

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE**

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Ecole Nationale Polytechnique

Département d'Hydraulique

PROJET DE FIN D'ETUDES

**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE**

Thème :

***Etude de faisabilité d'un barrage sur
l'Oued de CHARCHAR***

Réalisé par :

M^r KHEDIMALLAH.Seyf el islam

Dirigé par :

M^r MOULOUDI . Yahia

M^r NEHITI Hamid (ANBT)

Promotion 2015

ملخص :

قمنا من خلال هذا العمل المتواضع بدراسة شاملة على مستوى واد شرشار (ولاية سكيكدة) من أجل إنشاء

السد, الذي يعمل على توفير المياه من أجل سقي حوالي 500 هكتار من الأراضي الفلاحية للمنطقة

المجاورة له.

بعد دراسة معمقة و شاملة لمختلف الجوانب الجيولوجية, الهيدرولوجية, الطبوغرافية قمنا باختيار

الاقتراح المناسب حيث صممنا السد و تحققنا من ثباته, أما فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح

عميق و دقيق يضم مختلف أطوار الإنجاز.

الكلمات المفتاحية : سد, فيضان, جيولوجيا, الاستواء, الصخرة الحاملة

Résume :

Dans ce modeste travail, nous avons fait une étude complète sur Oued CHARCHAR (Wilaya de SKIKDA) pour réaliser un barrage, qui doit faire la possibilité d'irriguer 500 ha des terres agricoles avoisinantes.

Après une étude précise et complète des différentes étapes « géologique, hydrologique, topographique), nous avons choisi la variante adoptée, puis on a implanté la digue et on a vérifié sa stabilité. Pour la réalisation nous avons donné une explication complète contenant les différentes étapes de calcul.

Mots clés : digue , crue, fondation , stabilité, géologie

.

Abstract :

In this modest work, we made a complete study on Oued CHARCHAR (Wilaya of SKIKDA) to carry out a small dam, which must make the possibility of irrigating 500 ha of the neighbouring arable lands.

After a precise and complete study of the various stages "geological, hydrological, topographic), we chose the adopted alternative, then one established the dam and one checked his stability. For the realization we gave an explanation supplements containing the various stages of calculation.

Key words: dam, flood, foundation, stability, geology

Remerciements

Je tiens à exprimer toute ma gratitude envers mon promoteur Mr. MOULOUDI.Y et Mr NEHITI.H pour le soutien, l'aide et les conseils qu'ils m'ont dispensé pour l'élaboration du présent mémoire de fin d'étude.

*Je remercie le président et les membres du jury qui me feront
L'honneur de juger mon travail.*

*Je voudrais aussi remercier l'ensemble des professeurs de l'école pour avoir veillé à notre
formation.*

*Un grand merci tout spécial à ma famille, à mes parents qui m'ont permis de poursuivre mes
études, à mon frère et sœur et à tous mes amis qui n'ont cessé de me soutenir et de
m'encourager tout au long de mes années d'études.*

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance :

A mes très chers parents pour tous leurs sacrifices consentis à mon égard pour que je réussisse.

A mon frère Yasser et ma sœur Lyna, , en leur souhaitant tout le bonheur du monde.

A toute la famille KHEDIMALLAH à travers le monde entier.

*A tous mes amis, mes camarades, mes collègues et à tout l'ensemble des étudiants de l'Ecole
Nationale Polytechnique.*

Et en fin à tous qui m'ont aider et œuvrer de près ou de loin pour l'élaboration de ce travail.

Toute ma gratitude pour ceux que je n'ai pu porter leurs noms.

Introduction générale 1

Présentation de la zone d'étude.....3

Chapitre I : Etude hydrologique

Partie I : Etude du bassin versant

1 Introduction : 6

2 Définition d'un bassin versant : 6

2.1 Présentation du bassin versant de Charchar : 7

2.2 Caractéristiques morpho- métriques du bassin : 8

2.2.1 Superficie : 8

2.2.2 Périmètre : 8

2.2.3 Longueur du thalweg principal : 8

2.2.4 Indice de compacité : 8

2.2.5 Rectangle équivalent : 9

3 Caractéristiques hydrographiques : 10

3.1 Relief : 10

3.2 La courbe hypsométrique : 10

3.3 Indice de pente global : 12

3.4 Indice de pente moyenne : 12

3.5 Profil en long du cours d'eau : 13

3.6 Temps de concentration : 14

3.7 Vitesse de ruissellement : 14

3.8 Densité de drainage : 14

4 Le climat : 16

Partie II : Etude des précipitations

1 Introduction : 17

2 Présentation et critique des données : 17

3 Extension des séries : 19

3.1 Comblement des lacunes : 19

3.2 Estimation de la pluie moyenne annuelle : 21

3.2.1 Méthode arithmétique : 21

3.2.2 Méthode de Thiessen : 21

Table de matières

3.3	Choix de la station pluviométrique représentative :	23
3.3.1	Pluies moyennes annuelles :	23
3.3.2	Moyennes des pluies mensuelles :	24
4	Pluies journalières maximales :	24
4.1	Test d'homogénéité sur la série des pluies maximales journalières :	26
4.2	Ajustement à la loi de Gumbel :	30
4.3	Ajustement à la loi de Galton :	33
5	Pluies de courtes durées :	35
Partie III : Etude des apports liquides		
1	Apport moyen annuel :	36
2	Caractéristiques de l'écoulement :	36
2.1	Coefficient d'écoulement :	36
2.2	Module de l'écoulement :	37
2.3	Module de l'écoulement relatif :	37
2.4	Coefficient de variation Cv :	37
2.4.1	Formule de Sokolovski :	37
2.4.2	Formule d'Antonov :	37
2.4.3	Formule d'Ourkguiprovodkhoz:	37
3	Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel :	38
Partie IV : Etude du transport solide		
1	I. Introduction :	39
2	Calcul du transport solide :	39
2.1	Formule de Tixeront :	39
2.2	Formule de Fournier :	39
2.3	Formule de Gravillovic :	40
Partie V : Etude des crues		
1	Introduction	42
2	Evaluation des débits de crue :	42
2.1	Formule de Turraza :	42
2.2	Formule de Samie :	43
2.3	Formule de SOKOLOVSKY :	44
2.4	Formule de Mallet-Gautier :	45
3	Hydrogramme de crue :	47
4	Estimation de la crue de projet :	50
5	Régularisation des débits :	51

6 Laminage des crues : 54

Chapitre II: Etude géologique et géotechnique
Etude géologique

1 Introduction : 57

2 Description stratigraphique et tectonique de la fondation : 57

2.1 Les formations cristallines : 57

2.1.1 Les micaschistes : 57

2.1.2 Les schistes satinés : 57

2.2 Les formations sédimentaires : 58

2.2.1 Les grès ou poudingues de base : 58

2.2.2 Les marnes : 58

2.2.3 Les marnes calcaires et les calcaires marneux : 58

2.2.4 Les grès supérieurs : 58

3 Description des matériaux disponibles : 59

4 Propriétés mécaniques des matériaux : 60

5 Affleurement et âge des formations : 60

6 Tectogénèse : 60

7 La géologie du site du barrage : 61

7.1 Tectonique : 61

7.2 HYDROGEOLOGIE : 62

7.2.1 Etude des eaux souterraine : 62

7.2.2 La nappe phréatique : 62

7.3 Sismicité : 62

Etude topographique

1 Introduction : 64

2 Critères pour le choix du site du barrage : 64

Etude géotechnique

1 Introduction : 67

2 Puits de reconnaissance et échantillonnage 67

3 Programme d'essais réalisés au laboratoire : 67

3.1 Essais en Laboratoire 67

3.1.1 L'analyse granulométrique : 68

Table de matières

3.1.2	Essai Limites d'Atterberg :	69
3.1.3	Essai Proctor normal :	70
3.1.4	Essai de perméabilité :	71
3.1.5	Résistance au cisaillement de la Roche :	71
3.1.6	Analyse des eaux :	71
4	Conclusion :	71

Chapitre III: Etude des variantes

1	Introduction :	72
2	Le choix du site du barrage :	72
3	Le choix du type de barrage :	73
3.1	Matériaux disponibles:	73
3.2	Caractéristiques de la fondation:	73
3.3	La morphologie de la vallée :	73
3.4	Délai de réalisation:	74
3.5	La topographie du site:	74
3.6	Climat :	74
3.7	Sismicité :	74
4	Les variantes à choisir et fixation du choix du barrage:	75
	Barrage en enrochement à masque en béton	75
	Barrage en enrochement à masque en béton	75
4.1	Le barrage en terre homogène :	76
4.2	Barrage zoné :	76
4.3	Barrage en terre à masque en béton :	76

Chapitre IV: Conception de la digue

1	Les différents niveaux d'eau :	78
1.1	niveau mort de la retenue (NMR) :	78
1.2	Niveau normale de la retenue (NNR) :	78
1.3	Niveau des plus hautes eaux (N.P.H.E) :	78

Table de matières

1.4	Calcul de la revanche :	78
1.4.1	Formule de MALLET et PAQUANT :.....	78
1.4.2	Formule de STEVENSON GAILLARD :	79
1.4.3	Formule Simplifiée :.....	79
1.5	La hauteur du barrage H_b :.....	80
2	La crête :.....	80
2.1	Largeur de La crête :.....	80
2.2	Protection de la crête :.....	81
3	pentés des talus :.....	81
3.1	Choix des pentés :.....	81
3.2	Protection des talus de la digue :	82
3.2.1	Protection du talus en amont :	82
3.2.2	Protection du talus en aval :.....	83
4	Parafouille :	83
5	Les recharges :.....	83
6	Cheminée et tapis drainant :	83
7	Pied en enrochement :	84
8	Critère du filtre :.....	84
9	Voile d'injection :.....	84
10	Calcul de stabilité :.....	85
10.1	Conséquences de l'instabilité des talus :	86
	Les conséquences peuvent être résumées comme suit :	86
10.2	Méthodologie du choix des pentés d'une digue de retenue :.....	86
10.3	Présentation du calcul de stabilité répondant au cercle critique :.....	88
10.4	Observation :	88
11	Conclusion :.....	89

Ouvrages annexes:

1	Vidange de fond :	90
2	Prise d'eau :.....	90
3	Dérivation provisoire et batardeau	91
3.1	Conduite de dérivation provisoire :	91
3.2	Batardeaux :.....	91
4	Évacuateur de crue :	91

Conclusion générale :.....93

Références bibliothèques

Plans

Annexes

Liste des photos

Liste des photos

Photo II-1 : Affleurement de grès sur la rive droite de l'oued de Charchar.....63

Photo II-2 : Mica schistes faillés – dans la région de la digue principale.....63

Photo II-3 : Axe de la digue principale (flanc gauche).....66

Photo II-4 : Axe de la digue principale (flanc droit).....66

Liste des figures

Liste des Figures

<u>Figure 1</u> .localisation de la commune de Bouchtata dans la wilaya de Skikda.....	03
<u>Figure 2</u> .l'emplacement du site du barrage de Charchar.....	04
<u>Figure I-1</u> . Bassin versant de Charchar.....	07
<u>Figure I-2</u> :stations pluviométriques au niveau du bassin versant de Charchar.....	18
<u>Figure II-1</u> : Appareil granulométrique.....	68
<u>Figure II-2</u> : Appareil de Casagrande.....	69
<u>Figure II-3</u> : Moule et appareillage Proctor.....	70

Liste des graphes

Liste des graphes

<u>Graphe I-1</u> : courbe hypsométrique.....	11
<u>Graphe I-2</u> : profil en long du cours d'eau.....	13
<u>Graphe I-3</u> : La répartition des pluies annuelles de 1967-2010.....	23
<u>Graphe I-4</u> : La répartition de la moyenne des pluies mensuelles.....	24
<u>Graphe I-5</u> : pluies journalières maximales en fonction des années.....	27
<u>Graphe I-6</u> : Ajustement à la loi de Gumbel.....	32
<u>Graphe I-7</u> : Ajustement à la loi de Galton.....	34
<u>Graphe I-8</u> : L'hydrogramme de crue.....	49
<u>Graphe I-9</u> : calcul de la régularisation.....	52
<u>Graphe I-10</u> : courbe hauteur-capacité-surface.....	53
<u>Graphe I-11</u> : Hydrogramme de crue laminée.....	56

Liste des tableaux

Listes des tableaux

<u>Tableau I-1</u> : répartition des surfaces en fonction des côtes	10
<u>Tableau I-2</u> : Classes de relief avec leur description.....	12
<u>Tableau I-3</u> : Résumé des données climatiques moyennes mensuelles..... mesurées à la station climatique de Skikda.	16
<u>Tableau I-4</u> : localisation des stations pluviométriques de Charchar.....	18
<u>Tableau I-5</u> : coefficients de corrélation entre les stations pluviométriques.....	20
<u>Tableau I-6</u> : précipitations moyennes annuelles des stations pluviométriques.....	20
<u>Tableau I-7</u> : résultats de la méthode de Thiessan.....	21
<u>Tableau I-8</u> : Pluies journalières maximales (1967-2010).	25
<u>Tableau I-9</u> : Série X de la série des pluies journalières maximales.....	27
<u>Tableau I-10</u> : Séries Y de la série des pluies journalières maximales.....	28
<u>Tableau I-11</u> : résultats du calcul de la loi de Gumbel.	31
<u>Tableau I-12</u> : les pluies maximales journalières fréquentielles de Gumbel.....	32
<u>Tableau I-13</u> : Résultats de la loi de Galton.	33
<u>Tableau I-14</u> : les pluies maximales journalières fréquentielles de Galton.....	34
<u>Tableau I-15</u> : Pluies de courtes durées pour différentes périodes de retour	35.
<u>Tableau I-16</u> : Répartition mensuelle de la précipitation et de l'apport solide.....	38.
<u>Tableau I-17</u> : Récapitulation des résultats du transport solide.....	41
<u>Tableau I-18</u> : débits de crue par la méthode de Turazza.....	43
<u>Tableau I-19</u> : débits de crue par la méthode de Samie.....	44
<u>Tableau I-20</u> : Résultats des débits de crues par la méthode de Sokolovski.....	45
<u>Tableau I-21</u> : Résultats des débits de crues par la méthode de Mallet-Gautier.....	46
<u>Tableau I-22</u> : résumé des débits de crue par différentes méthodes.....	46
<u>Tableau I-23</u> : Caractéristiques de l'hydrogramme de crue.....	48
<u>Tableau I-24</u> : résultats du calcul de la régularisation.....	51
<u>Tableau I-25</u> : résultats du calcul du laminage.....	55

Liste des tableaux

<u>Tableau II -1:</u> coordonnées de l'axe du barrage.....	65
<u>Tableau III-1 :</u> différents types des barrages envisagés.....	74
<u>Tableau IV -1 :</u> Les fruits des talus en fonction du type du barrage.....	82
<u>Tableau IV -2 :</u> Coefficient de stabilité admissible des talus.....	87

INTRODUCTION

GENERALE

L'eau pour l'ALGERIE est une ressource substantielle dont l'importance évidente est rehaussée par sa rareté.

Il est tout à fait indéniable que les ressources en eau constituent inévitablement un atout stratégique dans le développement socio-économique du pays.

Vu cela, le secteur d'hydraulique a été doté ces derniers temps en raison de sa contribution efficace et de son incidence sur le développement et le bon fonctionnement de l'appareil socio-économique d'une attention singulière des autorités publiques.

Par voie de conséquence, la mobilisation de tous les moyens et l'utilisation de toutes les potentialités est primordiale parce que les ressources en eau sont perçues aujourd'hui comme étant un élément déterminant pour l'augmentation de la production agricole, l'alimentation en eau potable, la croissance économique du pays et l'amélioration des conditions de vie en vue de satisfaire les besoins et réaliser les attentes des citoyens en termes de bien-être et de prospérité.

De nos jours, la demande en eau ne cesse pas d'accroître, ceci revient principalement à la croissance démographique et le développement économique et social, donc la moindre ressource en eau fera l'objet d'une étude approfondie pour l'exploiter à fond. La présence des oueds traversant différentes régions sur le territoire national a poussé davantage les autorités locales à se pencher vers la construction des petits barrages.

Un barrage est un ouvrage artificiel ou naturel (résultant de l'accumulation de matériaux à la suite de mouvements de terrain), établi en travers du lit d'un cours d'eau, retenant ou pouvant retenir de l'eau.

Un barrage relève localement, de manière permanente ou temporaire, le niveau d'un cours d'eau et constitue, en association avec les rives naturelles, une réserve. C'est l'un ou l'autre de ces aspects qui prédomine, selon l'objectif recherché. Les objectifs d'un aménagement comportant un barrage sont très variés, à savoir l'irrigation (60 à 70 % de l'eau distribuée), alimentation des villes en eau potable pour les utilisations domestique et industrielles, le contrôle des crues et le maintien du niveau minimum des eaux périodes de sécheresse, l'alimentation des nappes sous

terraines, la génération de l'électricité, l'élevage de poissons, la navigation et pour des fins de loisirs.

Dans ce contexte, la wilaya de SKIKDA a bénéficié d'un projet de la construction d'un barrage sur l'oued de CHERCHAR au niveau de la commune de Bouchtata, daïra d'El-hadaik à peu près 13 km au sud-ouest de Skikda dans une région à pluviométrie d'environ 700 mm par an. L'eau provenant du barrage de CHARCHAR serait surtout utilisée pour l'irrigation dans la région en aval du barrage.

Pour mener à bien la réalisation du barrage de CHARCHAR, la démarche suivie a consisté en une étude hydrologique détaillée du bassin versant de l'oued de CHARCHAR dans le chapitre I, suivi d'une étude géologique et géotechnique dans le chapitre II pour déterminer la nature du sol et ses caractéristiques physique et mécanique, puis on entamera la conception de la digue afin de déterminer ses différentes dimensions. Pour clôturer ce travail, une conclusion générale viendra faire une synthèse des travaux effectués avec les recommandations qui s'y rapportent.

PRESENTATION DE

LA ZONE D'ETUDE

1 Présentation de la commune de Bouchtata :

Bouchtata est une ville algérienne, située dans le daïra d'El Hadaiek de la wilaya de Skikda. La ville compte 9 219 habitants depuis le dernier recensement de la population. Entourée par El Hadaiek, Ramdane Djamel et Aïn Zouit. Bouchtata est située à 9 km au sud-ouest d'El Hadaiek et est la plus grande ville aux alentours. Située à 120 mètres d'altitude, la ville de Bouchtata a pour coordonnées géographiques :

Latitude: 36° 47' 33" nord **Longitude:** 6° 47' 22"



Figure 1 : Localisation de la commune de Bouchtata dans la wilaya de Skikda.

2 Situation géographique du site du barrage :

Le site du Barrage de Charchar et son bassin versant sont situés à peu près 13 km au sud-ouest de Skikda. Le site du barrage est situé tout juste en aval du confluent des oueds Hamida et Cherrioua, le barrage est en bordure de la route nationale menant vers Collo et Jijel à proximité du village de Bouchtata.

L'accès se fait par la route nationale RN43, il se situe à l'ouest de cette route.

Les coordonnées Lambert du site du barrage sont :

X=864,861 ; Y=395,286 ; Z=80 m

Les coordonnées du site (UTM) sont : X=302 600.000 ; Y=407 422.900

La Figure 2 montre l'emplacement et la carte de la zone d'étude.



Figure 2 : L'emplacement du site du barrage de Charchar.

3 Vocation du barrage de Charchar :

Le barrage de Charchar sera destiné à l'irrigation des terres agricoles recouvrant une superficie estimée à 500Ha de la région d'EL Hadaik située en aval du barrage .Soit un volume régularisé de 03 Hm³/an.

Chapitre I

Etude hydrologique

Partie I : Etude hydrologique du bassin versant

1 Introduction :

L'hydrologie est la science qui étudie les eaux terrestres, leur origine, leur mouvement, et leur répartition sur notre planète, leurs propriétés physiques et chimiques, leurs interactions avec l'environnement physique et biologique et leur influence sur les activités humaines.

Cette définition de l'hydrologie en fait une science multidisciplinaire impliquant :

- ✪ météorologie et climatologie : étude des pluies et du retour à l'atmosphère.
- ✪ la géographie, géologie et pédologie : analyse du comportement hydrologique du bassin.
- ✪ hydraulique : mesure et étude des écoulements à surface libre.
- ✪ statistique : traitement des données, simulations, etc.
- ✪ calcul numérique : propagation des crues, modèles, etc.
- ✪ informatique : comme instrument de travail pour le calcul numérique, stockage des données, etc.
- ✪ chimie, biologie, cartographie, physique, mathématique, RO, etc.

2 Définition d'un bassin versant :

Le bassin versant d'un cours d'eau peut donc se définir comme l'ensemble des terres où ruissellent, s'infiltrent et courent toutes les eaux qui alimentent ce cours d'eau.

Il s'agit d'un domaine dans lequel tous les écoulements des eaux convergent vers un même point, exutoire de ce bassin. Ainsi toute goutte d'eau qui tombe dans ce territoire délimité par des frontières naturelles se dirige vers le cours d'eau ou ses affluents, puis vers l'aval et son exutoire.[3]

2.1 Présentation du bassin versant de Charchar :

Le bassin versant du barrage de Charchar comprend les bassins versants des oueds Hamida et Cherrioua qui apportent approximativement 66% et 34 % de l'écoulement du bassin versant du site proposé du barrage de Charchar.

Les bassins versants des oueds Hamida et Cherrioua sont entourés de montagnes, et l'élévation des bassins varie de 600 m NGA dans les montagnes à environ 80 m NGA au site du barrage.

Le bassin versant du barrage de Charchar est caractérisé par une végétation relativement dense le long des montagnes de Skikda et quelques zones d'agriculture dans les voisinages des villages autour du bassin versant. La végétation naturelle consiste d'arbres tels que le chêne liège, chêne zéen, des peupliers et de frênes. La végétation naturelle est principalement constituée de petits arbustes.

La population est regroupée en villages qui vivent de l'agriculture. Environ 23% des terres cultivables sont utilisées pour l'agriculture dont 30% sont des vergers. Le restant est des fruits saisonniers. (Grandes cultures et maraîchages). Des captages/ prélèvements que l'on ne peut mesurer, particulièrement à partir des puits creusés dans le lit de la rivière, sont effectués de temps en temps. Les informations sur l'usage de l'eau ou même les développements agricoles n'étaient pas disponibles.

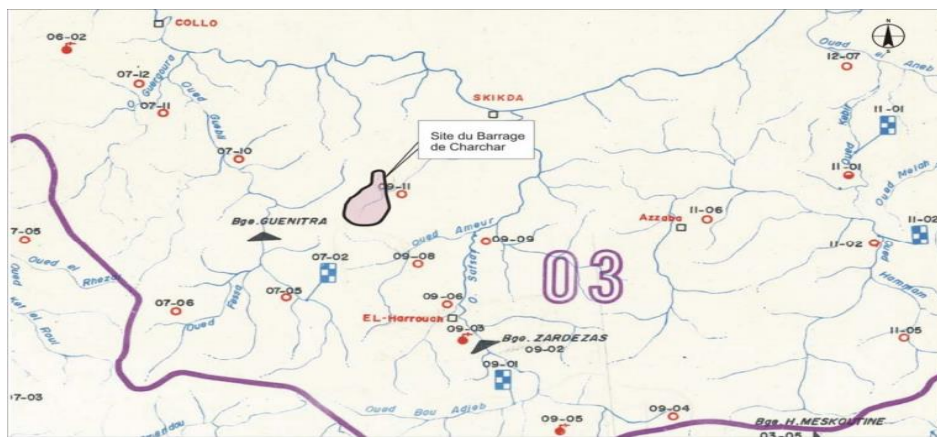


Figure I-1 : Bassin versant de Charchar.

2.2 Caractéristiques morpho- métriques du bassin :

2.2.1 Superficie :

La superficie du bassin versant a été planimétrée sur la carte topographique de la wilaya de Skikda 1/50000.

$$S_{bv} = 22.5 \text{ km}^2$$

2.2.2 Périmètre :

Le périmètre du bassin versant a été curvimétré sur la même carte.

$$P_{bv} = 24.5 \text{ km}$$

2.2.3 Longueur du thalweg principal :

Le Thalweg principal a été curvimétré sur la même carte topographique.

$$L = 9.2 \text{ km}$$

2.2.4 Indice de compacité :

Il existe un certain nombre de paramètres qui servent à décrire la forme d'un bassin de drainage, tel que l'indice de compacité de Gravelius qui se définit comme étant le rapport entre le périmètre du bassin versant et le périmètre (ou circonférence) du cercle de même surface que ce bassin. Plus ce coefficient s'approche de 1, plus la forme de bassin versant sera ramassée. Elle sera allongée dans le cas contraire.

$$K_c = K_G = \frac{P}{2\pi R} = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{A}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi \cdot A}} = \frac{1}{2\sqrt{\pi}} \frac{P}{\sqrt{A}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

K_C = Coefficient de Gravelius;

P = périmètre du bassin (km), mesuré par curvimètre;

A = superficie du bassin versant (km^2), mesurée par planimètre.

$$K_c = 1,44.$$

Conclusion : $K_c > 1,128$ donc notre bassin est alors « **allongé** »

2.2.5 Rectangle équivalent :

La notion de rectangle équivalent, 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.

Le bassin versant rectangulaire résulte d'une transformation géométrique du bassin réel dans laquelle on conserve la même superficie, le même périmètre (ou le même K_C) et donc par conséquent la même répartition hypsométrique.[3]

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

$$L = \frac{K_G \cdot \sqrt{A}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_G} \right)^2} \right] \quad K_G \geq 1.12$$

$$l = \frac{K_G \cdot \sqrt{A}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_G} \right)^2} \right] \quad K_G \geq 1.12$$

Où :

L = la longueur du rectangle équivalent (km);

l = la largeur du rectangle équivalent (km);

K_G = Indice de compacité de Gravelius ;

A = l'aire du bassin en (km²);

P = le périmètre du bassin en (km) ;

$$L = 9,92 \text{ km}; l = 2,25 \text{ km}$$

$$S_{\text{rectangle}} = 9.92 * 2.25 = 22.45 \text{ km}^2$$

$$P_{\text{rectangle}} = 2 * (9.92 + 2.25) = 24.22 \text{ km}$$

Conclusion : On voit clairement qu'en faisant cette transformation géométrique la surface et le périmètre de notre bassin versant sont relativement conservés.

3 Caractéristiques hydrographiques :

3.1 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[3] :

3.2 La courbe hypsométrique :

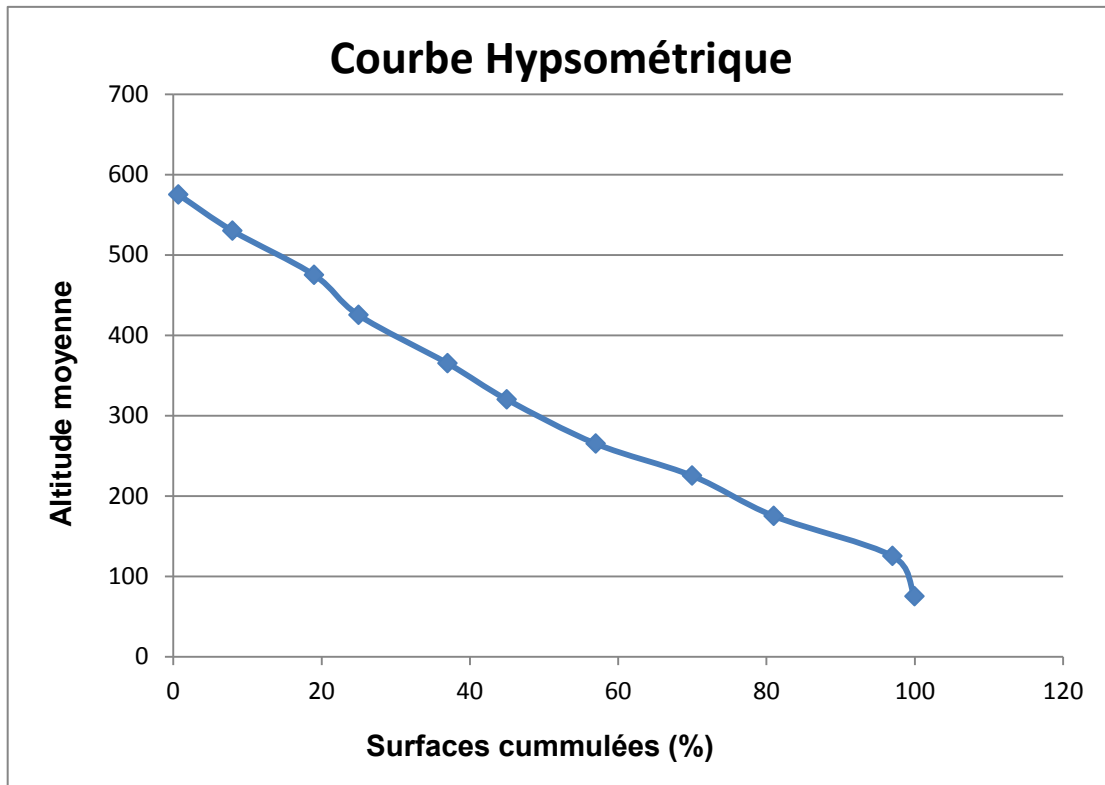
Le relief du bassin versant est souvent caractérisé par la courbe hypsométrique. Celle-ci représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude.[3]

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.

Le tableau suivant indique la répartition des surfaces en fonction des côtes.

Tableau I-1 : Répartition des surfaces en fonction des côtes.

Altitude de la courbe de niveau	Superficie cumulée [km ²]	Altitude moyenne Hi [m]	Surface en %
600-550	0,1575	575	0,7
550-500	1,8	525	8
500-450	4,275	475	19
450-400	5,625	425	25
400-350	8,325	375	37
350-300	10,125	325	45
300-250	12,825	275	57
250-200	15,75	225	70
200-150	18,225	175	81
150-100	21,825	125	97
100-50	22,5	75	100



Grphe I-1 : Courbe hypsométrique.

De la courbe hypsométrique on tire :

$H_{\max} = 600 \text{ m}$;

$H_{\min} = 75 \text{ m}$;

L'altitude $H_{5\%} = 540 \text{ m}$;

L'altitude $H_{95\%} = 140 \text{ m}$;

L'altitude médiane $H_{50\%} = 300 \text{ m}$;

L'altitude moyenne $H_{\text{moy}} = 314 \text{ m}$.

Conclusion :

De l'allure de la courbe hypsométrique on peut conclure que notre bassin versant présente une pente qui soit un peu forte pour les faibles altitudes alors que pour les grandes altitudes on constate une pente qui soit relativement faible.

3.3 Indice de pente global :

L'indice de pente globale est considéré comme étant un bon indice évaluatif du relief du bassin versant, il est déterminé comme suit :

$$I_g = D/L = 40.32 \text{ (m/km);}$$

Où :

I_g = pente globale du bassin (m/km);

D = la dénivelée $D = H_{5\%} - H_{95\%}$;

L = Longueur du rectangle équivalent (km).

Remarque : D'après le résultat obtenu et le tableau ci-dessous, on peut en conclure la caractéristique de la pente du bassin versant.

Tableau I-2 : Classes de relief avec leurs descriptions

Descriptions	Pentes en m/km
Pente faible	$2 < I_g < 5$
Pente modérée	$5 < I_g < 10$
Pente assez forte	$20 < I_g < 50$

Conclusion : Comme $I_g=40.32$ (m/km) donc notre bassin versant a une pente assez forte.

3.4 Indice de pente moyenne :

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct, donc sur le temps de concentration, et influence directement le débit de pointe lors d'une averse.[3]

La pente moyenne est alors donnée par la relation suivante :

$$I = D*L/A$$

Où : I = pente moyenne du bassin (m/km);

$\sum l$ = longueur totale des courbes de niveau (km);

D = différence d'altitude constante entre deux courbes de niveau (m);

A = l'aire totale du bassin de drainage (km²);

$$I = 24.5$$

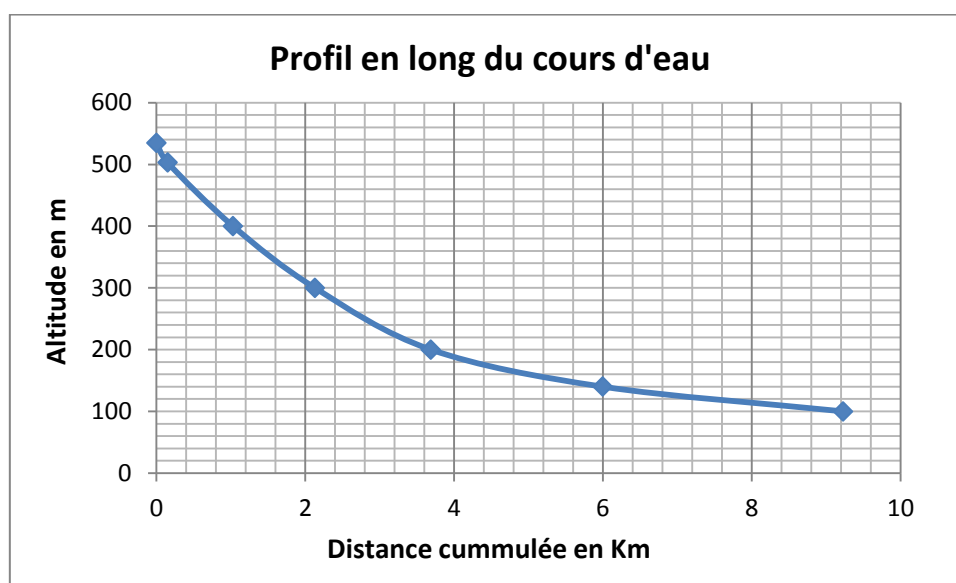
Conclusion : On voit clairement que le bassin versant de Charchar a une pente qui soit relativement forte.

3.5 Profil en long du cours d'eau :

Représente 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.

. Le profil en long d'un cours d'eau permet de définir sa pente moyenne.



Graphe I-2 : Profil en long du cours d'eau

Conclusion : On constate d'après le profil en long du cours d'eau que ce dernier présente une pente qui soit relativement forte.

3.6 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 le point le plus éloigné du bassin et l'exutoire de ce dernier.[3]

Pour le bassin de Charchar il a été évalué par la formule de Bransby-Williams tel que :

$$T_c = [(0.87 \times L^2) / (1000 \times S)]^{0.36} = 1,2$$

T_c : est le temps de concentration en heures ;

L : est la longueur du thalweg principal en km ;

S : la surface du bassin versant en Km.

Conclusion : On voit clairement que notre temps de concentration est court ce qui confirme le fait que notre bassin versant présente une pente assez forte.

3.7 Vitesse de ruissellement :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$V_r = L / T_c = 7.66 \text{ km/h}$$

Avec ;

L : est la longueur du talweg principal ; $L = 9.2 \text{ km}$;

T_c : temps de concentration de l'écoulement ; $T_c = 1.2 \text{ heures}$;

3.8 Densité de drainage :

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

$$D_d = \frac{\sum l_i}{A}$$

Où :

D_d = densité de drainage (km^{-1});

Σl = longueur totale des cours d'eau dans le bassin = 92.25 km;

A = superficie du bassin versant = 22.5 km².

$$D_d = 4.1 \text{ km}^{-1}$$

Conclusion :

On sait bien que les régions à haute densité de drainage présentent en général une roche mère imperméable et un relief montagneux. Alors que les régions à faible densité de drainage présentent un substratum très perméable, et à relief peu accentué. Pour notre cas $D_d = 4.1 \text{ km}^{-1}$ qui soit un peu grande on peut conclure qu'on est face à un relief montagneux avec une roche mère imperméable

4 Le climat :

Le bassin versant de Charchar est sujet à des précipitations d’hiver : environ 80% des PMA ont lieu entre novembre et avril. Les étés sont généralement chauds et secs, avec une évaporation généralement élevée. L’Évapotranspiration Moyenne Annuelle (EMA) est de l’ordre de 1 230 mm. Les températures mensuelles moyennes varient entre 12,1 °C en janvier et 24,7 °C en août. Le Tableau suivant résume les températures moyennes mensuelles, les heures d’ensoleillement, l’humidité, la vitesse du vent et l’évapotranspiration mesurée à la station climatique de Skikda, qui est située à environ 13 km au nord-ouest du site du barrage de Charchar et de son bassin versant. Les enregistrements à la station de Skikda s’étendent de 1975 à 1995.

Tableau I-3 : Résumé des données climatiques moyennes mensuelles mesurées à la station climatique de Skikda.

	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct.	Nov	Dec
T	12.1	12.3	13.3	15.0	18.1	21.0	24.0	24.7	23.0	19.7	16.1	17.7
HE	5.8	6.3	7.3	8.1	9.3	10.5	11.4	10.6	9.2	7.3	6.2	5.2
H	78.4	76.2	77.7	83.7	82.5	77.5	82.5	82	83.1	76.6	82.7	79.3
VV	3.0	3.1	2.9	2.7	2.5	2.5	2.5	2.4	2.5	2.5	2.8	3.2
ETP	40	52	83	111	139	159	180	167	124	85	50	37
EV	149	102	60	43	47	57	92	122	155	183	211	200

T : La température en °c.

HE : Heures d’ensoleillement en heure.

H : Humidité (%).

VV : La vitesse du vent en (m/s).

ETP : Evapotranspiration de Penman en (mm).

EV : Evaporation moyenne mensuelle en (mm).

Partie II : Etude des précipitations :

1 Introduction :

Les précipitations constituent un élément très important du cycle hydrologique. L'étude des précipitations consiste à déterminer la pluie moyenne annuelle, les pluies extrêmes et fréquentielles, et la répartition mensuelle de la pluie moyenne.

Les précipitations enregistrées provenant de quatre stations situées à proximité des bassins versants du site du barrage de Charchar ont été fournies par l'Agence Nationale des Ressources Hydriques (ANRH) et par l'Office National de Météorologie (O.N.M).

Certaines des stations situées à proximité n'ont pas été prises en compte en raison de certains des éléments suivants :

- Nombre insuffisant d'années ayant des enregistrements de précipitations mensuelles complets.
- De nombreux vides dans les enregistrements, c'est à dire lorsqu'aucune précipitation n'est enregistrée pendant plusieurs mois consécutifs.
- Les données sur les précipitations montrent des non-linéarités dues à des influences externes sur la station de précipitation.
- Les données mensuelles qui ont été enregistrées de manière erronée et sont isolées par rapport au reste des enregistrements.
- Certaines stations sont situées loin des bassins versant respectifs.

2 Présentation et critique des données :

Les stations pluviométriques que nous avons étudiées et qui sont réparties aux alentours du bassin versant de l'oued de Charchar sont représentées avec leurs caractéristiques dans le tableau suivant :

Tableau I-4 : Localisation des stations pluviométriques dans le bassin versant de Charchar.

Code de la station	Nom de la station	Altitude Z	Coordonnée X	Coordonnée Y	Période de fonctionnement
030906	El-Harrouch	137	869.7	379.7	1908-1954 1966-2010
030907	Sidi mazghich	22	809.3	223.2	1967-2009
030919	Skikda	180	675.3	274.6	1951-2010

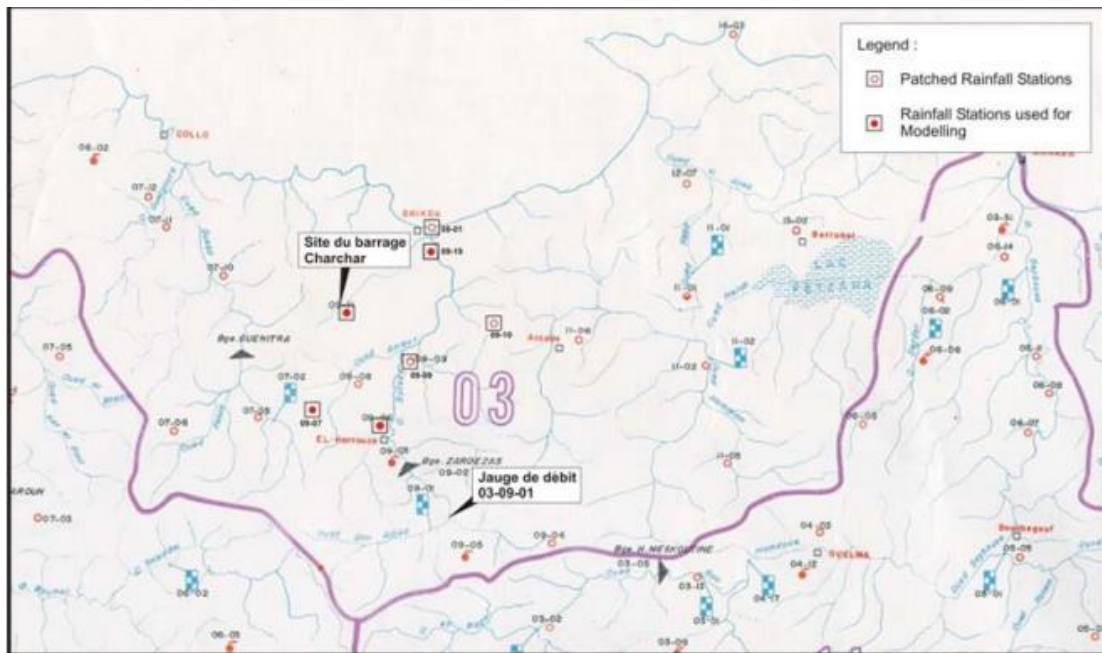


Figure I-2 : Stations pluviométriques au niveau du bassin versant de Charchar.

Nous avons constaté après un bref aperçu des séries d'observation la présence des lacunes au sein de la majorité des séries d'observation. Ces lacunes rendent les séries plus courtes, ce qui les rendent en général insuffisantes pour une bonne analyse statistique, ce qui implique par voie de conséquence un manque de précision dans les calculs hydrologiques.

3 Extension des séries :

3.1 Comblement des lacunes :

Nous avons fait une prolongation des séries d'observations pluviométriques en comblant les lacunes grâce à une corrélation linéaire faite selon les années communes. Nous avons pris deux échantillons X et Y de même nombre d'observations n de chaque deux séries d'observations. Afin de pouvoir développer une corrélation entre les différents couples d'échantillon, nous avons calculé un coefficient de corrélation de chaque couple de données $(x_i ; y_i)$ d'une année donnée.

Le coefficient de corrélation est donné par la formule :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X}) \cdot (Y_i - \bar{Y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2 \cdot \sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y})^2}}$$

Avec :

r : coefficient de corrélation entre les séries X et Y.

X_i, Y_i : données d'ordre i des deux échantillons.

\bar{X}, \bar{Y} : moyennes des valeurs des deux échantillons.

La corrélation entre X et Y est considérée comme bonne si :

$$0.75 < r < 1$$

La droite de régression linéaire entre les deux échantillons a la forme suivante :

$$Y = a.X + b$$

Tel que :

$$a = \frac{\sum X_i.Y_i - n.\bar{X}.\bar{Y}}{\sum X_i^2 - n.\bar{X}^2}$$

$$b = \bar{Y} - a.\bar{X}$$

a et b sont les paramètres statistiques de la régression.

Nous avons donc procédé au comblement des lacunes des séries pluviométriques, les coefficients de corrélation entre les stations pluviométriques sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau I-5 : Coefficients de corrélation entre les stations pluviométriques.

	030906	030907	030911
030906	1	0.84	0.76
030907		1	0.88
030919			1

Il est nettement clair que les coefficients de corrélation vérifient la condition de bonne corrélation mentionnée ci – dessus.

Ensuite Nous avons calculé la précipitation moyenne pour chaque station. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau I-6 : Précipitations moyennes annuelles des stations pluviométriques.

Code de la station	Pluie moyenne annuelle
030906	608.9
030907	574
030919	810

3.2 Estimation de la pluie moyenne annuelle :

C'est un paramètre très important qui renseigne sur la quantité d'eau transitant par le bassin versant pendant une année pour la détermination des apports de l'oued..

Pour ce faire, nous avons utilisé les méthodes les plus pratiques qui sont développées dans ce qui suit :

3.2.1 Méthode arithmétique :

La précipitation annuelle moyenne du BV est estimée à partir de la moyenne des précipitations moyennes des stations.

$$P_{\text{moy}} = \bar{P} = \frac{\sum P_i}{n}$$

$$P_{\text{moy}} = 664.3 \text{ mm}$$

3.2.2 Méthode de Thiessen :

Cette méthode consiste à diviser la surface du bassin versant en polygones et attribuer à chaque polygone une précipitation annuelle moyenne.[3]

$$\bar{P} = P = \frac{\sum P_i S_i}{\sum S_i}$$

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau ci-dessous.

Tableau I-7 : Résultats de la méthode de Thiessen.

Code de la station	P _i (mm)	S _i (km ²)
030906	608.9	7.6
030907	574	5.4
030919	810	9.5

On appliquant la formule ci-dessus on trouve : P = 685.43 mm

Conclusion :

Vu que la méthode des polygones de Thiessen est réputée d'être la plus fiable comparativement aux autres méthodes car elle prend en compte l'influence de la surface élémentaire de chaque poste pluviométrique et la fait intégrer dans le calcul de la précipitation annuelle moyenne comme étant un facteur de poids, ce qui donne ipso-facto plus de précision à notre calcul, par voie de conséquence nous avons pris son résultat.

La pluie moyenne annuelle est estimée à 685.43 mm.

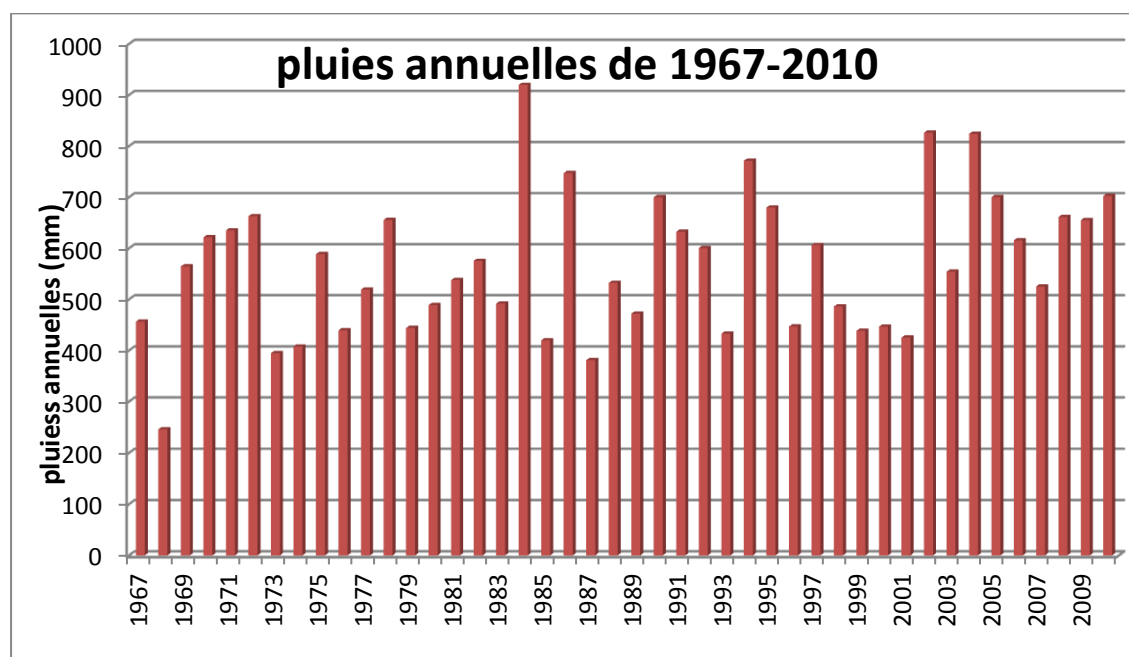
3.3 Choix de la station pluviométrique représentative :

Le choix d'une station pluviométrique représentative va nous permettre d'avoir une série de donnée pluviométrique, avec laquelle nous pourrons étudier la variabilité des précipitations dans le temps et déterminer également les pluies extrêmes.

La station représentative qui a été choisie est celle de El-Arrouch dont le code ANRH est 030906 vu qu'elle offre la série d'observation la plus au moins longue (1967-2010) et dont la précipitation moyenne annuelle est la plus proche à celle du bassin versant (700 mm). Donc toutes les estimations qui s'en suivent seront basées sur les données de cette station.

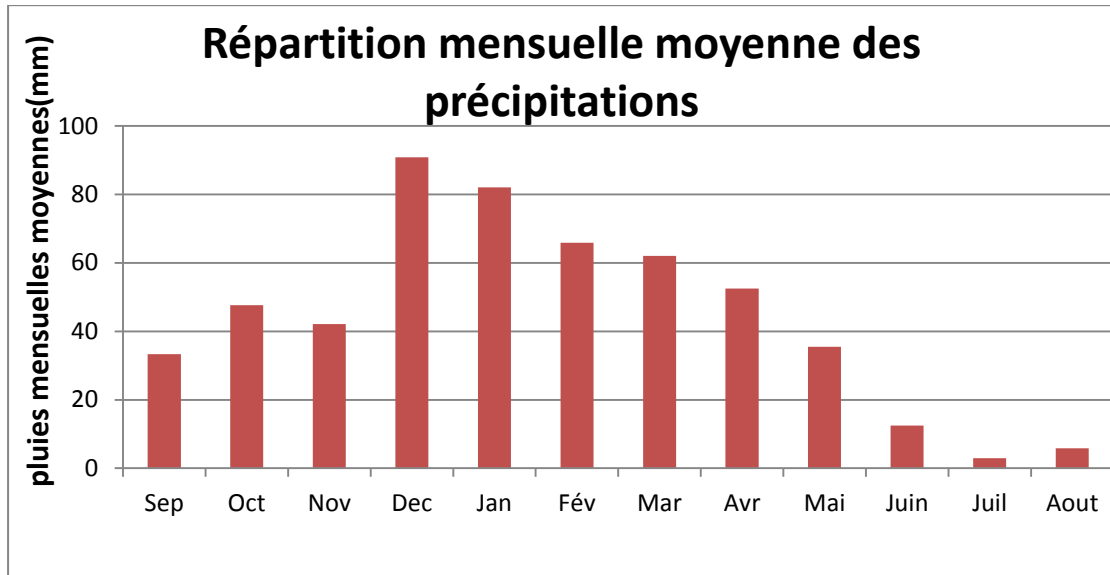
3.3.1 Pluies moyennes annuelles :

La pluie moyenne annuelle est estimée à 685.43 mm.



Graphe I-3: La répartition des pluies annuelles de 1967-2010.

3.3.2 Moyennes des pluies mensuelles :



Graph I-4: La répartition de la moyenne des pluies mensuelles de 1967-2010.

4 Pluies journalières maximales :

Afin de mieux comprendre le caractère extrême de l'écoulement, il faut descendre à une échelle temporelle plus réduite dans l'analyse des précipitations, c'est l'échelle des pluies maximales journalières. La protection contre les dégâts des eaux nécessite également de s'intéresser aux pluies journalières maximales annuelles.

Cette étude consiste à déterminer les précipitations maximales probables dans une journée pour différentes périodes de retour. Pour y parvenir Nous avons procédé d'utiliser des lois statistiques afin d'établir un ajustement de la série des précipitations étudiée.

Le tableau suivant montre les pluies maximales journalières annuelles observées au niveau de la station pluviométrique d'El-Arouch.

Tableau I-8: Pluies journalières maximales (1967-2010).

Année	P _j max	Année	P _j max
1967	52.5	1990	48.2
1968	13.8	1991	53
1969	71.3	1992	70.9
1970	39.1	1993	50
1971	25.2	1994	95.9
1972	55.6	1995	39
1973	26.2	1996	38.4
1974	30.2	1997	36.2
1975	33.4	1998	43
1976	28	1999	78.3
1977	29.1	2000	36.1
1978	50.3	2001	25.3
1979	27.4	2002	42.5
1980	41.9	2003	36.3
1981	29.5	2004	114.1
1982	142	2005	66
1983	53	2006	46.6
1984	97.6	2007	70.7
1985	60	2008	50.5
1986	52.3	2009	53.4
1987	21	2010	44
1988	72.6		
1989	63		

N : Taille de la série = 44 ;

X_{moy} : la moyenne de la série = 59.69 ;

σ : Écart type = 33.43 ;

4.1 Test d'homogénéité sur la série des pluies maximales journalières :

Les échantillons sont dits homogènes, s'ils sont caractérisés par une même loi de probabilité et par les mêmes paramètres, les données recueillies sont alors considérées comme extraites d'une même population.

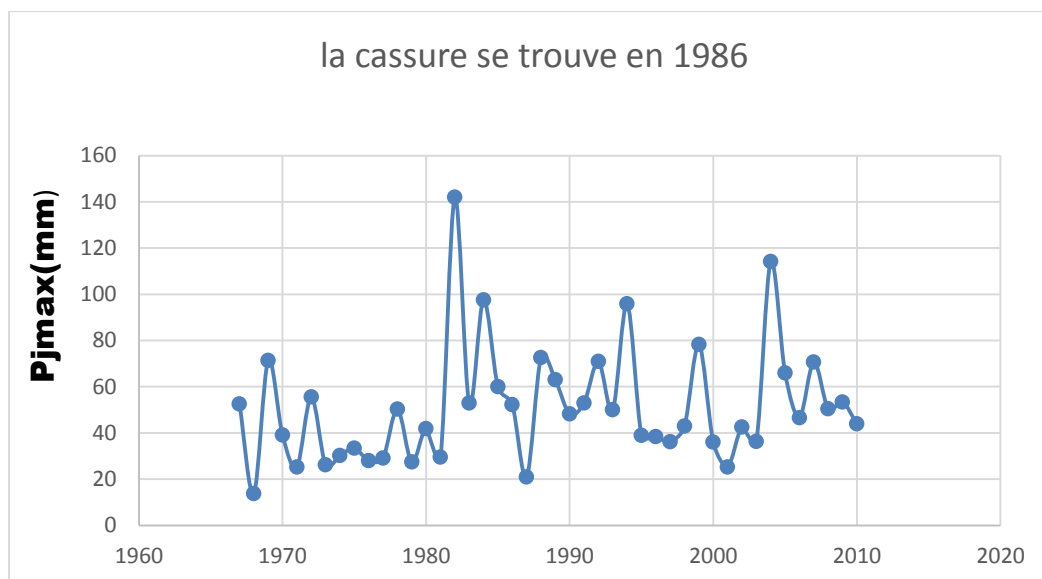
Il existe plusieurs tests pour vérifier l'homogénéité des séries de données, nous allons utiliser dans ce cas celui de Wilcoxon.

Il permet de tester si une série statistique est homogène, c'est à dire si les éléments qui la constituent proviennent de la même population. En hydrologie, cela veut dire que les conditions qui ont prévalu lors de la collecte des données, ou de l'avènement du phénomène considéré (pluie, évaporation, etc.) n'ont pas changé pendant toute la durée de la collecte, ou en d'autres termes qu'il n'y a pas eu un phénomène extraordinaire qui aurait pu modifier les données hydrologiques considérées (changement de site de la station de mesure, construction d'un barrage à l'amont, urbanisation etc...).

On divise la série des pluies en deux séries X et Y tel que N_1 et N_2 représentent les tailles de ces deux sous-séries.

Ensuite nous classons les valeurs par ordre croissant de 1 à n et nous notons les rangs $R(x_i)$ des éléments du premier sous-ensemble et $R(y_i)$ des éléments du second sous-ensemble dans l'échantillon original.[3]

Nous avons remarqué après le traçage du graphe des pluies journalières en fonction des années qu'il y'a une cassure en 1986 comme le montre le graphe suivant.



Graphe I-5: Pluies journalières maximales en fonction des années

Donc les deux séries X et Y sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Tableau I-9 : Série X de la série des pluies journalières maximales

Année	Pj max (mm)	Rang
1968	13,8	1
1971	25,2	3
1973	26,2	5
1979	27,4	6
1976	28	7
1977	29,1	8
1981	29,5	9
1974	30,2	10
1975	33,4	11
1970	39,1	17
1980	41,9	18
1978	50,3	25
1986	52,3	27
1967	52,5	28
1983	53	29
1972	55,6	32
1985	60	33
1969	71,3	38
1984	97,6	42
1982	142	44

Tableau I-10 : Séries Y de la série des pluies journalières maximales.

Année	Pj max (mm)	Rang
1987	21	2
2001	25,3	4
2000	36,1	12
1997	36,2	13
2003	36,3	14
1996	38,4	15
1995	39	16
2002	42,5	19
1998	43	20
2010	44	21
2006	46,6	22
1990	48,2	23
1993	50	24
2008	50,5	26
1991	53	30
2009	53,4	31
1989	63	34
2005	66	35
2007	70,7	36
1992	70,9	37
1988	72,6	39
1999	78,3	40
1994	95,9	41
2004	114,1	43

Afin de vérifier l'homogénéité par le biais du test de Wilcoxon pour les deux échantillons, on pose les hypothèses suivantes :

$$\text{Nous avons ainsi : } \begin{cases} H_0 : \mu_x = \mu_y & H_0 \text{ hypothèse nulle} \\ H_a : \mu_x > \mu_y & H_a \text{ hypothèse alternative} \end{cases}$$

Nous avons calculé ensuite la variable de Wilcoxon tant pour la série X que pour la série Y tel que :

$W_x =$ somme des rangs de l'échantillon X = 393

$W_y =$ somme des rangs de l'échantillon Y = 597

Par la suite, Nous avons calculé la variable de Wilcoxon critique qui sépare la zone du rejet de la zone d'acceptation et qui est donnée par la formule suivante :

$$W_{x,critique} = \frac{N_1(N_1 + N_2 + 1)}{2} + 1,64 \sqrt{\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12}}$$

$$W_{xc} = 519$$

En comparant la variable de Wilcoxon de la première série (série X) avec la variable de Wilcoxon critique on a :

$$W_x < W_{xc}$$

Conclusion

Par voie de conséquence, on se situe dans la zone d'acceptation donc on garde la première hypothèse et on la juge comme étant vraie c'est-à-dire que les moyennes des deux séries X et Y sont égales et notre série sera qualifiée de homogène.

4.2 Ajustement à la loi de Gumbel :

C'est une loi très importante, qui sert dans l'analyse fréquentielle des valeurs extrêmes, et sera notamment l'ingrédient essentiel, en hydrologie opérationnelle, de la méthode du Gradex pour le calcul des crues de projet.

On classe les N valeurs par ordre de grandeur croissant en attribuant à chacune d'elle un numéro d'ordre n, ensuite on calcule pour chacune d'elle sa fréquence au non-dépassement. [3]

$$F(x) = (n-0.5)/N$$

On porte les points observés et leurs fréquences expérimentales sur le papier Gumbel.

La fonction de répartition de la loi de Gumbel est :

$$F(x) = \exp(-\exp(-a(x-x_0)))$$

a ; x_0 sont les coefficients d'ajustement de Gumbel ;

x est une variable de l'échantillon ;

La droite de Gumbel a l'équation suivante :

$$X = (1/a) * Y + x_0$$

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

Y est la variable réduite de Gumbel.

Pour mon échantillon nous avons trouvé les résultats suivants :

$$X_0 = 39.96$$

$$1/a = 19.56$$

Donc la droite de Gumbel s'écrit sous cette forme :

$$X = 19.56 * Y + 39.96$$

Les résultats du calcul de la loi de Gumbel sont regroupés dans le tableau suivant :

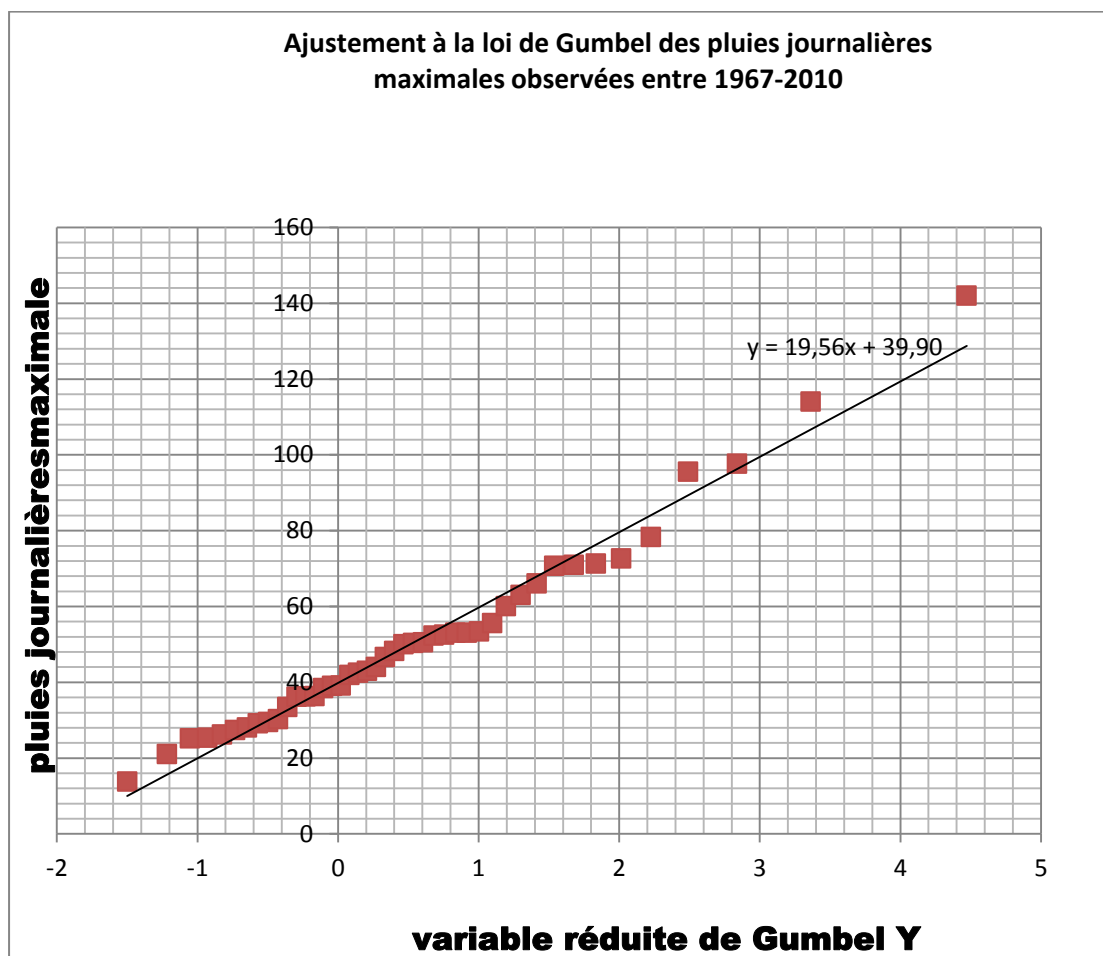
Tableau I-11 : Résultats du calcul de la loi de Gumbel.

Rang	P _{max}	F(x)	Y	Rang	P _{max}	F(x)	Y
1	13.8	0,011364	-1,49903	23	48.2	0,511364	0,399472
2	21	0,034091	-1,2175	24	50	0,534091	0,466507
3	25.2	0,056818	-1,05358	25	50.3	0,556818	0,535261
4	25.3	0,079545	-0,92878	26	50.5	0,579545	0,606032
5	26.2	0,102273	-0,82422	27	52.3	0,602273	0,679156
6	27.4	0,125	-0,7321	28	52.5	0,625	0,755015
7	28	0,147727	-0,64835	29	53	0,647727	0,834053
8	29.1	0,170455	-0,57058	30	53	0,670455	0,916792
9	29.5	0,193182	-0,49721	31	53.4	0,693182	1,003858
10	30.2	0,215909	-0,42716	32	55.6	0,715909	1,096009
11	33.4	0,238636	-0,35964	33	60	0,738636	1,194189
12	36.1	0,261364	-0,29404	34	63	0,761364	1,299588
13	36.2	0,284091	-0,22989	35	66	0,784091	1,413747
14	36.3	0,306818	-0,16678	36	70.7	0,806818	1,538714
15	38.4	0,329545	-0,1044	37	70.9	0,829545	1,677303
16	39	0,352273	-0,04244	38	71.3	0,852273	1,833528
17	39.1	0,375	0,019357	39	72.6	0,875	2,013419
18	41.9	0,397727	0,081222	40	78.3	0,897727	2,226653
19	42.5	0,420455	0,143387	41	95.9	0,920455	2,490269
20	43	0,443182	0,206071	42	97.6	0,943182	2,838793
21	44	0,465909	0,269495	43	114	0,965909	3,361432
22	46.6	0,488636	0,333884	44	142	0,988636	4,471628

Les pluies maximales journalières pour différentes périodes de retour sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau I-12 : Les pluies maximales journalières fréquentielles de Gumbel.

Temps de retour (ans)	Fréquence au non dépassement	Variable réduite Y	Pluie journalière maximale fréquentielle (mm)
2	0.5	0.37	54,2047
5	0.8	1.5	83,935
10	0.9	2.25	103,6675
20	0.95	2.97	122,6107
50	0.98	3.9	147,079
100	0.99	4.6	165,496
1000	0.999	6.9	226,009
10000	0.9999	9.21	286,7851



Graph I-6 : Ajustement à la loi de Gumbel.

Conclusion: On constate clairement que notre échantillon de pluies maximales journalières s'ajuste très bien avec la loi de Gumbel.

4.3 Ajustement à la loi de Galton :

Elle s'appelle aussi la loi Log Normale, elle est considérée comme étant une loi très puissante et très efficace pour l'estimation des paramètres extrêmes.

On classe les N valeurs par ordre de grandeur décroissant en attribuant à chacune d'elle un numéro d'ordre n, ensuite on calcule pour chacune d'elle sa fréquence expérimentale.

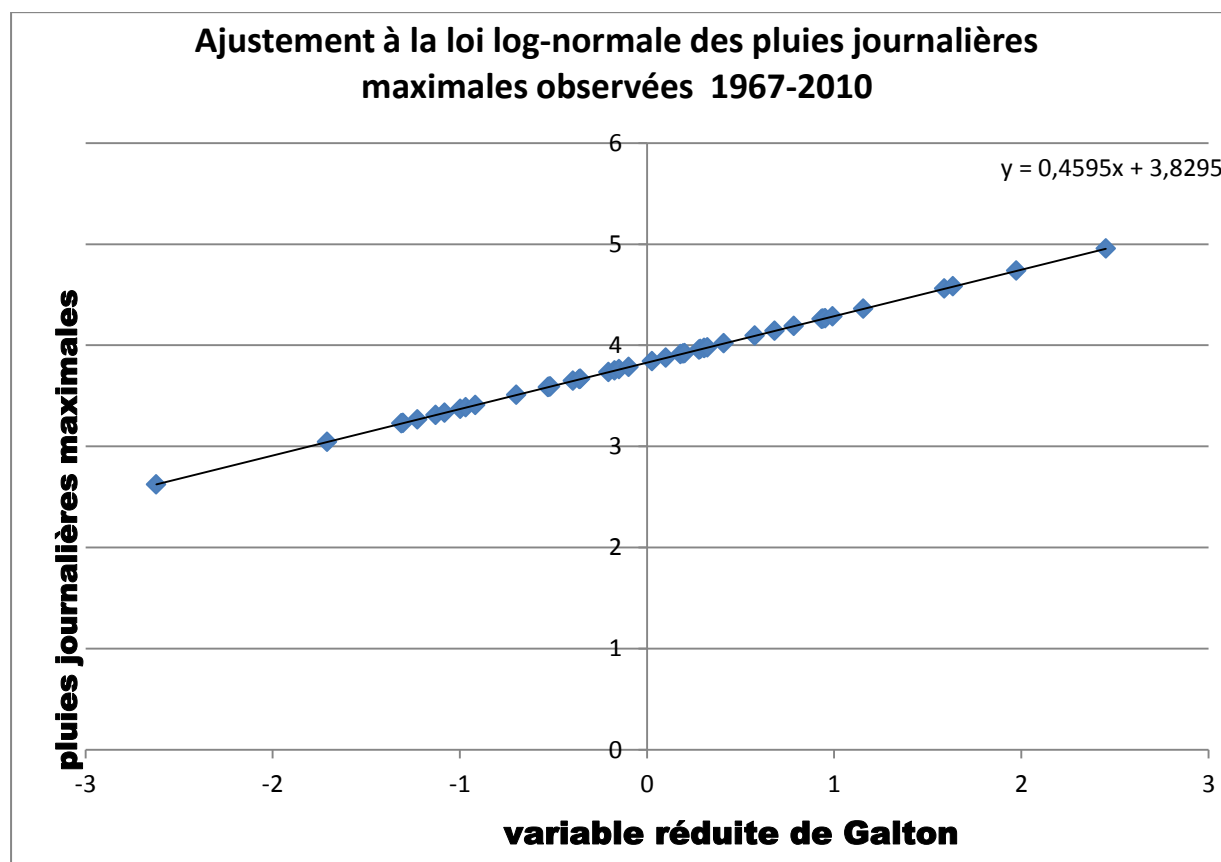
Tableau I-13 : Résultats de la loi de Galton.

Rang	P _{max}	F(x)	Y	Rang	P _{max}	F(x)	Y
1	142	0,01136	2,62467	23	46.6	0,51136	3,87536
2	114	0,03409	3,04452	24	44	0,53409	3,91202
3	97.6	0,05682	3,22684	25	43	0,55682	3,91801
4	95.9	0,07955	3,2308	26	42.5	0,57955	3,92197
5	78.3	0,10227	3,26576	27	41.9	0,60227	3,957
6	72.6	0,125	3,31054	28	39.1	0,625	3,96081
7	71.3	0,14773	3,33221	29	39	0,64773	3,97029
8	70.9	0,17046	3,37074	30	38.4	0,67046	3,97029
9	70.7	0,19318	3,38439	31	36.3	0,69318	3,97781
10	66	0,21591	3,40784	32	36.2	0,71591	4,01818
11	63	0,23864	3,50856	33	36.1	0,73864	4,09435
12	60	0,26136	3,58629	34	33.4	0,76136	4,14314
13	55.6	0,28409	3,58906	35	30.2	0,78409	4,18966
14	53.4	0,30682	3,59182	36	29.5	0,80682	4,25845
15	53	0,32955	3,64806	37	29.1	0,82955	4,26127
16	53	0,35227	3,66356	38	28	0,85227	4,2669
17	52.5	0,375	3,66612	39	27.4	0,875	4,28497
18	52.3	0,39773	3,73529	40	26.2	0,89773	4,36055
19	50.5	0,42046	3,7495	41	25.3	0,92046	4,55913
20	50.3	0,44318	3,7612	42	25.2	0,94318	4,58088
21	50	0,46591	3,78419	43	21	0,96591	4,7362
22	48.2	0,48864	3,8416	44	13.8	0,98864	4,95583

Les pluies maximales journalières pour différentes périodes de retour sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau I-14 : Les pluies maximales journalières fréquentielles de Galton.

T (ans)	2	5	10	20	50	100	1000
FND	0.5	0.8	0.9	0.95	0.98	0.99	0.999
P _{jmax}	46,039	67.777	82.961	98.033	118.297	134.034	190.094



Grphe I-7 : Ajustement à la loi de Galton

Conclusion : On voit clairement que la loi de Galton ajuste mieux notre échantillon, par voie de conséquence ses pluies journalières fréquentielles vont être prises en considération

5 Pluies de courtes durées :

Les précipitations de courte durée sont celles dont la durée est inférieure ou égale à 24 h. Leur estimation permet de connaître les irrégularités des précipitations dans le temps.

Les pluies de courtes durées sont calculées par la relation « type Montana » établie par Body à l'ANRH :

$$P\%(t) = Pj\% * (t/24)^b$$

P%(t) : Pluie fréquentielle de durée t ;

Pj% : Pluie journalière fréquentielle ;

t : durée de l'averse ;

b : exposant climatique = 0.35

Les calculs ont donné les résultats suivants:

Tableau I-15 : Pluies de courtes durées pour différentes périodes de retour.

Durée de l'averse (h)	T= 2 ans	T=5ans	T 10ans	T 20ans	T=50ans	T= 100 ans	T= 1000 ans
0.5	11.5	16.94	20.74	24.5	29.57	33.52	47.61
1	14.73	21.68	26.54	31.37	37.85	42.9	60.94
2	18.87	27.78	34.01	40.19	48.50	54.97	78.09
4	24.4	35.92	43.96	51.95	62.69	71.06	100.94
6	28.08	41.34	50.6	59.8	72.16	81.79	116.18
12	35.9	52.86	64.7	76.46	92.27	104.58	148.58
24	46.03	67.77	82.96	98.03	118.29	134.08	190.08

Partie III : Etude des apports :

1 Apport moyen annuel :

L'intérêt de cette étude est de faire une évaluation des apports liquides moyens annuels de l'Oued de Charchar, leurs variabilités afin de pouvoir faire une régularisation des apports en fonction des besoins de consommation et d'irrigation principalement pour les villages se situant en aval du barrage.

Les potentialités en eau du bassin seront évaluées à partir de l'apport moyen annuel. Pour l'évaluation préliminaire de ce paramètre, on recommande l'emploi du modèle rationnel, dont la formule est la suivante :

$$A_0 = C_e * P_0 * S$$

A_0 : apport moyen interannuel en m³ ;

P_0 : pluie moyenne interannuelle, en mètre;

S : surface du bassin versant, en m² ;

C_e : coefficient d'écoulement sans dimension.

Le coefficient de l'écoulement est pris égal à 0,23.

Donc dans ce cas on aura :

$$A_0 = 3.544.875 \text{ m}^3$$

2 Caractéristiques de l'écoulement :

2.1 Coefficient d'écoulement :

Il est donné par la formule suivante :

$$C_e = L_r / P_{\text{moy}} = 0.23$$

P_{moy} : Pluie moyenne interannuelle de la région estimée à 685.84 mm ;

L_r : lame ruisselée estimée à 158 mm tirée de la carte pluviométrique du nord d'Algérie que nous avons ramenée de l'ANRH.

2.2 Module de l'écoulement :

Le module d'écoulement est défini comme suit :

$$M_e = A_0 / T = 112.40 \text{ l/s}$$

A_0 : l'apport moyen interannuel en litres.

T : La période d'une année en secondes.

2.3 Module de l'écoulement relatif :

Le module d'écoulement relatif est défini comme suit :

$$M_r = M_e / S = 4.99 \text{ l/s.km}^2$$

S : surface du bassin versant.

2.4 Coefficient de variation C_v :

Le coefficient de variation est estimé par les formules empiriques suivantes :

2.4.1 Formule de Sokolovski :

$$C_v = 0,78 - 0,291 \log (M_r) - 0,063 \log (S+1) = 0.49$$

2.4.2 Formule d'Antonov :

$$C_v = 0.78 / (S+1000)^{0.037} = 0.6$$

2.4.3 Formule d'Ourkguiprovdhoz:

$$C_v = 0.7 / M_r^{0.127} = 0.57$$

Conclusion: Vu que notre série des pluies maximales journalières est suffisamment longue comportant 44 valeurs dont la moyenne vaut 59.69 et l'écart type est de 33.43 donc par voie de conséquence notre coefficient de variation sera :

$$C_v = 33.43/59.69 = 0.56$$

3 Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel :

Tableau I-16 : Répartition mensuelle de la précipitation et de l'apport.

mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juillet	Aout
P(mm)	33.35	47.6	42.1	90.8	82.1	65.8	62	52.5	35.4	12.4	2.93	5.87
A(hm ³)	0.17	0.24	0.21	0.46	0.42	0.33	0.3	0.26	0.18	0.06	0.02	0.025

Partie IV: Etude du transport solide :

1 I. Introduction :

La connaissance du transport solide et des apports solides est primordiale pour déterminer le volume mort du barrage et estimer ainsi la durée de l'envasement de la retenue pour mieux exploiter l'ouvrage hydraulique.

Pour le calcul du volume mort de la retenue à défaut de l'existence d'une station hydrométrique au niveau de l'affluent principal, on utiliserait les formules empiriques.

2 Calcul du transport solide :

2.1 Formule de Tixeront :

$$T_a = 1400 * L_e^{0.15} = 2990.99$$

L_e : lame d'eau écoulée en mm ;

T_a : volume total solide en (t/km²/ans)

2.2 Formule de Fournier :

Elle tient compte de la pluviométrie et de la topographie du bassin.

$$T_a = (1/36) * (P_{\max}^2 / P_{\text{moy}})^{2.65} * (\Delta H^2 / S)^{0.46} = 736.42$$

Avec :

T_a : volume total solide en (t/km²/ans) ;

P_{\max} : pluie moyenne mensuelle du mois le plus pluvieux (mm) ;

P_{moy} : pluie moyenne annuelle (mm) ;

ΔH =45% la différence des altitudes maximales et minimales du bassin (m) ;

S = aire du bassin (km²) ;

2.3 Formule de Gravellovic :

$$Q_s = q_{sp} * C_{rm} \quad [m^3 / Km^2 / an]$$

$$q_{sp} = T * P_{an} * \pi * Z^{1.5}$$

Tel que :

P_{an} : pluie moyenne interannuelle ; $P_{an} = 685.84$ mm ;

T : coefficient thermique ;

$$T = (t_0/10)^{0.5} + 1$$

t_0 : température moyenne annuelle en C° ; $t_0=19.5^\circ C$, $T= 2.39$;

Z : coefficient dépendant de l'érosion du sol ; $Z=0,3$ à cause de la faible érosion vu que notre bassin versant est bien boisé.

$$q_{sp} = 3682.86 [m^3 / Km^2 / an]$$

C_{rm} : Coefficient de rétention ;

$$C_{rm} = (P * H_{moy})^{0.5} / 0.25(1+10)$$

Avec :

P : Périmètre en Km du bassin versant ; $P= 24.5$ Km ;

H_{moy} : Altitude moyenne en Km ; $H_{moy}= 0.314$ Km ;

L : Longueur du talweg principal en Km ; $L= 9.2$ Km ;

Donc :

$$C_{rm} = 0.57$$

$$\text{Donc : } Q_s = 2102.29 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{ans}$$

On sait bien que :

$$T_a = Q_s * \gamma_s = 2838.09 \text{ t/km}^2/\text{ans}$$

Et voilà dans le tableau ci-dessous une récapitulation des résultats du calcul du transport solide.

Tableau I-17 : Récapitulation des résultats du transport solide.

Formules utilisées dans le calcul	Transport solide (t/km ² /ans)
Tixeront	2990.99
Fournier	736
Gravilovic	2838.09

Conclusion : Vu que la formule de TIXERONT donne un résultat qui soit relativement adaptable à notre bassin versant, ajouter à cela le fait qu'elle est la plus utilisée en Algérie donc on prend son résultat.

Le volume mort correspondant sera donné par la formule suivante :

$$V_m = (T_a * T * S) / \gamma$$

V_m : volume mort en hm³ ;

Tas : taux d'abrasion = 2990.99 t/km²/ans ;

T : délai de service de la retenue = 50 ans ;

γ : Poids spécifique de la vase = 1.6 t/m³ ;

$$V_m = 2 \text{ hm}^3$$

Partie V : Etude des crues :

1 Introduction

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Ces valeurs peuvent entraîner des submersions et des inondations qui peuvent être destructrices.

Le but de cette étude est l'évaluation des débits de crue au site considéré afin de pouvoir dimensionner les ouvrages à construire sur ce site en leur garantissant le maximum de sécurité ainsi que leur évolution dans le temps exprimé par l'hydrogramme de crue.

Les paramètres définissant une crue sont :

- 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 concentration.
- 5- Le temps de base.

Le bassin versant de l'Oued de Charchar ne fait pas l'objet de mesures hydrométriques, par voie de conséquence les débits maximums de crue vont être déterminés par le biais des méthodes suivantes :

2 Evaluation des débits de crue :

2.1 Formule de Turraza :

Elle est définie comme suit :

$$Q_{\max} = P_{j\max} * S * c / (3.6 * T_c)$$

Avec :

- T_c : temps de concentration ; $T_c = 1.2$ heures ;
- C : coefficient de ruissellement pour une période de retour donnée ;
- S : aire du bassin ; $A = 22.5$ km² ;
- $P_{j\max}$: pluie journalière maximale [mm] ;

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau I-18 : Débits de crue par la méthode de Turazza.

période de retour T (ans)	10	20	50	100	1000
Pluie journalière maximale (mm)	82.961	98.033	118.297	134.034	190.094
coefficient de ruissellement	0,95	0,96	0.97	0.98	0.99
Q_{\max} [m ³ /s]	410	490	597.50	683	979

2.2 Formule de Samie :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\max} = P_{j\max} * S * c * k * 1000 / (3600 * 24)$$

Avec :

- $P_{j\max}$: pluie maximale journalière [mm] ;
- S : aire du bassin ; S = 22.5 km² ;
- K : coefficient d'amortissement de la crue ; K = 1 ;
- C : coefficient de ruissellement correspondant à la période de retour.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau I-19 : Débits de crue par la méthode de Samie.

période de retour T (ans)	10	20	50	100	1000
Pluie journalière maximale (mm)	82.961	98.033	118.297	134.034	190.094
coefficient de ruissellement	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99
Q_{\max} [m ³ /s]	20	24.5	30	34.19	50

2.3 Formule de SOKOLOVSKY :

Donnée par la relation suivante :

$$Q_{\max} = 0.28 * P_{f\% \text{ } T_c} * \alpha_t * k * S / T_c$$

- Q_{\max} : débit de pointe d'une fréquence « f » en m³/s ;
- S : surface du bassin versant en km² ; S = 22.5 km² ;
- T_c : temps de concentration en heures. $T_c = 1.2$ heures ;
- α_t : coefficient de ruissellement de la crue fonction du période de retour (T)
- $P_{T_c \text{ } f\%}$: pluie de courte durée correspondant au temps de concentration « T_c » et à une fréquence « f » en mm ;

$$P\%(t) = Pj\% * (Tc / 24)^b$$

- k : coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue. Il est égal à : $k = 12 / (4 + 3\phi)$;

Si le bassin versant est d'une petite superficie qui soit inférieure à 50 km² ce qui coïncide parfaitement avec notre cas donc ϕ aura la valeur de 2 et par conséquent $k=1.2$.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau I-20 : Résultats des débits de crues par la méthode de Sokolovski.

Fréquence au non dépassement « f »	0.9	0.95	0.98	0.99	0.999
Période de retour T en années	10	20	50	100	1000
Pluie journalière fréquentielle $P_{j f \%}$ mm	82.961	98.033	118.297	134.034	190.094
Pluie fréquentielle de courte durée $P_{f \% t_c}$ mm	29.05	34.3	41.47	46.9	66.5
Coefficient de ruissellement α_T	0,95	0,96	0.97	0.98	0.99
Débit de pointe $Q_{f \%}$ m ³ /sec	173	207	253	289	407

2.4 Formule de Mallet-Gautier :

Elle est donnée par la relation suivante :

$$Q_{\max} = 2 * k * \log(1 + A * P) * S * (1 + 4 \log T - \log S)^{0.5} / L^{0.5}$$

S : surface du bassin versant; S=22.5km²;

A : varie de 20 à 25 ; nous avons opté pour 22.5;

P : pluie annuelle moyenne ; P= 685.84 mm ;

T : période de retour ;

L : longueur du talweg principal ; L=9.2 km ;

K : coefficient lié à la pente du bassin versant, il varie entre 2 et 3 on a opté pour 2.5 ;

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau I-22 : Résultats des débits de crues par la méthode de Mallet-Gautier.

Période de retour (ans)	10	20	50	100	1000
Q_{max} en (m ³ /s)	226	342	394	429	530

Tableau I-23 : Résumé des débits de crue par différentes méthodes.

Période de retour (ans)	10	20	50	100	1000
Mallet-Gautier	226	342	394	429	530
SOKOLOVSKY	173	207	253	289	407
Samie	20	24.5	30	34.19	50
Turraza	410	490	597.50	683	979

Conclusions :

Vu que la méthode de SOKOLOVSKI est réputée d'être plus au moins fiable avec des résultats qui s'approchent de la réalité, ajouter à cela le fait qu'elle est la plus utilisée en Algérie, donc nous avons pris ses résultats.

3 Hydrogramme de crue :

L'hydrogramme de crue permet d'avoir la répartition du débit de crue sur le temps que dure cette crue, c'est-à-dire temps de concentration, il permet également d'estimer les caractéristique de la crue : forme, volume, temps de monté et de base.

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

Pour le temps de montée:

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \cdot (T/T_m)^2$$

Ou,

T_m : Temps de montée qui est égale au temps de concentration.

Pour la décrue:

$$Q_{\text{décrue}} = Q_{\text{max}} \cdot [(T_d - T)/T_d]^3$$

Avec: $T_d = \delta \cdot T_m$ (Sokolovski)

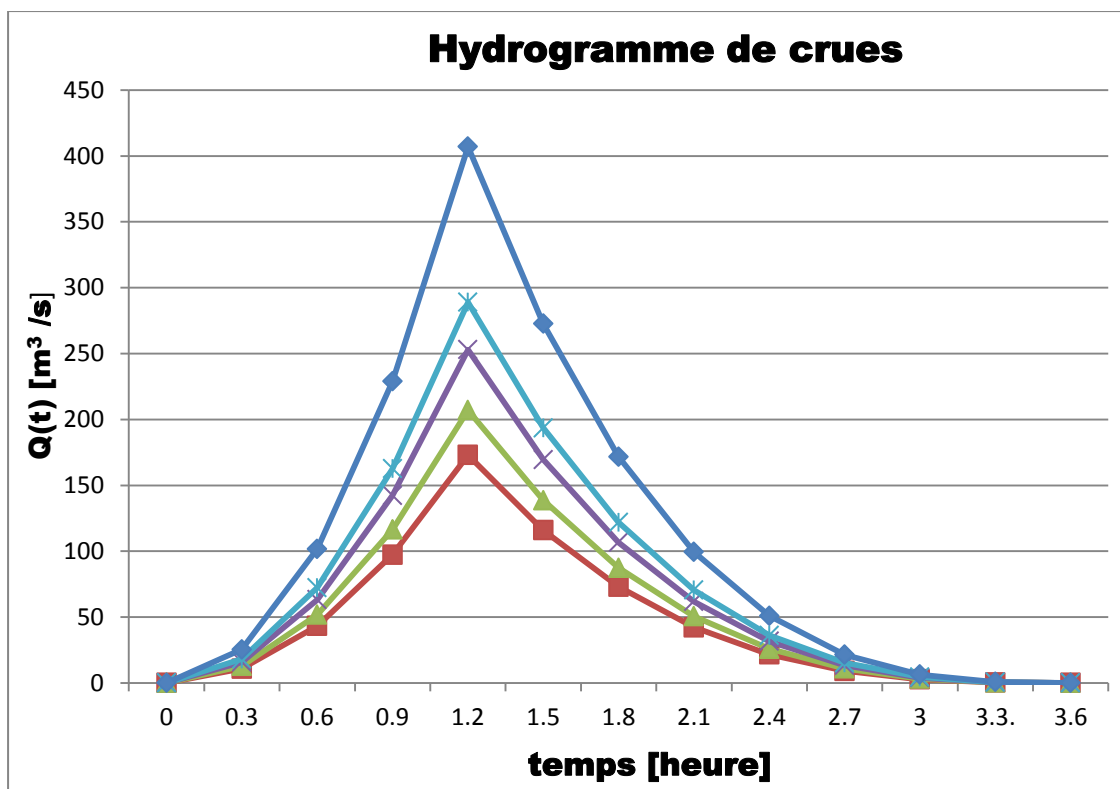
δ : Coefficient dépendant du bassin versant du régime hydraulique du cours d'eau, de la perméabilité globale du relief, du boisement ou de la végétation du bassin .Il est pris généralement entre 2 et 4.

Vu les caractéristiques morpho métriques du bassin versant de Charchar, le régime hydraulique de l'oued de Charchar ce coefficient a été pris égal à 2.5

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau I-24: Caractéristiques de l'hydrogramme de crue.

Période de retour (ans)	10	20	50	100	1000
T (heure)	Q (m ³ /s)				
0	0	0	0	0	0
0.3	10.81	12,93451	15,80884	18,05832	25,43162
0.6	43.25	51,75	63,25	72,25	101,75
0.9	97.31	116,4345	142,3088	162,5583	228,9316
1.2	173	207	253	289	407
1.5	115.89	138,6661	169,4808	193,5966	272,6429
1.8	72.98	87,32289	106,728	121,9146	171,6928
2.1	42.23	50,52954	61,75832	70,54607	99,35035
2.4	21.62	25,86902	31,61769	36,11665	50,86324
2.7	9.12	10,91237	13,33734	15,23514	21,45572
3	2.7	3,230636	3,948555	4,510405	6,352023
3.3.	0.33	0,394855	0,482601	0,551272	0,776358
3.6	0	0	0	0	0



Graphe I-8 : L'hydrogramme de crues.

- : Crue de 10 ans ;
- : Crue de 20 ans ;
- : Crue de 50 ans ;
- : Crue de 100 ans ;
- : Crue de 1000 ans.

4 Estimation de la crue de projet :

Une crue de projet correspond au débit auquel on peut s'attendre dans la pire combinaison de conditions météorologiques et hydrologiques considérées comme raisonnablement caractéristiques de la région concernée. Autrement dit 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 (PHE), et ainsi la hauteur du barrage.

Certes, le choix de la crue de projet est une étape très importante lors de l'étude de conception d'un ouvrage hydraulique, Souvent la crue de projet considérée est la crue du débit de pointe maximal, La période de retour minimale préconisée pour cette crue est 100 ans.

Dans le cas du barrage de Charchar, et en tenant compte des exigences de sécurité récemment adoptées par le COMITE INTERNATIONAL DES GRANDS BARRAGES pour la construction des ouvrages hydraulique, nous avons opté pour la crue de projet millénaire qui est estimée à :

$$\mathbf{Q_{1000} = 407 \text{ m}^3/\text{s}}$$

5 Régularisation des débits :

La régularisation est une nouvelle répartition artificielle des débits naturels du cours d'eau irréguliers au cours du temps conformément aux exigences des consommateurs et des utilisateurs de l'eau.

La capacité de la régularisation dépend de :

- Le volume demandé.
- L'évaporation.
- Les apports de l'oued.

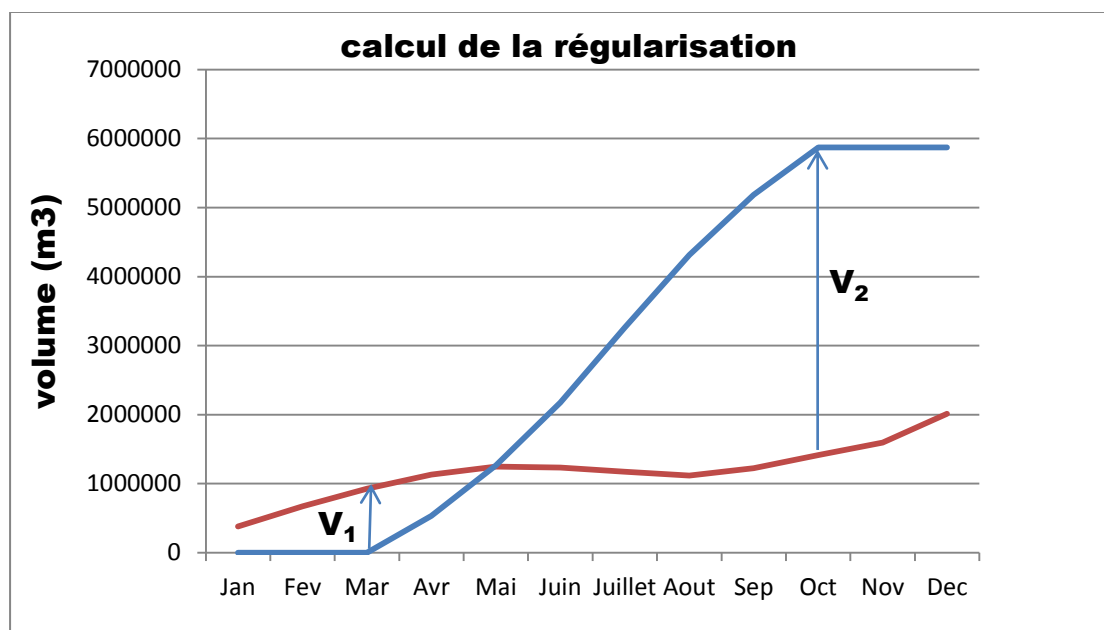
La régularisation permet de gérer rationnellement la capacité de la retenue, la détermination du volume utile et donc la hauteur utile du barrage.

Le tableau suivant récapitule les calculs de la régularisation :

Tableau I-25 : Résultats du calcul de la régularisation

Mois	Apport hm ³	Evaporation mm	Surface inondée km ²	volume évaporé m ³	Volume écologique m ³	Volume infiltré m ³	Volume des besoins m ³	Volume restant cumulé m ³
Jan	0,42	47	0,3	14100	21000	4200	0	380700
Fev	0,33	57	0,3	17100	16500	3300	0	673800
Mar	0,3	92	0,3	27600	15000	3000	0	928200
Avr	0,26	122	0,33	40260	13000	2600	532000	1132340
Mai	0,18	155	0,35	54250	9000	1800	735000	1247290
Juin	0,06	183	0,375	68625	3000	600	910000	1235065
Juillet	0,02	211	0,389	82079	1000	200	1085000	1171786
Aout	0,025	200	0,38	76000	1250	250	1050000	1119286
Sep	0,17	149	0,37	55130	8500	1700	875000	1223956
Oct	0,24	102	0,34	34680	12000	2400	682500	1414876
Nov	0,21	60	0,3	18000	10500	2100	0	1594276
Dec	0,46	43	0,3	12900	23000	4600	0	2013776

Ces résultats sont interprétés par ce graphe :



Graphe I-9 : Calcul de la régularisation.

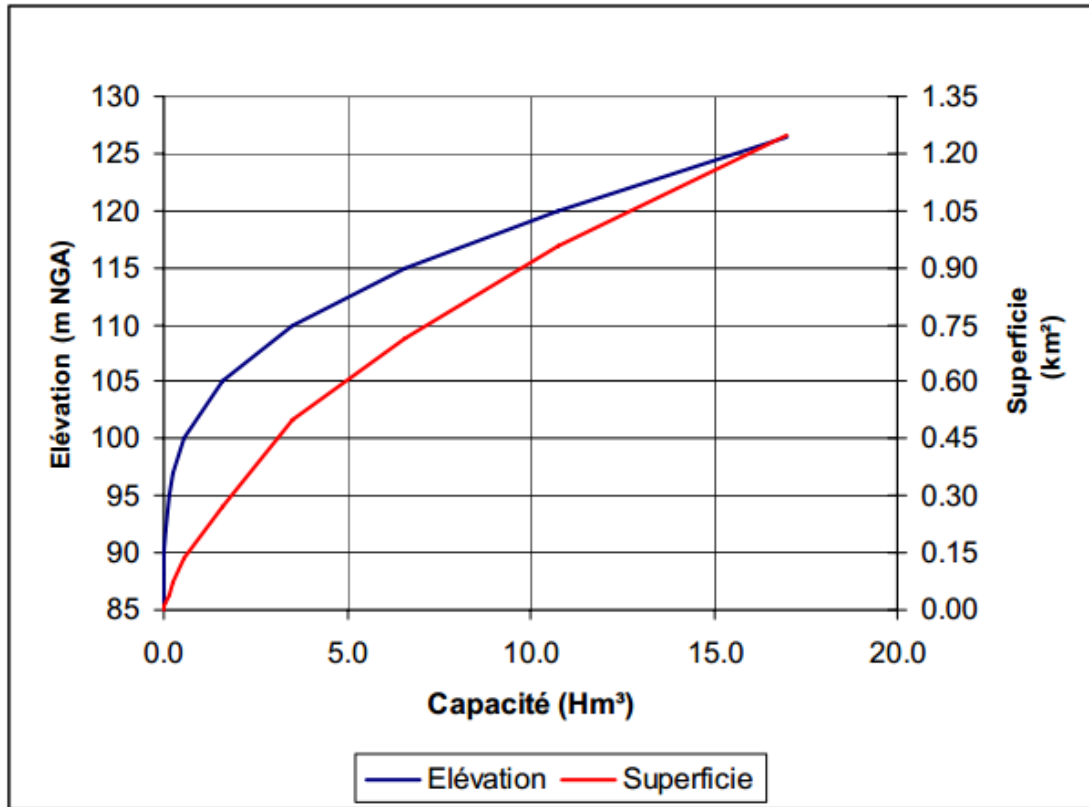
— : Variation mensuelle du volume restant cumulé.

— : Variation mensuelle du volume des besoins cumulé.

Le volume utile sera égal à :

$$V_u = V_1 + V_2 = 5.5 \text{ hm}^3$$

La hauteur du volume utile est tirée de la courbe « capacité-hauteur » qui est considérée comme donnée fournie par l'ANBT.



Graphe I-10 : Courbe hauteur-capacité-surface.

Donc en tout et pour tout on a :

Cote du terrain naturel= 85 m

Cote du volume mort= 105 m

Cote du volume utile = 112 m

Donc :

$$H_{\text{mort}} = 20 \text{ m} \quad H_{\text{utile}} = 27 \text{ m}$$

$$\text{NNR} = F^{-1}(V (H_{\text{vmort}} + H_{\text{utile}})) = 35 \text{ m}$$

6 Laminage des crues :

Le phénomène de **laminage des crues** est la transformation de l'onde de crue entre un point amont et un point aval d'un cours d'eau. Il a pour effet de diminuer le débit de pointe (le débit maximal) en répartissant le volume de la crue dans le temps. Ceci est possible grâce au stockage temporaire d'une partie du volume de la crue dans le lit majeur d'un cours d'eau (laminage naturel) ou dans la retenue d'un barrage (laminage artificiel).[10]

Le laminage de crue permet de trouver les dimensions de l'évacuateur de crue pour faire évacuer la crue sereinement et en toute sécurité.

Le débit d'évacuation est calculé d'après la formule :

$$Q = m.b. (2g)^{0.5} . H^{2/3}$$

- m : coefficient de débit dépend de la forme du déversoir;

-b : largeur du déversoir en m ;

-H : charge d'eau sur le déversoir;

Observation :

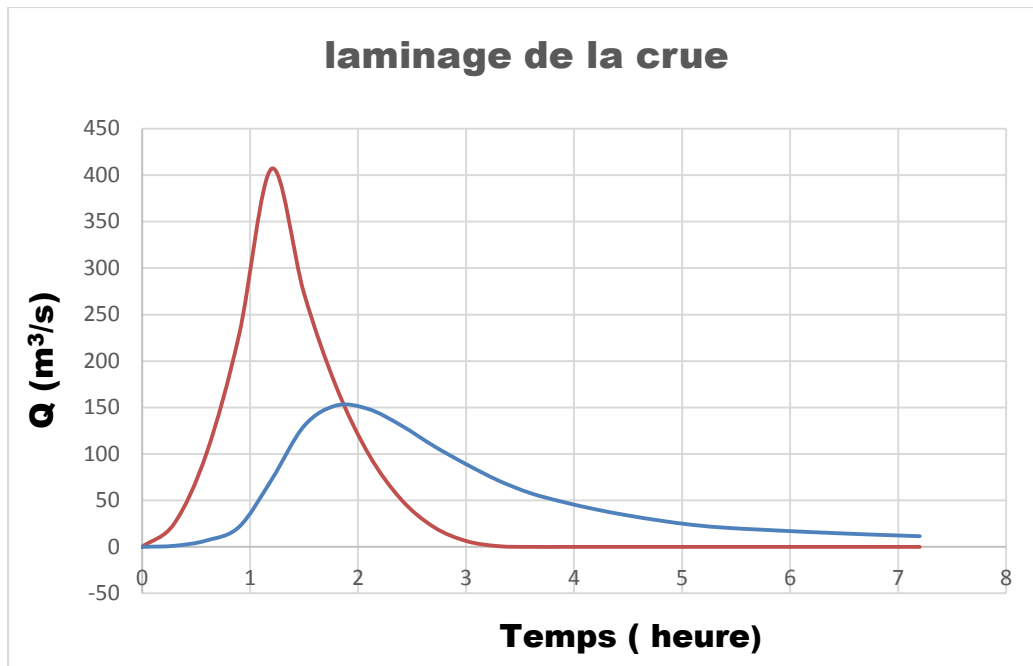
Le déversoir pratique est d'emploi fréquent vu les avantages qu'il présente, ce qui mène à prendre la valeur de m égale à 0,49. Avec une largeur estimée à 80 m.

Nous avons procédé par la méthode de Griguer pour faire le laminage de crue, Les résultats du calcul du laminage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau I-26 : Résultats du calcul du laminage

T(h)	Q _{input}	Q _{output}	H _d
0	0	0	0
0,3	25,43162	1,180511	0,035889
0,6	101,75	6,97456	0,117288
0,9	228,9316	21,67697	0,24979
1,2	407	72,38871	0,558072
1,5	272,6429	130,0777	0,824856
1,8	171,6928	152,197	0,915898
2,1	99,35035	148,1917	0,899758
2,4	50,86324	130,6373	0,82722
2,7	21,45572	108,6187	0,731441
3	6,352023	89,0419	0,640677
3,3	0,776358	71,37431	0,552846
3,6	0	57,68232	0,479665
3,9	0	48,25347	0,425855
4,2	0	40,36588	0,378082
4,5	0	33,7676	0,335668
4,8	0	28,24789	0,298012
5,1	0	23,63045	0,26458
5,4	0	20,60445	0,241481
5,7	0	18,69157	0,226294
6	0	16,95628	0,212062
6,3	0	15,38209	0,198725
6,6	0	13,95405	0,186227
6,9	0	12,65858	0,174515
7,2	0	11,48339	0,16354

La crue laminée est représentée par l'hydrogramme ci-dessous :



Graphe I-11 : Hydrogramme de crue laminée.

Donc au final on a :

$$Q_{\text{laminée}} = 152m^3/s$$

$$H_{\text{dmax}} = 0.91m$$

Conclusion :

Donc au final, nous n'avons à dire que nous avons estimé les dimensions plus au moins fiables du déversoir afin de contenir la crue en lui assurant une évacuation qui soit sereine pour garantir la sécurité de notre ouvrage et ne pas lui porter atteinte. Du point de vue hydrologique, et en prenant en considération tous ces calculs, nous pouvons affirmer que le barrage de Charchar est hydrologiquement faisable

CHAPITRE II

ETUDE

GEOLOGIQUE et

GEOTECHNIQUE

Étude géologique

1 Introduction :

Ce rapport géologique est le résultat des investigations qui ont été menées en vue de connaître la géologie de surface et de sous-surface de la région de Charchar, les formations devant supporter la digue principale et la de digue de col, leur stabilité, et les zones d'emprunt.

Le site est situé dans une dépression entourée par plusieurs massifs montagneux, notamment Hadjer Kebir, Koudiet Dar Belkacem, Koudiet Ksir Halloui, et le Col de l'Estaia.

L'ensemble est recouvert par des arbres (chênes et oliviers) et de la broussaille formant les forêts de l'Estaia et Medjejda.

2 Description stratigraphique et tectonique de la fondation :

Les formations géologiques rencontrées au niveau de la cuvette et le site de Charchar sont de deux types :

2.1 Les formations cristallines :

Les formations cristallines se répartissent en deux faciès bien distincts :

2.1.1 Les micaschistes :

Les micaschistes couvrent pratiquement le bassin versant de l'Oued Charchar, jusqu'à hauteur de la digue. Ils se présentent sous forme d'une roche finement feuilletée, riche en micas, dans laquelle alternent des feuillets.

2.1.2 Les schistes satinés :

Ils sont des affleurements des schistes satinés au nord de la digue, et tout le long des deux rives de l'Oued Charchar. Les schistes satinés sont accompagnés de façon presque constante, par de nombreux filonnets de quartz. Les schistes satinés gris ont été rencontrés en profondeur dans certains sondages réalisés au niveau de la digue. Ils sont accompagnés par l'intercalation d'un banc de grès à ciment calcaire gris, d'environ 2 m d'épaisseur. Cette présence anormale d'un banc de grès dans des roches

métamorphiques, peut s'expliquer par le fait qu'à la périphérie du massif les conditions de pression et température, ont été relativement faibles.

2.2 Les formations sédimentaires :

2.2.1 Les grès ou poudingues de base :

Les grès de base, qui correspondent en aux poudingues peuvent observés dans le lit de l'Oued Frira (affluent du Charchar) de direction NO. Au niveau de l'oued Charchar, au contact des roches cristallines, les grès prennent une direction NE. Ils se présentent sous forme d'une roche à grains moyens à grossiers de couleur grise.

2.2.2 Les marnes :

Les affleurements de marnes sont rares au niveau de la cuvette, car celles-ci sont souvent recouvertes par des couches d'argile et par la végétation. A l'affleurement, et à faible profondeur, les marnes se présentent sous forme de plaquettes, parfois oxydées. Dans les sondages, les marnes sont sableuses, compactes ou altérées.

2.2.3 Les marnes calcaires et les calcaires marneux :

Ces formations peuvent être classées dans la catégorie des marnes auxquelles elles sont souvent associées. Les calcaires marneux sont compacts et fissurés, avec des filons de calcite, parfois oxydés. Les marnes calcaires sont friables, très fracturées, souvent désagrégées.

2.2.4 Les grès supérieurs :

Les grès n'apparaissent pas à l'affleurement dans la cuvette de Charchar. Cependant, nous avons pu observer, de part et d'autre de l'Oued Frira, des couches de grès altéré, très friable, avec de fins cristaux de micas.

Dans les roches cristallines, on note à l'affleurement la présence de petits plis qui se confondent souvent avec la schistosité. Les schistes sont affectés par une multitude de failles d'importance locale, de direction NO-SE

Dans l'ensemble, les grès (ou poudingues de base) que l'on rencontre dans le lit de l'oued se présentent sous forme de blocs sans structure apparente. Il est possible néanmoins d'observer une stratification les pendages de 42° à 50°. Dans les dépôts sédimentaires les accidents tectoniques d'importance majeure n'existent pas.

3 Description des matériaux disponibles :

Le bassin de l'oued Charchar est constitué essentiellement par des formations cristallines (schisteuses). La seule zone d'intérêt est représentée par la terrasse formée par les dépôts d'âge Quaternaire et les colluvions. La superficie totale de cette terrasse ne dépasse pas 1 ha.

La cuvette de l'Oued Frira, de par sa morphologie, et son étendue, se présente en apparence, comme une zone susceptible de fournir les matériaux nécessaires à la construction de la digue. Selon les résultats des essais, les matériaux dans la cuvette sont constitués de 12% à 34% d'argile, de 8% à 88% de limon et de 11% à 33% de sable

Les matériaux fins sont classés en tant que CL (argile sableuse et limoneuse) dans la classification de « Unified Soil Classification System » (USBR, 1987) avec un indice de plasticité moyen à élevé. Les matériaux sont favorables pour le remblai tout-venant d'un barrage en terre si l'on se base sur le diagramme de plasticité et les observations faites sur le terrain.

Les versants de l'oued Charchar étant constitué par des schistes, les produits d'altération et d'érosion représentent essentiellement par des sols schisteux. Les dépôts grossiers (galets et graviers) proviennent de l'érosion des grès situés sur les rives de l'oued Frira, mais les alluvions sont limités et uniquement aux abords de l'oued, et que leur épaisseur dépasse rarement 1 mètre.

Il existe entre Bouchtata et El Hadaïck deux carrières susceptible de fournir les granulats nécessaires à la construction du Barrage : La première, située à la sortie d'El Hadaïck, produit des granulats à partir de Cipolins et la deuxième est située entre El Hadaïck et Bouchtata, à environ 7 km du site du Barrage de Charchar. La roche est constituée par des gneiss

La roche qui est excavées pour la construction du barrage sera convenable pour le pied en enrochement et aussi pour le riprap. Cependant, la durabilité à long terme de la roche schisteuse sera peut-être peu convenable. Les matériaux tendres (alluvions et colluvions) pourront être utilisés dans les recharges.

4 Propriétés mécaniques des matériaux :

Les propriétés mécaniques du remblai en général ont été déterminées par la méthode de Dhawan. Dhawan a développé une méthode selon laquelle l'angle de frottement du sol peut être estimé à la base des courbes granulométrique. Ceci nous a permis d'obtenir un angle de frottement de 30° à 39° pour le remblai tout-venant

5 Affleurement et âge des formations :

Pour les géologues, et pour la région de charchar « la série métamorphique est anté-nummulitique, puisque les assises de Flysch Numidien reposent en transgression sur cette série, et que dans le conglomérat de base de l'Eocène figurent de nombreux galets de schiste et de gneiss.

6 Tectogénèse :

Comme dans toutes études, il est toujours difficile de déterminer l'origine des roches cristallines. Les géologues considèrent que les roches cristallines, et notamment les schistes et les micaschistes de la petite Kabylie, sont d'origine sédimentaire. Les arguments qui militent en faveur de cette affirmation sont :

- 1)-La présence en abondance de minéraux du métamorphisme (grenat, andalousite, sillémanite,...).
- 2)-L'intercalation dans les schistes de bancs de cipolins et de lits de quartz.

Du point de vue structural, la carte géologique au 1/50 000, montre au nord-ouest la partie méridionale du massif cristallin de Skikda, sans structure régionale évidente, quoique celui-ci comporte de nombreux plis et failles à caractère local.

Au massif de Skikda, succède la dépression de Ramdane Djamel (St Charles), qui forme une aire synclinale de 20 km de large, englobant l'ensemble des formations sédimentaires.

Au milieu de la dépression, on note la présence d'un anticlinal secondaire, orienté OSO- NNE. De nombreuses failles de direction globale NS affectent les dépôts Eocène

7 La géologie du site du barrage :

7.1 Tectonique :

Au niveau du site de Charchar, on ne décèle aucune structure qui soit évidente. Les roches sédimentaires transgressives, reposent de manière monotone sur le massif cristallophyllien.

Dans les roches cristallines, on note à l’affleurement la présence de petits plis qui se confondent souvent avec la schistosité. Ces plis sont visibles dans le lit de l’oued Charchar, et notamment au point de coordonnées (X=302 750 et Y= 4074 320).

Les schistes sont affectés par une multitude de failles d’importance locale, de direction NO-SE, qu’on peut observer à l’affleurement mais aussi à travers les différentes carottes.

Sur la rive gauche la fissuration semble plus prononcée, car en plus du fait que les sondages montrent une fissuration plus importante, le profil sismique S1a mis en évidence, non loin du sondage S2, une faille de direction NO-SE

. Cette faille semble affecter les terrains de couverture, ainsi que les micaschistes sur une épaisseur d’environ 15 m. Dans l’ensemble, les grès (ou poudingues de base) que l’on rencontre dans le lit de l’oued se présentent sous forme de blocs sans structure apparente.

7.2 HYDROGEOLOGIE :

7.2.1 Etude des eaux souterraine :

Le site du Barrage de Charchar et son bassin versant sont situés à peu près 13 km au sud-ouest de Skikda. Le site du barrage est situé tout juste en aval du confluent des oueds Hamida et Cherrioua.

Les étés sont généralement chauds et secs, avec une évaporation généralement élevée. L'Évapotranspiration Moyenne Annuelle est de l'ordre de 1 230 mm. Les températures mensuelles moyennes varient entre 12,1 °C en janvier et 24,7 °C en août.

Les eaux souterraines suivent généralement la trace des fissures et fractures des roches ainsi que des couches poreuses des sols et roches. Les puits artésiens n'ont pas été rencontrés pendant les forages.

7.2.2 La nappe phréatique :

Les mesures de niveau d'eau ont été effectuées dans les piézomètres prévus à cet effet, notamment dans les sondages S1, S3, S4, S6, et S7, juste après leur réalisation. Les mesures effectuées montrent l'existence d'une nappe d'eau concentrée principalement dans les terrains de couverture, et dans la partie altérée ou fissurée des formations schisteuses.

7.3 Sismicité :

L'étude sismique a permis d'obtenir des paramètres qui seront considérés lors de la construction du barrage. Il est suggéré que les paramètres d'étude du barrage de Charchar doivent contenir les données suivantes:

- La magnitude du séisme maximal crédible $m_{max} = 6,74$ sera utilisée comme l'évènement maximal prévu (SMC)
- L'évènement de base opérationnel (SBO) est un évènement avec une période de retour de 75 ans et une magnitude $M_s=5,8$

Conclusion : La fondation du barrage principale sera réalisée à une profondeur de 3 à 7 m environ; sur une roche moyennement dure à dure et moyennement altéré à fraîche,



Photo II-1 : Affleurement de grès sur la rive droite de l'oued de Charchar



Photo II-2 : Mica schistes faillés – dans la région de la digue principale

Etude topographique

1 Introduction :

Avant même l'étude technique du barrage, une bonne connaissance de la topographie du site est nécessaire. L'étude topographique a pour but de connaître la configuration du site et simuler la présence de l'ouvrage pour ainsi définir ses caractéristiques. En simulant la présence de l'ouvrage, on peut formuler des hypothèses sur sa position exacte, ses dimensions, ses conséquences dans la vallée ainsi que les possibilités de mise en œuvre. A partir de cartes et de levés topographiques, on détermine toutes les données qui pourront être utiles pour faire un choix judicieux de l'ouvrage et de son implantation.

2 Critères pour le choix du site du barrage :

En principe le choix du site d'implantation d'un barrage est basé sur maints critères et plusieurs conditions à citer les conditions topographiques, géologiques, géotechniques et même économiques.

Donc les critères tranchants et déterminants pour sélectionner le choix considéré le plus approprié pour l'implantation du barrage peuvent être regroupés en ce qui suit :

- A. Assurer le maximum d'eau qui sera piégée dans la retenue.
- B. Un étranglement et des courbes des niveaux.
- C. Bonne géologie pour l'implantation du barrage et de la retenue.
- D. Un rétrécissement de la gorge liant les deux rives,
- E. Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.
- F. Choisir l'emplacement proche des zones d'accès existantes, facile afin d'éviter la création d'autres voies importantes pour les engins et la main d'œuvre.

L'axe de la digue envisagé au stade des études préliminaires a été légèrement déplacé vers l'amont pour profiter du resserrement en rive droite.

Les sondages qui ont été effectués ont permis de déterminer les données topographiques sur l'axe du barrage qui sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II -1: Coordonnées de l'axe du barrage

Position	Coordonnées UTM		Elévation
	X	Y	Z
Rive gauche (Axe)	302570.59	4074342.73	111.60
Rive gauche (Axe)	302607.26	4074285.40	86.20
Lit de la rivière (Axe)	302633.09	4074233.24	80.78
Rive droite (Axe)	302644.27	4074214.39	93.05
Rive droit (Axe)	302659.44	4074203.63	102.71

Conclusion :

L'axe du barrage est choisi sur la base de certaines conditions dictées par les critères économie, sécurité et facilité d'exécution de l'ouvrage. En plus de la topographie, la géologie et l'hydrologie sont toujours prises en considération quant au choix de l'axe. En d'autres termes le choix de l'axe doit être conditionné par :

- 1-La projection de l'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau.
- 2-La projection de l'axe doit tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement.

Vu ces critères l'emplacement de l'axe proposé du barrage de Charchar a été choisi de manière à minimiser le volume de remblai requis, Par voie de conséquence cet emplacement est le meilleur et le plus favorable



Photo II-3 : Axe de la digue principale (flanc gauche)



Photo II-4 : Axe de la digue principale (flanc droit)

Étude géotechnique

1 Introduction :

L'étude géologique ne permet pas de définir les caractéristiques et les comportements mécaniques et hydrodynamiques des sols, ce qui veut dire leur aptitude à fournir les matériaux nécessaires à la construction de la digue ou à constituer des fondations suffisamment stables et imperméables.

Il importe de procéder à des essais de mécanique des sols sur des échantillons in situ et/ou au laboratoire.

2 Puits de reconnaissance et échantillonnage

Des puits d'essais ont été réalisés en vue d'apprécier les profils géologiques des couches supérieures allant jusqu'à 4 m de profondeur. Un total de 17 puits a été réalisé.

Une description du profil géologique des puits d'essais a été faite à travers les différents puits. L'avancement des puits a été stoppé soit par la présence des alluvions (gros galets, graviers et blocs), soit par la présence des calcaires marneux, argile marnes consistantes.

3 Programme d'essais réalisés au laboratoire :

3.1 Essais en Laboratoire

Le but du programme des essais en laboratoire est de déterminer les propriétés des matériaux et leurs comportements dans le domaine d'étude de faisabilité suivant:

- Matériaux provenant des zones d'emprunt en vue de déterminer leurs propriétés mécaniques et chimiques pour l'usage comme noyau argileux.
- Matériaux provenant des puits et des sondages dans la zone de la digue du barrage pour déterminer la portance, perméabilité du sol etc.

Les échantillons de roches de deux carrières, la carrière EX SONATRO et la carrière BOUROUIS, ont été collectés et analysés pour déterminer leurs caractéristiques et savoir s'ils étaient adéquats pour les agrégats. Les matériaux comprennent des graviers concassés provenant des deux carrières, trois (3) blocs de

roches de la carrière d'ex-Sonatro et un (1) bloc de roche de la carrière de Bourouis. Le programme des essais sur les échantillons des roches des carrières inclut :

3.1.1 L'analyse granulométrique :

Le but de l'essai d'analyse granulométrique est d'étudier la taille des particules solide et leur distribution et de mesurer l'importance relative de chacune des fractions de sol grenu, qui nous permettant de classer les différents sols grenus étudiés.

L'analyse granulométrique est la recherche du pourcentage des grains ayant un diamètre inférieur ou égale au diamètre d du tamis, qui va nous permettre de tracer la courbe granulométrique. L'essai consiste à peser un poids (P) de l'échantillon de sol à l'aide d'une balance, et on place la série de tamis de haut en bas par celui ayant la grande ouverture vers la plus petite. On verse l'échantillon du sol dans le premier tamis (celui de grande ouverture), et on place la série de tamis dans la colonne de la tamiseuse, on laisse tamiser pendant dix minutes. Après les dix minutes de tamisage, on pèsera le poids des refus de chaque tamis ainsi les passant du dernier tamis (celui de petite ouverture), [1]



Figure II-1: Appareil granulométrique.

19 analyses granulométriques ont été réalisées au niveau de cette zone.

Interprétation des résultats :

- Sur la cuvette-rive droite, la granulométrie est étalée et bien graduée ce qui implique Une bonne répartition continue.
- Sur la rive droite ainsi que sur la rive gauche, la granulométrie est serrée avec une bonne répartition continue.

Nous avons constaté que les fractions grossières notamment du sable grossier sont fortement représentées, par contre pour ce qui des granulats fins dont le diamètre est inférieur à 80 μ sont faiblement représentées.

3.1.2 Essai Limites d'Atterberg :

Le but de l'essai est la détermination des teneurs en eau d'un sol à éléments fins, tel que la présence d'eau dans les vides d'une masse sol peut affecter le comportement de celle-ci. Afin d'étalonner et de comparer les comportements d'une masse d'argile, on définit des valeurs de teneurs en eau limites.

Les limites d'Atterberg servent à la classification des sols, à leur identification, et à caractériser les propriétés mécaniques des sols.

L'essai s'effectue en deux phases :

- Recherche de la limite de liquidité à l'aide de l'appareil de Casagrande.
- Recherche de la limite de plasticité par formation de rouleaux de 3mm de diamètre.

L'appareil de Casagrande se compose d'une coupelle qu'on peut lever à l'aide d'une manivelle à une hauteur bien précise et réglable.

La limite de liquidité est la limite inférieure de l'écoulement visqueux, elle correspond à la teneur en eau qui donne une fermeture de la rainure à 13mm (1/2inch) après 25 chute du la coupelle

La limite de plasticité est la limite inférieure de plasticité, elle correspond à la teneur en eau pour laquelle le bâton de sol soigneusement roulé s'effrite à un diamètre de 3mm dont les segments obtenus ont une longueur de 1 à 2cm.[1]



Figure II-2 : Appareil de Casagrande

Interprétation des résultats :

Les matériaux fins sont classés en tant que CL (argile sableuse et limoneuse) dans la classification de « Unified Soil Classification System » (USBR, 1987) avec un indice de plasticité moyen à élevé. Les résultats des essais indiquent une limite de liquidité entre 38 et 74 avec un indice de plasticité entre 13 et 38.

3.1.3 Essai Proctor normal :

Cet essai a pour but d'établir la relation expérimentale entre la densité sèche d'un sol sensible à l'eau et sa teneur en eau pour différentes énergies de compactage. Il se pratique pour les sols entrant dans la constitution d'un remblai. L'aptitude d'un sol à se compacter peut être appréhendée par l'étude Proctor seule. A partir de cette dernière, sont déterminées les caractéristiques Proctor (densité sèche maximale et teneur en eau optimale) du sol considéré. Ces valeurs peuvent servir de référence pour caractériser la qualité de compactage réalisé sur le chantier. Mais, les caractéristiques Proctor constituent avant tout des critères d'identification d'un sol permettant de situer son état naturel par rapport à son état optimal de mise en œuvre.[1]

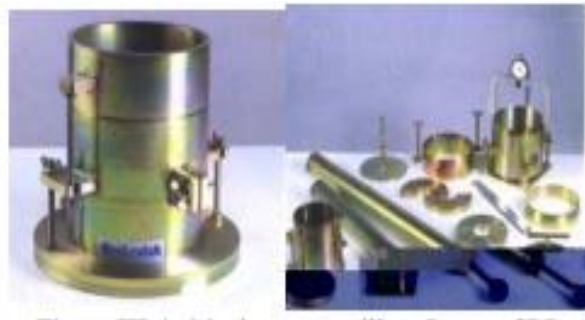


Figure II-3 : Moule et appareillage Proctor

Interprétation des résultats :

13 essais Proctor ont été réalisés au niveau de cette zone. La densité sèche maximale (Proctor) est comprise entre 1 660 kg/m³ et 1780 kg/m³

Les teneurs en eau optimales sont relativement bonnes (entre 5% et 18 %).

Généralement, les courbes des essais Proctor présentent une allure plane, pouvant s'étaler sur deux points de teneur en eau, ce qui laisse une certaine souplesse pour les consignes de mise en place.

3.1.4 Essai de perméabilité :

Des essais de Lugeons ont été réalisés pour déterminer la perméabilité de la roche dans la majorité des sondages du site de barrage. Ceci pourra nous donner une idée sur les exigences d'injection du coulis dans les fractures et les fissures.

Les résultats de la perméabilité obtenus indiquent des matériaux de perméabilité faible ($K_{\text{moy}} = 9 \cdot 10^{-6}$ cm/s)

3.1.5 Résistance au cisaillement de la Roche :

Les résultats des essais de résistance à la compression simple indiquent que les schistes peuvent être classifiés comme étant des roches peu tendres (valeurs à l'essai de résistance à la compression uniaxiale typiquement entre 4 et 10 MPa) ou des roches dures (valeurs typiquement entre 10 et 20 MPa). Un essai sur le grès a donné une valeur de 58.77 Mpa, ce qui le classifie comme une roche très dure (valeurs entre 20 et 70 MPa)

3.1.6 Analyse des eaux :

Les eaux de crue de l'oued Charchar ont été analysées. Celles-ci montrent une agressivité faible à nulle.

4 Conclusion :

D'après les résultats obtenus à partir des sondages et des puits de reconnaissance réalisés au niveau du site, on peut dire qu'il s'agit d'un site représentant des caractéristiques géologiques et géotechniques favorables pour la fondation d'une digue .De façon générale on peut dire que le site du barrage est faisable du point de vue topographique, géologique et géotechnique.

CHAPITRE III
ETUDE DES
VARIANTES

Etude des variantes

1 Introduction :

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

L'étude hydrologique et notamment géologique et géotechnique constitue l'élément majeur et déterminant dans le choix des variantes, en effet principalement c'est en fonction de la nature du sol de fondation et des matériaux de construction disponible au voisinage du site du barrage que des variantes s'acceptent et d'autres se rejettent.[8]

2 Le choix du site du barrage :

Le choix du site de l'ouvrage, doit tenir compte de :

- La convenance technico-économique de sa situation et ses alentours, les secteurs d'irrigation ou d'approvisionnement à la population et les possibles difficultés du transfert de l'eau depuis l'emplacement choisi jusqu'au point de distribution d'eau.
- L'emplacement du barrage où la relation entre le volume utile et le secteur occupé par celui-ci doit être au maximum; sans oublier que le secteur doit être vaste pour satisfaire la régularisation du barrage.
- Aspects économiques tels que : affectations de terrains, d'habitations et d'infrastructures par les inondations.
- Possibilité de voies d'accès au lieu, fourniture d'énergie électrique, approvisionnement d'eau potable, entre autres aspects d'intérêt.

3 Le choix du type de barrage :

Les principaux critères à prendre en compte dans le choix du type de barrage sont :

3.1 Matériaux disponibles:

Pour la construction du remblai, la qualité et la quantité des matériaux situés aux alentours de l'ouvrage sont celles qui déterminent souvent le type d'ouvrage. Par exemple, s'il y a une grande quantité d'argile on peut construire une digue homogène; au contraire, on peut construire une digue zoné. Dans le cas des "retenues collinaires" il est préférable, en général, des digues homogènes.

Les zones d'emprunt devront être localisées le plus près possible du lieu d'exécution. Comme règle, pour palier à un problème économique, nous utiliserons des matériaux d'excavation des ouvrages annexes. La situation des carrières à proximité du site permet de choisir le type de revêtement et l'approvisionnement des matériaux pour les filtres et des pierres pour le béton.

3.2 Caractéristiques de la fondation:

Par rapport aux types de fondation on peut arriver à divers problèmes. Un sol mou implique des talus plus tendus et une revanche supérieure en tenant compte les tassements; un sol ou sous-sol perméable implique l'utilisation d'un tapis d'étanchéité ou d'une clé d'ancrage, total ou partiel, pour élargir le flux de filtration et réduire les débits; une fondation rocheuse perméable implique la nécessité d'injections.

Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types des barrages. Alors que Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement. Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place.

3.3 La morphologie de la vallée :

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et de type de barrage à implanter .Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit précédé à l'amont par un élargissement de la vallée .Les vallées larges conviennent mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai, un site étroit conviendra mieux à un barrage poids et un autre plus étroit conviendra à une voûte lorsque les fondations permettent.

3.4 Délai de réalisation:

Par exemple, si le temps qu'on dispose pour la réalisation de l'ouvrage est court, on doit se méfier de hautes pressions des pores dans les matériaux argileux; probablement, on doit dimensionner la digue avec des talus moins abrupts qui garantissent la stabilité.

3.5 La topographie du site:

La topographie consiste en premier lieu à vérifier si l'axe choisi autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant .En second lieu vérifier la possibilité d'implantation du barrage et de ces ouvrages annexes.

3.6 Climat :

La saison pluvieuse provoque des retards dans l'intervalle de temps prévu pour la réalisation de l'ouvrage lesquels doivent être prises en considération dans la programmation. La haute tenir en eau de matériaux d'emprunt cause des problèmes pour le constructeur; dans les zones où les précipitations moyennes interannuelles sont élevée, ont recommandé les noyaux inclinés ou les écrans. Les travaux ne peuvent être effectués que dans la saison sèche. En général on peut dire qu'un climat pluvieux nécessite de concevoir des digues avec un volume minimal de matériaux argileux.

3.7 Sismicité :

Les barrages situés dans des zones sismiques doivent être conçues avec des paramètres plus sévères, c'est à dire, avec des talus moins abrupts, des crêtes plus larges, des filtres et des drains plus importants.[7]

4 Les variantes à choisir et fixation du choix du barrage:

Afin d'évaluer le type de barrage adéquat au site, le facteur de la forme de la vallée a été calculé comme suit :

Facteur de forme de la vallée :

$$\alpha = C/H$$

où :

C = Largeur de crête de la vallée = 228 m.

H = Hauteur de la digue = 40 m.

Typiquement quand :

$\alpha < 3$ = gorge - adéquate pour les barrages-voûtes

$3 < \alpha < 6$ = vallée étroite - adéquate pour les barrages-poids et les barrages en remblai

$\alpha > 6$ = large vallée - adéquate pour les barrages-poids et les barrages en remblai

Pour Charchar, $\alpha = 5,7$, ce qui est considéré comme une vallée étroite. Pour ce genre de forme de vallée, un barrage-poids en béton ou un barrage en remblai seraient économiquement faisable. La sélection initiale des types de barrages considérés lors de cette étude est résumée dans le Tableau ci-dessous.

Tableau III-1 : Différents types des barrages envisagés

Type de barrage	commentaires
<u>Barrage en enrochement à masque en béton</u>	A rejeter car il n'existe pas des matériaux d'enrochement disponible sur le site.
Barrage en béton /BCR	A rejeter car ce type sera nettement plus onéreux que n'importe quel barrage en remblai, étant donné la profondeur jusqu'au niveau de fondation
Barrage en remblai	A investiguer et tout dépend de la disponibilité des matériaux locaux

En prenant en considération Les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site du barrage de Charchar nous avons opté pour un barrage en remblai et on a trois variantes au choix :

4.1 Le barrage en terre homogène :

C'est le plus simple à réaliser, du fait que l'abondance des gisements d'argile latéritiques dont les propriétés « aptitude au compactage » s'avèrent généralement favorable à la confection des remblais étanches et stables. Mais il faut prévoir un drainage très efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont, pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable ayant des caractéristiques identiques dans tout le corps du barrage.

4.2 Barrage zoné :

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone. La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau qui s'intercale entre deux recharges (amont-aval) d'un matériau plus perméable et mécaniquement performant. Ce noyau interne a l'avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuites.

4.3 Barrage en terre à masque en béton :

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles manque de matériaux convenables, difficulté de mise en œuvre,.....Dans ce cas la solution c'est le barrage à masque amont. La résistance mécanique est apportée par un remblai homogène à granulométrie élevée (enrochement en général) alors qu'un organe mince tel que une géomembrane ou un masque en béton armé ou bitumineux est placé plus

couramment sur sa face amont pour assurer l'étanchéité. On peut exécuter le masque après l'édification du remblai. Le masque est facilement réparé lorsqu'il y a des altérations extérieures mécaniques ou thermiques.....etc

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

La variante d'une digue homogène s'impose pour les raisons de simplicité et de disponibilités de matériaux imperméables en quantité suffisante à proximité du site, car la zone des matériaux de construction est située à environ 500 - 600 m à l'amont de la digue en fond de vallée. L'accès à cette zone se fait par des pistes existantes à l'intérieur de la cuvette. De part sa morphologie, elle ne pose aucun problème d'accès et aucune difficulté particulière pour son exploitation.

Ce barrage en terre homogène à la rigueur remplit les conditions suivantes :

- Avoir une imperméabilité suffisante (limon argileux et argile brune légèrement graveleuse) ;
- Insoluble dans l'eau ;
- Avoir une faible teneur en matière organique ;
- Ne pas se fissurer sous l'effet des tassements ;
- Avoir une grande résistance au cisaillement et un maximum de densité sèche.
- Economique ;
- Simple et facilement faisable.

CHAPITRE IV
CONCEPTION DE LA
DIGUE

1 Les différents niveaux d'eau :

1.1 niveau mort de la retenue (NMR) :

C'est un niveau qui correspond à la tranche morte de la retenue prévue pour emmagasiner les dépôts solides.

$$H_{\text{vmort}} = 20 \text{ m}$$

1.2 Niveau normale de la retenue (NNR) :

Elle est calculée compte tenu de la capacité utile à stocker. Selon un calcul de régularisation on a :

$$H_{\text{NNR}} = 35 \text{ m}$$

1.3 Niveau des plus hautes eaux (N.P.H.E) :

Il est égal au niveau normal de la retenue majoré de la charge de d'eau sur le déversoir.

$$\text{NPHE} = \text{NNR} + H_{\text{dmax}} = 36 \text{ m}$$

H_{dmax} : charge sur le déversoir de crue.

1.4 Calcul de la revanche :

La revanche est située au-delà du niveau des plus hautes eaux, En général la revanche est prise en compte pour qu'il ne y'ait pas de déversement à cause de l'élévation de la hauteur des vagues. Elle est fonction de la hauteur et de la vitesse des vagues que le vent peut former dans la retenue.

La détermination de la hauteur des vagues se fait à l'aide des formules empiriques suivantes :

1.4.1 Formule de MALLET et PAQUANT :

Elle est donnée par la formule suivante

$$H = 0.5 + 0.33 * F^{0.5} = 1.16 \text{ m}$$

F : est la longueur rectiligne maximale de la retenue (Fetch) en Km ; $F = 4 \text{ km}$;

H : la hauteur de la vague en (m).

1.4.2 Formule de STEVENSON GAILLARD :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$H = 0.75 + 0.34 * F^{0.5} - 0.26 * F^{0.25}$$

Tel que :

F : est la longueur rectiligne maximale de la retenue (Fetch) en Km ; F = 4 km ;

H : la hauteur de la vague en (m).

1.4.3 Formule Simplifiée :

Dans ce cas la revanche est donnée par la relation suivante :

$$R = 1 + 0.3 * F^{0.5}$$

La vitesse de propagation des vagues (m/s) est estimée par la relation :

$$V = 1.5 + 2H$$

La revanche R est donnée par la relation suivante :

$$R = 0.75H + v^2/2g$$

Les résultats du calcul de la revanche sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV-1 : Les résultats du calcul de la revanche.

Formules	H _v (m)	Vitesse des vagues (m/s)	Revanche (m)
Formule Simplifiée	/	/	1.6
STEVENSON GAILLARD	1.06	3.62	1.45
MALLET et PAQUANT	1.16	3.82	1.58

Conclusion :

La valeur de la revanche est la moyenne des trois valeurs.

Donc on aura :

$$R = 1.55 \text{ m}$$

1.5 La hauteur du barrage H_b :

$$H_b = H_{vmort} + H_{utile} + H_{dmax} + R + H_s$$

Avec :

H_s : hauteur rajoutée pour des fins de sécurité estimée à 2 m

Donc la hauteur de notre barrage vaut :

$$H_b = 39.5 \text{ m}$$

2 La crête :

2.1 Largeur de La crête :

La largeur en crête du barrage doit être suffisante pour éviter la submersion de celui-ci par les eaux, elle est déterminée par différentes formules :

Formule de KNAPPEN : $\longrightarrow b_{cr} = 1.65 * H_b^{0.5} = 10.43 \text{ m}$

Formule de PREECE : $\longrightarrow b_{cr} = 1.1 * H_b^{0.5} + 1 = 7.95 \text{ m}$

Formule Anonyme (simplifiée) : $\longrightarrow b_{cr} = 3.60 * H_b^{0.33} - 3 = 9.16 \text{ m}$

D'où la largeur en crête :

$$b_{cr} = 10.43$$

2.2 Protection de la crête :

La crête du barrage en tant qu'élément de la digue est nécessaire pour donner au profil en travers une forme trapézoïdale stable.

Elle peut servir pour les passages de service. La crête doit être revêtue par un mélange de matériaux constitué de gros graviers bitumés, insensibles à l'eau, à la circulation des véhicules, et la couche de protection doit être bien compactée.[7]

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toute stagnation des eaux (infiltration dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont uniforme de **(3 à 4) %** qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

3 Pentes des talus :

3.1 Choix des pentes :

Il n'existe pas de formules théoriques qui permettent de calculer directement ces pentes. En pratique on se donne des pentes d'après le tableau ci-dessous pour les calculs préalables, qui pourraient être optimales compte tenu de la nature des matériaux,

On vérifie ces pentes par une étude de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante avec ces pentes.

Les pentes des talus amont et aval sont en fonction des matériaux de construction utilisés et leurs caractéristiques mécaniques ainsi que de la hauteur et de la classe du barrage.

Le tableau (IV-1) donne quelques valeurs indicatives des pentes des talus.

Tableau IV -1 : Les fruits des talus en fonction du type du barrage

Hauteur de barrage (m)	Type de barrage	<i>Pentes des talus</i>	
		Amont (m_1)	Aval (m_2)
<5m	• Homogène	1/2,5	1/2
	• Zoné	1/2	1/2
5 à 10m	• Homogène (granularité étendue)	1/2	1/2
	• Homogène à fort pourcentage d'argile	1/2,5	1/2,5
	• Zoné	1/2	1/2,5
>10m	• Homogène (granularité étendue)	1/2,5	1/2,5
	• Homogène à fort pourcentage d'argile	1/3	1/2,5
	• Zoné	1/2	1/3

Conclusion :

Pour ce qui est du barrage de Charchar et Comme notre digue est une retenue homogène de 40 m de hauteur, les fruits des talus amont et aval appropriés sont 2,5 de part et d'autre. Mais, c'est des valeurs qui seront corrigées lors du calcul de stabilité du barrage.

3.2 Protection des talus de la digue :

3.2.1 Protection du talus en amont :

Le talus en amont sera protégé contre l'érosion causée par l'action des vagues en plaçant une couche de riprap sur le talus

Les matériaux du riprap proviendront des excavations faites pour l'évacuateur de crue proposé et pour le bassin de dissipation. Il sera, probablement, supplémenté par des matériaux venant des carrières, étant donné que la durabilité des roches provenant des excavations est suspecte. La quantité des matériaux de riprap est de 23 000 m³.

3.2.2 Protection du talus en aval :

Le talus en aval sera protégé contre l'érosion causée par la pluie en plaçant des

couches alternées de terre végétale et des matériaux caillouteux venant de la cuvette du barrage. La terre végétale permettra de faire repousser la végétation sur la pente pendant que le matériau caillouteux stabilisera la pente en attendant que la végétation repousse. Afin d'être conforme au critère de filtre, une couche de transition épaisse de 300 mm doit être placée entre le riprap et le remblai tout-venant sous-jacent. Le matériau du filtre proviendra des carrières commerciales.

4 Parafouille :

La largeur de la parafouille de la digue principale variera entre 39,5 m dans la vallée de la rivière à environ 4 m sur les deux flancs près de la crête. Ceci est plus ample que la largeur minimale $H/2$ utilisée normalement. Il est prévu que la profondeur d'excavation de la parafouille variera d'une valeur nominale de 3 m sur les flancs à une valeur de 10 m sur la terrasse dans la rive gauche.

5 Les recharges :

Les recharges seront constituées des marnes dégradées argileuse et sableuse à partir des excavations pour l'évacuateur de crue, et des alluvions et colluvions excavé dans la cuvette du barrage en dessous du CRN. Un volume total d'environ 250 000 m³ est nécessaire pour les recharges. Environ 120 000 m³ viendra des excavations et la partie restante sera des colluvions et des alluvions.

6 Cheminée et tapis drainant :

Le côté sera équipé d'une cheminée drainante de 600 mm de largeur pour éviter le renard pendant les conditions d'exploitation. Toute fuite potentielle interceptée dans la cheminée s'écoulera jusqu'au pied en enrochement à l'extrémité aval du remblai en passant par les antennes de drainage. Le matériau des filtres et des drains (3 500 m³) proviendra des carrières commerciales à environ 7 km à partir du site.

7 Pied en enrochement :

Un pied en enrochement sera mis en place dans le chenal de la rivière pour permettre aux fuites d'eau venant du tapis drainant de s'échapper tout en gardant le remblai sec. Le pied en enrochement protégera aussi le pied aval du remblai de l'érosion par l'eau d'aval durant les crues. L'excavation pour l'évacuateur de crue et

la conduite proposée fournira des matériaux rocheux utilisables pour le pied en enrochement.

8 Critère du filtre :

Afin d'empêcher la rupture par renard (Développement progressif de l'érosion interne par percolation) la conception des filtres et des transitions doit être conforme au critère suivant :

$$D_{15} / d_{85} \leq 5$$

Où :

- D_{15} est la taille granulométrique du filtre pour laquelle 15% de la masse totale des particules sont plus petites.
- d_{85} est la taille du matériau de base pour lequel 85% de la masse totale des particules sont plus petites.

L'interface entre la fondation et le tapis drainant doit être vérifiée dans l'éventualité où l'eau s'infiltrerait dans le voile d'injection.

9 Voile d'injection :

Sauf dans certaines régions bien localisées et à profondeur superficielle, la masse rocheuse est relativement imperméable. Ces régions constituent les zones ayant une absorption d'eau élevée et limitée qui nécessiteront les injections. Cette situation pourra être analysée pendant l'investigation détaillée lors de la réalisation du barrage.

La profondeur du voile d'injection devrait être égale à au moins 2/3 de la hauteur du barrage à tous points particuliers, avec une profondeur minimale de 15 m. Les forages préliminaires seront espacés de 6 m. Des forages secondaires et tertiaires y seraient intercalés en fonction des résultats de l'injection.

Des injections de consolidation seront nécessaires de chaque côté du voile d'injection pour améliorer la qualité de la roche directement en dessous de la parafouille. L'injection de consolidation sera une injection sous basse pression et à une profondeur de 5 m qui sera effectuée avant la mise en place du voile d'injection.

Cette zone située à 1,5 m à l'amont et à l'aval du voile d'injection sera couverte de forages qui seront placés aux centres de carrés de 3 m arrangés en échelon.

10 Calcul 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 (Pente des talus en particulier) et des principes de drainage à appliquer.

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

1. Soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixent et / ou déterminer à priori.
2. Soit par une série de calculs dit dimensionnement, ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir au coefficient de sécurité souhaité.[6]

10.1 Conséquences de l'instabilité des talus :

Les conséquences peuvent être résumées comme suit :

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuite (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation. Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (Talus aval et talus amont).
- Fonctionnement normal (Talus aval).
- Lors d'une vidange rapide (Talus amont).

La stabilité des pentes d'une digue en terre dépend :

- De la valeur des pentes des talus;
- De la hauteur de la digue;

- Des caractéristiques géotechniques des matériaux constituant la digue;
- Type de barrage

10.2 Méthodologie du choix des pentes d'une digue de retenue :

On se donne des pentes arbitraires qui paraissent optimales, on fait un calcul de stabilité. Le glissement des pentes d'un talus en terre ou d'une digue se fait suivant une surface circulaire de rayon R et de centre o.

On détermine les coefficients de sécurité en fonction de chaque cercle de glissement pour chaque cas de fonctionnement ou d'exploitation de la retenue.

Le talus serait stable si les différents coefficients de sécurité sont supérieurs aux coefficients de sécurité admissible pour chaque mode de fonctionnement ou d'exploitation.[7]

Tableau IV-2 : Coefficient de stabilité admissible des talus

Mode de fonctionnement	Talus concernés	Coefficient de sécurité admissible
Fin de construction sans séisme	Talus amont Talus aval	$K_s=1,50$
Fin de construction avec séisme	Talus amont Talus aval	$K_s=1,05$ $K_s=1,05$
-Exploitation normale sans séisme	Talus amont	$K_s=1,50$
-Exploitation normale sans séisme	Talus aval	$K_s=1,05$
Vidange rapide	Talus amont	$K_s=1,30$

On retient les coefficients de sécurité les plus bas, le cercle correspondant est appelé cercle critique. Les pentes optimales sont celles qui correspondent aux cercles de glissement critiques, qui sont égales ou largement supérieures aux coefficients de sécurité admissibles.

10.3 Présentation du calcul de stabilité répondant au cercle critique :

Tableau IV-3 : Résultats du calcul de la stabilité stabilité

Rayon de cercle (m)	Mode de fonctionnement	Talus	Coefficient de sécurité	Coefficient de sécurité admissible
R= 200	Fin de construction sans séisme	Talus amont	Ks= 1.6	Ks=1,50
R=180	Fin de construction avec séisme	Talus amont	Ks=1.72	Ks=1,05
R = 163	-Fin de construction sans séisme	Talus aval	Ks=1.89	Ks=1,50
	-Fin de construction avec séisme	Talus aval	Ks= 1.45	Ks=1,05
R = 140	-Exploitation normale sans séisme	Talus aval	Ks= 1.66	Ks=1,50
	-Exploitation normale sans séisme	Talus aval	Ks= 1.45	Ks=1,05
R = 94	Vidange rapide	Talus amont	Ks= 1.39	Ks=1,30

10.4 Observation :

On remarque que les différents coefficients de sécurité des talus amont et aval correspondant aux cercles critiques et aux différents modes d'exploitation sont supérieurs aux coefficients de sécurité admissible. La méthode de stabilité utilisée est celle de Fellenius appelée "Méthode Suédoise". Cette méthode néglige ou ne prend

pas en considération les interactions entre les tranches. Un calcul beaucoup plus raffiné pourrait se faire pour trouver des pentes beaucoup plus optimales répondant à des coefficients de sécurité calculés largement ou égales aux coefficients de sécurité admissibles.

11 Conclusion :

Donc pour conclure et pour le barrage de Charchar Les pentes optimales adoptées sont $\lambda_{\text{amont}}=1/2,5$; $\lambda_{\text{aval}}=1/2.5$ répondant aux critères fixés par les directeurs du C.I.G.B (comité international des grands barrages).

Ouvrages annexes

1 Vidange de fond :

Une vidange de fond est installée pour vider le barrage en cas d'urgence et pour chasser les dépôts de sédiments autour des prises d'eau. Dans le cas du barrage de Charchar La vidange de fond sera fournie à une élévation de 86,24 m NGA. Il s'agit d'une conduite de 600 mm de diamètre déchargeant environ 2,3 m³/s lorsque le niveau de l'eau dans le barrage est à la NNR.

La vidange de fond se terminera par une vanne de réglage type «Howell Bunger » juste en aval de la jonction, entre la structure de prise et la conduite. Ceci signifie que la vidange de fond se déversera directement dans la conduite. Aucun dispositif de dissipation ne sera nécessaire en aval de la conduite puisque la longueur de la voie de passage à travers la conduite dissipera suffisamment le débit pour empêcher l'érosion du matériau du lit de la rivière. Une vanne papillon de 600 mm de diamètre sera fournie pour permettre l'entretien de la vanne de réglage.

2 Prise d'eau :

La prise d'eau est l'ouvrage destiné à faire le prélèvement de l'eau de la retenue pour l'acheminer vers l'utilisateur.

Pour le cas du barrage de Charchar, La structure de prise sera située sur la pente droite de la vallée en amont du remblai. Il s'agira d'une structure en béton qui reposera sur la roche le long de la pente à une profondeur de 2,5 à environ 4 m. L'avantage de cette structure est qu'elle n'a pas besoin d'une grande base lourde, de murs épais et de lourdes armatures, ce qui serait le cas pour une tour de prise autonome.

Pour permettre de tirer la meilleure eau du niveau supérieure, trois prises seront mises en place. Une vanne papillon de 500 mm de diamètre sera placée à chaque prise. Chaque prise sera protégée par une grille fixe. Si les vannes papillon demandent

à être entretenues, un batardeau sera abaissée jusqu'au niveau de cette prise. L'accès aux ouvrages de vidange se fera par la salle de contrôle située en haut de structure de prise.

3 Dérivation provisoire et batardeau

La période de construction du barrage de Charchar comprendra au moins une saison pluvieuse. Pour cette raison, la rivière devra être dérivée. Cette dérivation sera faite au moyen d'une conduite en béton armé et des batardeaux en amont et en aval.

3.1 Conduite de dérivation provisoire :

La pointe de crue de dérivation est égale à $135 \text{ m}^3/\text{s}$. Le débit sortant de pointe résultant est égal à $95 \text{ m}^3/\text{s}$. Des diamètres de conduite de 2,25, 2,8, 3,4 et 4,0 m ont été utilisés dans la simulation afin de déterminer le diamètre optimal pour la dérivation provisoire. Une conduite de diamètre de 3,5 m a été choisie.

3.2 Batardeaux :

Le batardeau en amont sera implanté de façon qu'il pourra être incorporé dans la digue principale et sera construit en remblai tout-venant. La crête sera à 97,5 m NGA. La hauteur maximale de la digue sera d'approximativement de 17,5 m au-dessus du lit de la rivière. Le batardeau en aval sera nécessaire pour empêcher les eaux de crue de remonter dans la zone où la digue sera construite. La crête de ce batardeau sera à 85 m NGA. La hauteur maximale de la paroi sera de 5 m.

4 Évacuateur de crue :

L'évacuateur de crues sert à l'évacuation des eaux de crues superflues, le plus économiquement et le plus sûrement possible, pour éviter la submersion du barrage.

Le type d'évacuateur de crue qui est plus convenable pour cette combinaison de site et de hauteur de barrage, est un déversoir frontal. Il est proposé d'implanter le déversoir sur le flanc gauche de la digue, fondé sur marne, marnes-calcaires et grès très dégradée.

Les profondeurs d'excavation varieront de 6 à 10 m. A noter que la plupart des matériaux fouillés conviendront à l'usage dans les recharges des digues.

Le déversoir sera composé des éléments suivants :

- Un déversoir frontal de 80 m de largeur
- Un chenal rectangulaire de 40 de larguer et de 20 m de long
- Une transition de 45 m de long, un chenal de 25 m de largeur et de 35 m de long, et une deuxième transition de 30 m de long.
- Un coursier de 300 m de long
- Un bassin de dissipation de 35 m de long.

L'orientation du déversoir a été choisie de façon à ce que l'évacuateur s'aligne avec la direction du lit de la rivière. Une autre considération importante à cet égard était d'éviter des coudes dans le coursier de l'évacuateur de crue puisque ceci causerait des instabilités hydrauliques dans le coursier

Conclusion générale

Conclusion Générale :

Dans le cadre de la préparation du mémoire de fin d'étude, nous avons essayé de faire un tour d'horizon sur la faisabilité d'un petit barrage sur l'oued Charchar au niveau de la wilaya de SKIKDA qui est destiné à l'irrigation des terres agricoles situées à l'aval du barrage.

La fiabilité d'un ouvrage hydraulique dépend essentiellement de sa conception, de l'information et de la qualité de l'information ainsi que de la puissance des méthodes de dimensionnement des ouvrages en question.

Vu cela, une prudence et un grand soin ont été pris en considération pour une très bonne détermination des paramètres de dimensionnement et un très bon choix de méthodes et d'étude de conception afin de permettre à aboutir à une étude consistante.

On a procédé en premier lieu à l'élaboration d'une étude hydrologique, qui a posé un problème vu le manque de stations hydrométriques au niveau du bassin versant, ce qui nous a conduit à avoir recours à développer toutes les théories hydrologiques afin de cerner et de calculer les paramètres hydrologiques le mieux possible. Ensuite L'élaboration d'une étude géologique et géotechnique a été faite comprenant l'étude de la fondation du site, de la cuvette et de la disponibilité des matériaux de construction.

En fonction des différents paramètres entrant dans la conception des ouvrages de retenue, plusieurs variantes ont été proposées et étudiées dont la variante de digue en matériaux locaux homogènes a été la plus probable vu les conditions de son établissement.

Lors de la conception nous avons essayé de garder un impact positif de l'ouvrage sur l'environnement.

Il hautement clair que l'élaboration d'une telle étude nécessite des connaissances bien approfondies dans tous les domaines qui touchent l'hydraulique. De plus la disponibilité de l'information aurait rendu l'étude beaucoup plus simple et les résultats obtenus bien plus fiables notamment l'étude hydrologique. Toutefois, nous espérons que cette présente étude fruit de toute une formation soit un travail de base qui est sujet à réflexion et amélioration afin qu'il soit bénéfique.

Conclusion générale

On laissera le soin aux membres de jury afin d'apprécier les résultats et d'y porter des critiques objectives afin de développer et d'améliorer ce genre d'étude.

Références bibliographiques :

- [1] : **Ayad, H. & Mazrou, S.**, 1993, « Etude de faisabilité du barrage Takdempt sur l'oued Sebaou ». Mémoire de fin d'études, département hydraulique. Ecole Nationale Polytechnique Alger. 143 pages.
- [2] : **BENNINA , T** : 2004, « Manuel pratique d'hydrologie ».
- [3] : **BERMAD.M** cours d'HYDROLOGIE ; Ecole Nationale Polytechnique d'Alger
- [4] : **BOUCHEMAL, R.**, 2005, « Etude de faisabilité d'un petit barrage sur l'oued de Kolla W. Ain Temouchent ». Mémoire de fin d'études, option « conception des ouvrages hydrotechnique » E.N.S.H Blida.
- [5] : **Carlier . M.** 1980, « Hydraulique générale et appliquée ». Edition Eyrolles.
- [6] : **DEGOUTTE .G** : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemegref. France. 1997
- [7] : **DUNGLAS .M** : Cours d'ouvrages d'art. Chapitre 5 et 6 –Les barrages.
- [8] : **MOULODI.Y** cours de barrage ; Ecole Nationale Polytechnique d'Alger
- [9] : **ROLLEY.R** : Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles. Paris 1997.
- [10] : **TOUAIBIA .B** : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004

Les plans



Ú: [ǻÁ »ÁG

Abscisse : 50.000 m

Echelle des longueurs : 1/2000

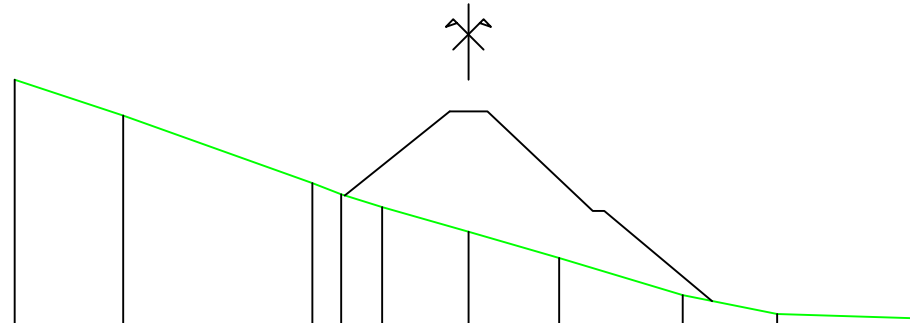
Echelle des altitudes : 1/1000

Ú: [ǻÁ^•ǻ .Á ǻÁÓ[çǻǻǻ

Ú: [ǻÁ } Á[} * Á »ÁÚŠF

X axe : 304715.334

Y axe : 4075451.951



PC : 67.00 m

Altitudes TN	-120.000	-91.305	-41.288	-33.660	-22.789	-0.000	23.984	32.730	24.914	35.604	117.232	97.97
Öǻ çǻ &^ ÁÁÇ^ Á/P	129.19	124.47	115.55	114.03	112.36	109.09	105.64	100.71	98.22	97.77	97.77	97.77
Distances partielles TN	28.695	50.037	7.608	10.872	22.789	23.984	32.730	24.914	35.604	2.768		
Altitudes Projet												
Öǻ çǻ &^ ÁÁÇ^ ÁÚ: [b c												
Distances partielles Projet												



Ú: [ǎÁ »ÁH

Abscisse : 100.000 m

Echelle des longueurs : 1/2000

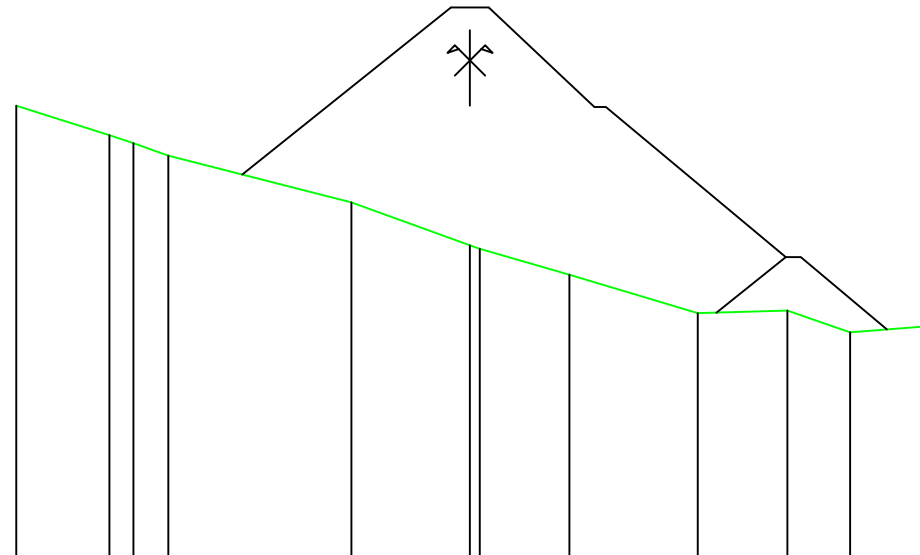
Echelle des altitudes : 1/1000

Ú: [ǎÁ^••ǎ .Á ǎÁÔ [çǎǎ

Ú: [ǎÁ } Á [} * Á »ÁÚŠF

X axe : 304748.305

Y axe : 4075414.362



PC : 52.00 m

Altitudes TN		111.99		108.10		107.04		105.40		99.23		93.55		89.67		84.56		84.92		82.04		82.78	
Öǎ çǎ &^•ÁÁÇ^ÁP		-120.000		-95.395		-88.972		-79.794		-31.327		0.000		26.317		60.228		83.962		100.571		120.000	
Distances partielles TN			24.605	6.423	9.178				48.466		31.327	2.588	23.729		33.910		23.734		16.609		19.429		
Altitudes Projet																							
Öǎ çǎ &^•ÁÁÇ^ÁÚ [b c																							
Distances partielles Projet																							



Ú: [ǎÁ^••ǎ .Á æÁÔ [çæǎǎ

Ú: [ǎÁ } Á [} * Á »ÁÚŠF

X axe : 304880.186

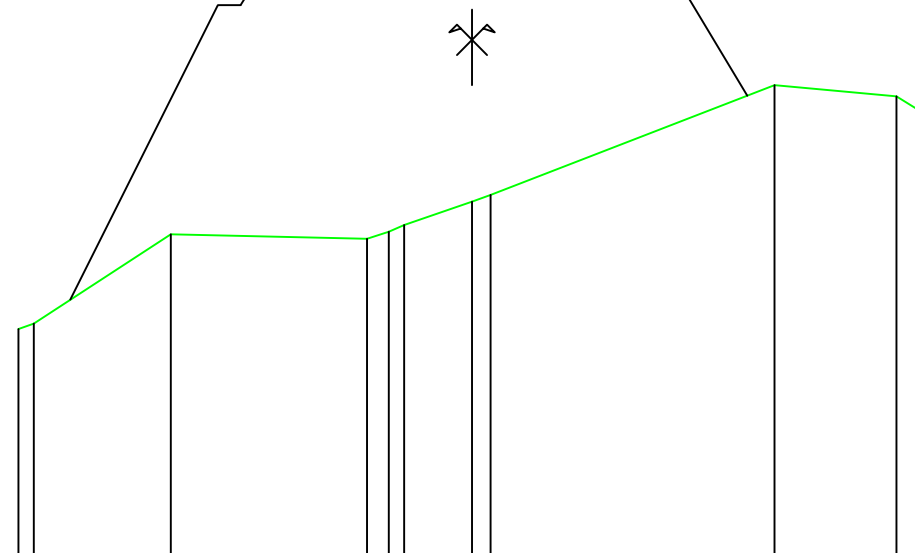
Y axe : 4075264.004

Ú: [ǎÁ »Á

Abscisse : 300.000 m

Echelle des longueurs : 1/2000

Echelle des altitudes : 1/500



PC : 66.00 m

Altitudes TN	81.06	81.43	87.32	87.02	87.49	87.94	89.49	89.92	97.18	96.45	95.23
Öǎ çǎ &^ Á ÁÇ^ Á/P	-120.000	-115.934	-79.638	-21.770	-21.994	-17.952	0.000	4.932	80.030	112.250	120.000
Distances partielles TN	4.066	36.296	51.869	5.776	4.042	17.952	4.932	75.098	32.220	7.750	
Altitudes Projet											
Öǎ çǎ &^ Á ÁÇ^ ÁÚ: [b c											
Distances partielles Projet											



Ú: [ǎǎ »ǎǎ]

Abscisse : 350.000 m

Echelle des longueurs : 1/2000

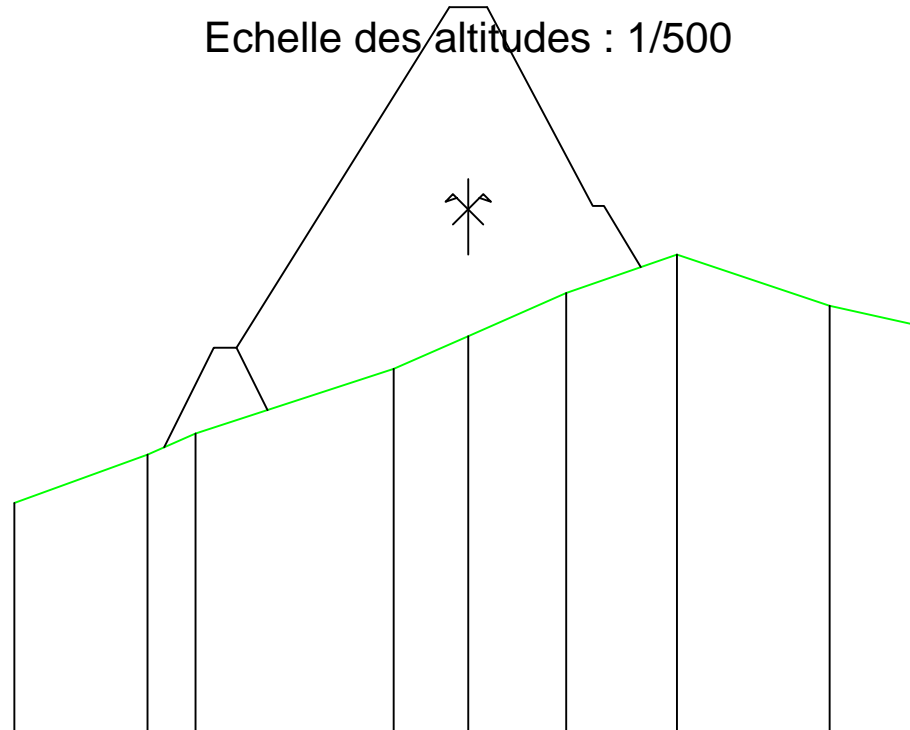
Echelle des altitudes : 1/500

Ú: [ǎǎ ^••ǎ .ǎ æǎǎ] çǎǎǎ

Ú: [ǎǎ }ǎ [} *ǎ »ǎǎǎŠF

X axe : 304913.157

Y axe : 4075226.415



PC : 77.00 m

Altitudes TN	92.22	95.42	96.80	101.08	103.25	106.10	108.63	105.25	103.88
Öǎ çǎ &•ǎǎǎǎǎǎǎǎǎǎ	-120.000	-84.774	-72.078	-19.661	-0.000	25.904	55.245	95.628	120.000
Distances partielles TN		35.226	12.696	52.418	19.661	25.904	29.341	40.382	24.372
Altitudes Projet									
Öǎ çǎ &•ǎǎǎǎǎǎǎǎǎǎ									
Distances partielles Projet									

Date : 06/06/2015

Dossier : Drawing1



Ú: [ǎǎ] »ǎǎ

Abscisse : 400.000 m

Echelle des longueurs : 1/2000

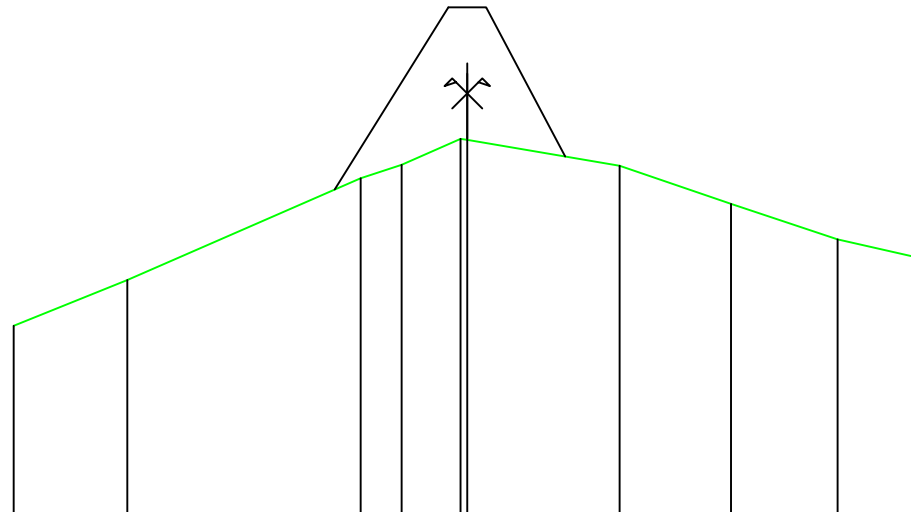
Echelle des altitudes : 1/500

Ú: [ǎǎ] ^••ǎ .ǎ ǎǎǎ

Ú: [ǎǎ] ǎǎ } * ǎ »ǎǎǎǎ

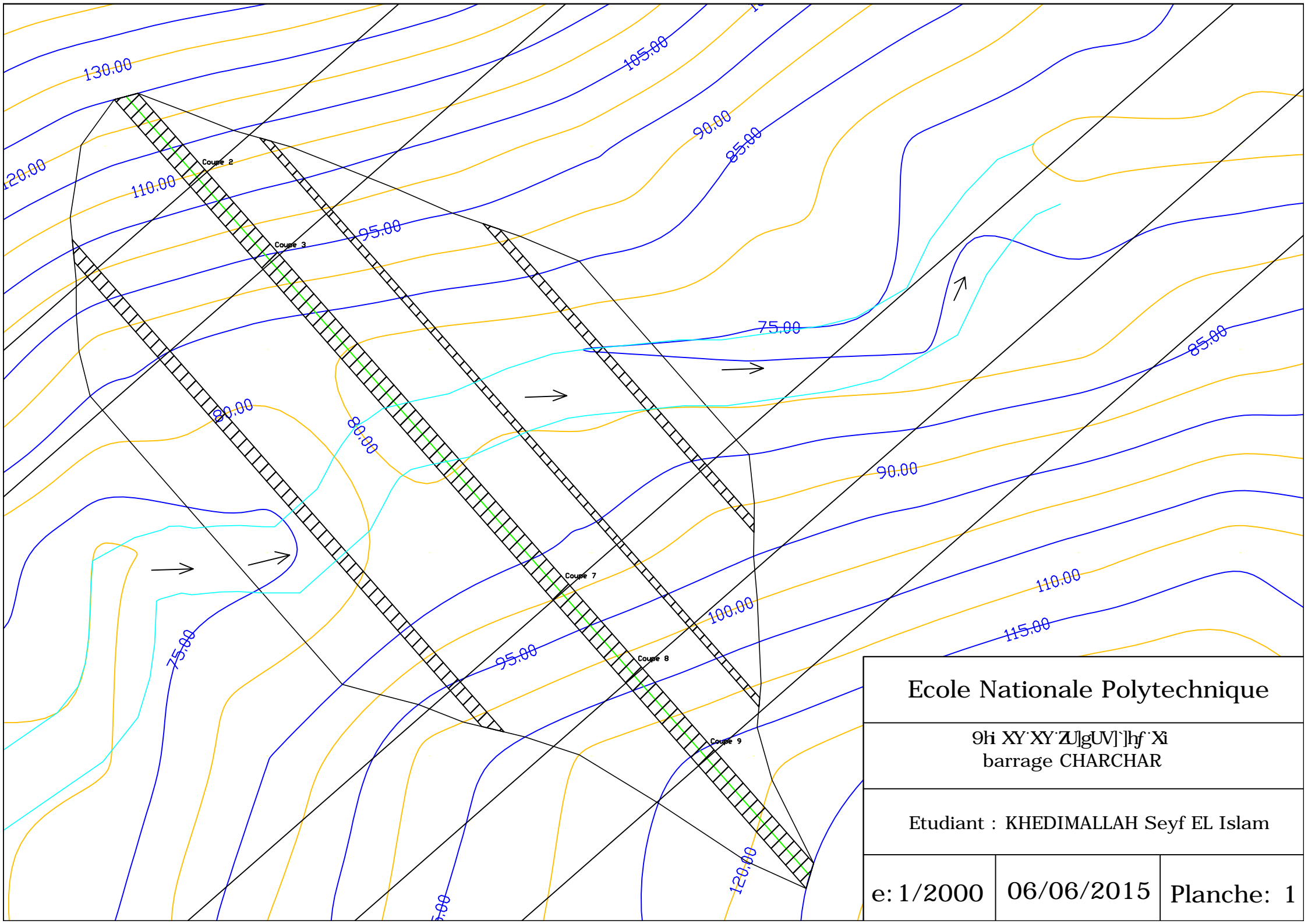
X axe : 304946.127

Y axe : 4075188.826



PC : 89.00 m

Altitudes TN	104.03	107.06	113.78	114.67	116.31	114.60	112.09	109.73	108.50
Öǎ ǎǎ & ǎǎǎǎǎǎ	-120.000	-89.904	-28.222	-17.328	0.000	40.317	69.760	97.861	120.000
Distances partielles TN		30.096	61.682	10.894	15.568	40.317	29.444	28.201	22.039
Altitudes Projet									
Öǎ ǎǎ & ǎǎǎǎǎǎ Ú: [ǎǎ] ǎǎ									
Distances partielles Projet									



Ecole Nationale Polytechnique

9h XY'XY'ZU]gUV]]hf' Xi
barrage CHARCHAR

Etudiant : KHEDIMALLAH Seyf EL Islam

e: 1/2000

06/06/2015

Planche: 1

Les annexes



Annexe A1 Site du Barrage de Charchar : Vue du site du barrage du flanc gauche



Annexe A2 Site du Barrage de Charchar : Vue du site du barrage à partir du flanc droit



Annexe A3 Vue du flanc gauche regardant en amont vers le site du barrages
(A Noté le confluent des deux tributaires)



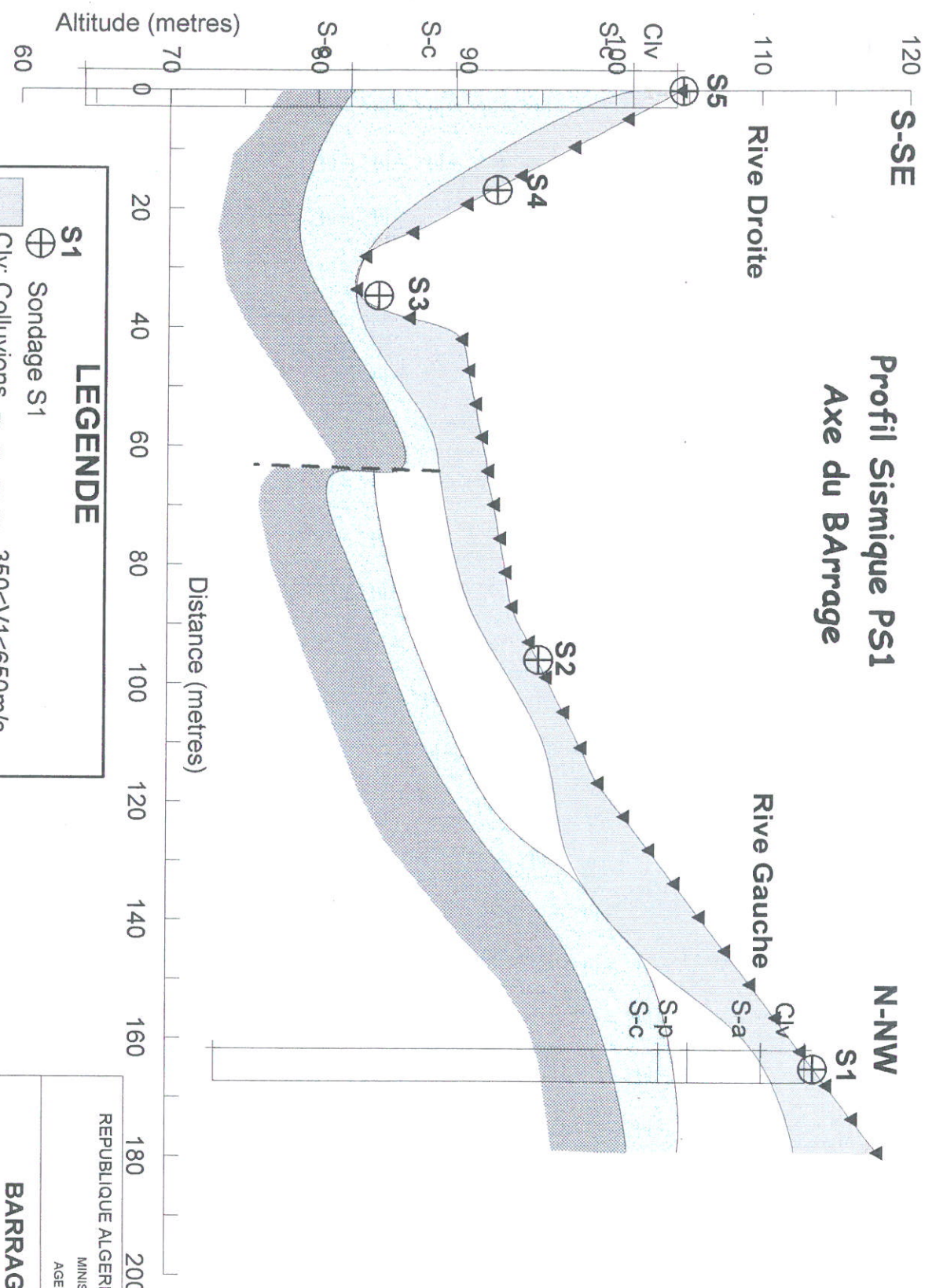
Annexe A4 Vue des environs aval du site du barrage à partir du flanc gauche



Annexe A5 Bassin versant du tributaire droit à l'Oued Cherchar



Annexe A6 Hauts du bassin versant du tributaire droit



Profil Sismique PS1
Axe du Barrage

LEGENDE

- ⊕ S1 Sondage S1
- Civ: Colluvions -- -- 350<V1<650m/s
- S-a: Schistes altérés -- -- 1000<V2<2000m/s
- S-p: Schiste peu consolidé -- 2000<V3<3000m/s
- S-c: Schistes consolidés -- 3000m/s<V4

Echelle Horizontale: 1/1.000
Echelle Verticale : 1/400

BARRAGE D'OUED CHARCHAR
Etude Géophysique
Profil Sismique PS1
Axe du Barrage

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DES RESSOURCES EN EAU
AGENCE NATIONALE DES BARRAGES

<p>Centre de Recherche en Astronomie, Astrophysique et Géophysique</p>	<p>coordonnées UTM point de référence S1 X=302 580 m Y=4 074 350,5 m Z=-115 m</p>
<p>Juillet 2004</p>	