	0,072	2412	0,5	698,65	1,00	2900,00	2900,00	6010,65	16,00	44640	178359
38000	6,25	0,092	3496	0,5	891,80	6,50	18850,00	18850,00	23237,80	12,00	33480	<b>188601</b>
41900	9,99	0,147	6159,3	0,5	943,01	10,90	31610,00	31610,00	38712,31	9,00	25110	174999
38000	13,39	0,197	7486	0,5	875,00	16,70	48430,00	48430,00	56791,00	5,00	13950	132158
33800	17,61	0,259	8754,2	0,5	660,79	22,00	63800,00	63800,00	73214,99	4,00	11160	70103
25000	17	0,150	3750	0,5	350,52	21,00	60900,00	39239,00	43339,52	3,00	8370	35134

## ANNEXE 9 : talus aval sans seisme

Material	Unit Wt	Cohesion	Friction Angle	Piezo Surface	Ru Value
# 1 -Niveau d'eau	10	0	0	0	0
# 2 -Remblai humide	17.3	26	22	0	0
# 3 -Remblai saturé	18.1	26	22	1	0
# 4 -Drain	18	0	42	0	0
# 5 -Fondation	20	0	30	0	0
# 6 -Substratum	-1	0	0	0	0

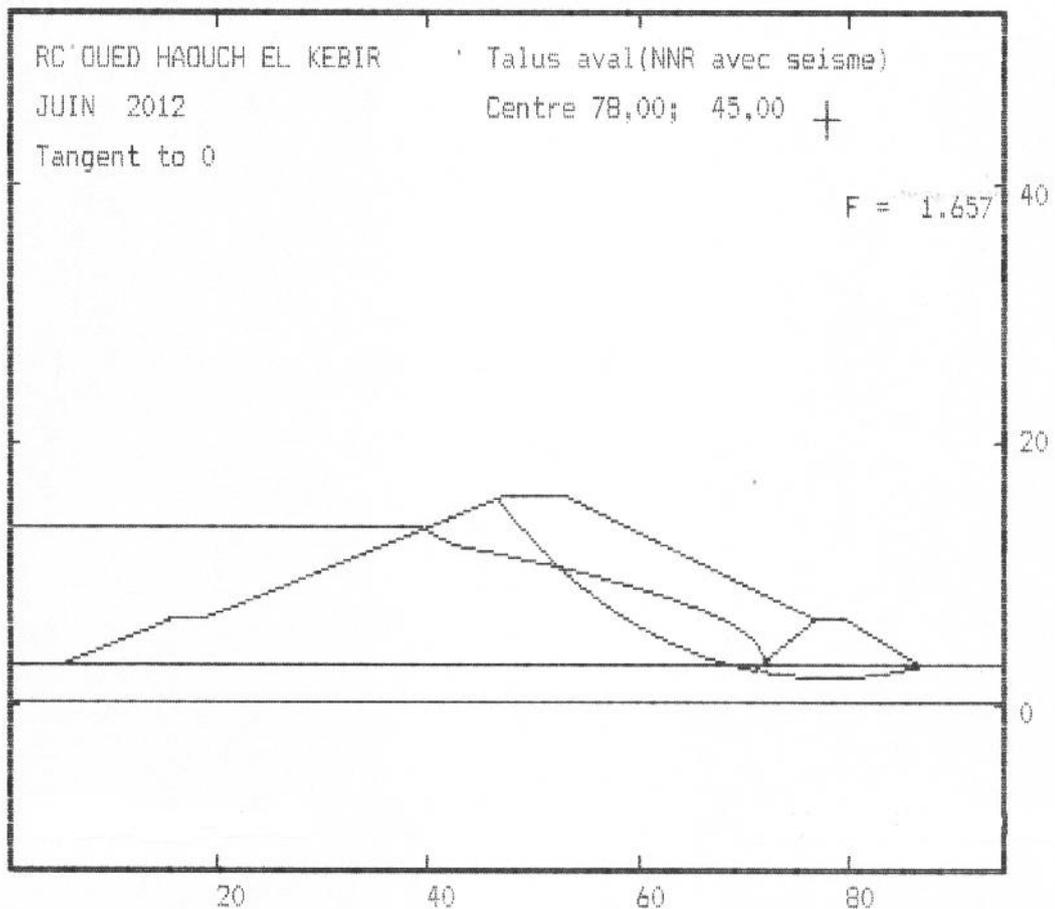
X-centre	Y-centre	Radius	Factor of Safety	Iterations	Slices	M Alpha Warnings
68.00	27.00	23.00	2.2622	4	21	0



## ANNEXE 10 : talus aval avec séisme

Material	Unit Wt	Cohesion	Friction Angle	Piezo Surface	Ru Value
# 1 -Niveau d'eau	10	0	0	0	0
# 2 -Remblai humide	17.3	26	22	0	0
# 3 -Remblai saturé	18.1	26	22	1	0
# 4 -Drain	18	0	42	0	0
# 5 -Fondation	20	0	30	0	0
# 6 -Substratum	-1	0	0	0	0

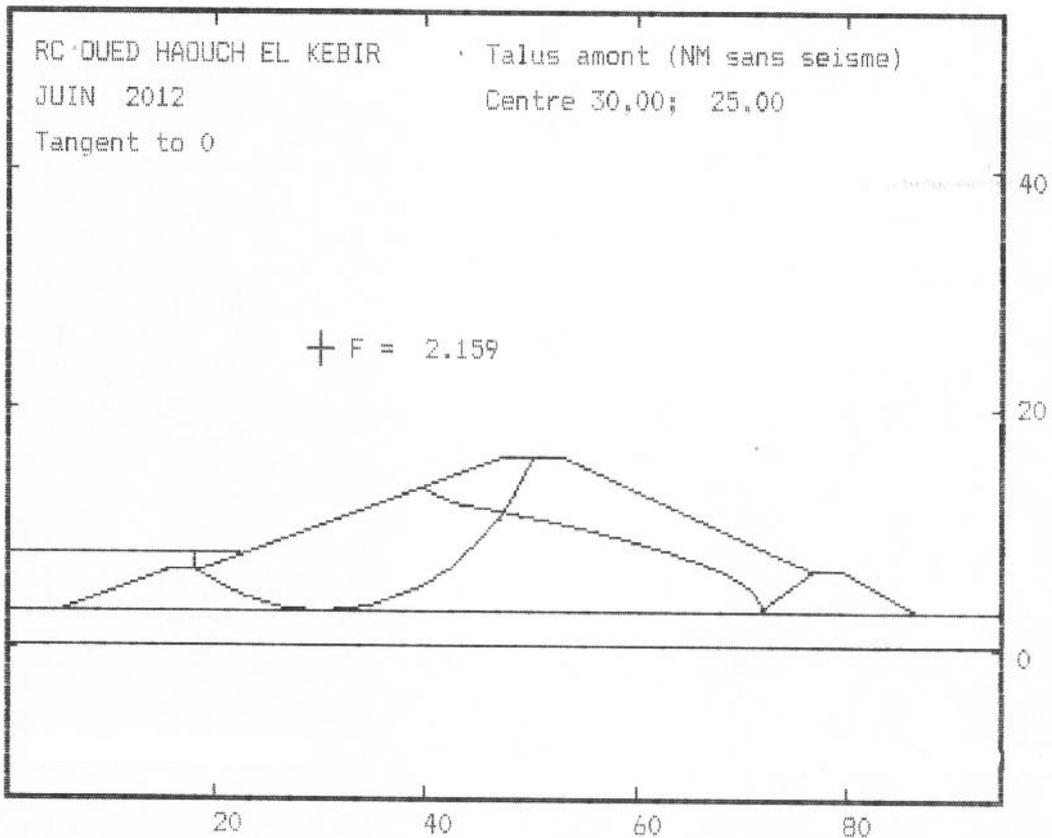
X-centre	Y-centre	Radius	Factor of Safety	Iterations	Slices	M Alpha Warnings
78.00	45.00	43.00	1.6567	4	25	0



## ANNEXE 11 : talus amont sans séisme

Material	Unit Wt	Cohesion	Friction Angle	Piezo Surface	Ru Value
# 1 -Niveau d'eau	10	0	0	0	0
# 2 -Remblai humide	17.3	26	22	0	0
# 3 -Remblai saturé	18.1	26	22	1	0
# 4 -Drain	18	0	42	0	0
# 5 -Fondation	20	0	30	0	0
# 6 -Substratum	-1	0	0	0	0

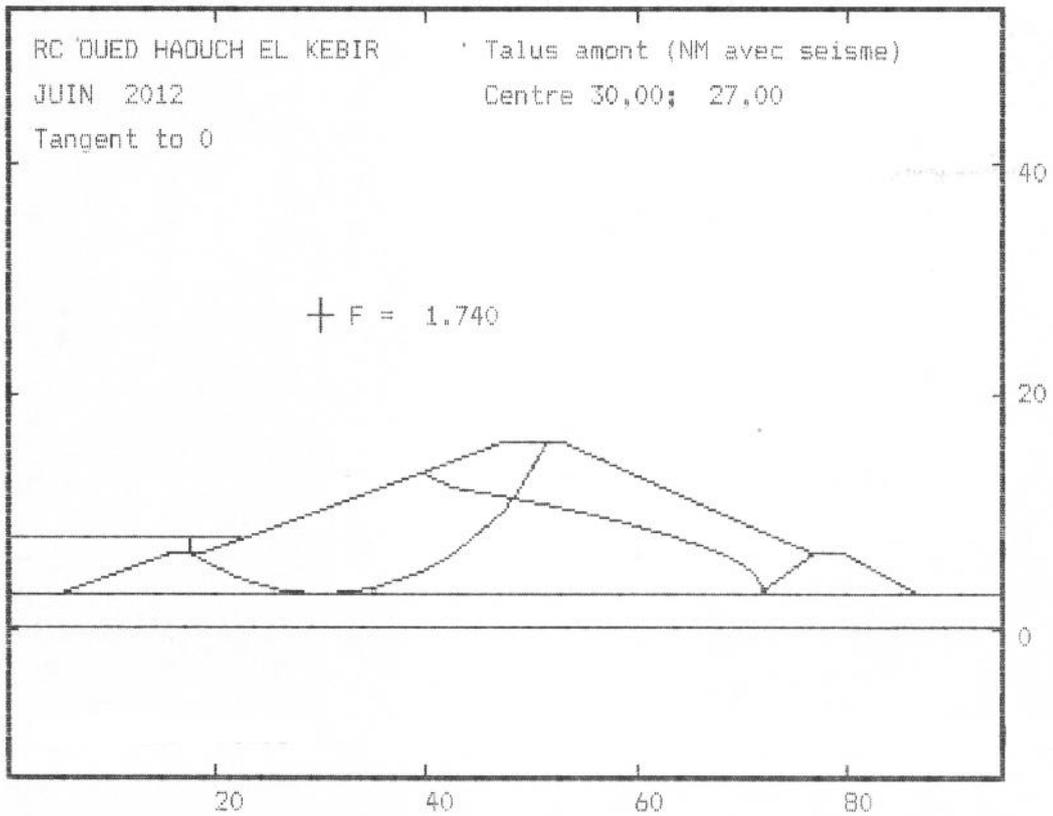
X-centre	Y-centre	Radius	Factor of Safety	Iterations	Slices	M Alpha Warnings
30.00	25.00	22.00	2.1592	4	13	0



## ANNEXE 12 : talus amont avec séisme

Material	Unit Wt	Cohesion	Friction Angle	Piezo Surface	Ru Value
# 1 -Niveau d'eau	10	0	0	0	0
# 2 -Remblai humide	17.3	26	22	0	0
# 3 -Remblai saturé	18.1	26	22	1	0
# 4 -Drain	18	0	42	0	0
# 5 -Fondation	20	0	30	0	0
# 6 -Substratum	-1	0	0	0	0

X-centre	Y-centre	Radius	Factor of Safety	Iterations	Slices	M Alpha Warnings
30.00	27.00	24.00	1.7399	4	13	0





## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES:

- [1] **TOUAIBIA, B.** (2004) Manuel pratique de l'hydrologie, Blida, 25 pages.
- [2] **SARI, A.** L'hydrologie de surface. 6 pages
- [3] **JOSE, L.** Hydrologie générale. 3 pages
- [4] **R, ROLLEY.** (1974) Techniques des barrages en aménagement rurales, Edition Eyrolles , 40 pages.
- [5] **DURAND, ROYET et MERIAUX.** (1999) Technique des petits barrages en Afrique saharienne et équatoriale, Cemagref Editions, 50 pages.
- [6] **HASSANE, M.** (2010) Etude technico-économique de la galerie de dérivation, 3 pages.
- [7] **MIHOUBI. K .** (2012) Polycopie d'ouvrage hydrotechnique 4<sup>ème</sup> année, 4 pages
- [8] **Rémi POCHAT.** (1980) Evacuateurs de crues, 15 pages
- [10] **MICHEL, A.C .** (1992), Choix de la crue de projet, 3 pages
- [11] **TOUAIBIA, B.** (1995), Polycopie de cours : Régularisation des débits, ENSH Blida, 50 pages
- [12] **HASSANE, M.** (2006), Les ouvrages annexes, ENSH Blida, 3 pages
- [13] **LES BARRAGE.** (2010) L étude des variante, 20 pages

## REFERENCES SITO GRAPHIQUES :

- [www.wikipedia.com](http://www.wikipedia.com) consulté le : 25/03/2013
- [www.googleearth.com](http://www.googleearth.com) consulté le : 20/03/2013
- [www.civilmania.com](http://www.civilmania.com) consulté le : 20/06/2013