

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES
En vue de l'obtention du Diplôme de Master

Spécialité : Hydraulique
Option : Ouvrages Hydrauliques

Thème :

**Etude de faisabilité du barrage en terre
avec noyau étanche de Sidi Khelifa à
Azeffoun**

Présenté par :

- ❖ M^{elle} GRAICHI Ahlam.
- ❖ M^{elle} SAOUDI Nesrine.

Devant les membres du Jury :

- ❖ M^{me} CHERIFI Fatiha
- ❖ M^r DEHMOUS Hocine
- ❖ M^r GABI Smail

Promotion 2021/2022

Remerciements

Avant tout, nous remercions le bon DIEU qui a illuminé notre chemin et qui nous armées de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail.

Au terme de cette modeste étude, nous tiens à exprimer nos profondes gratitude et nous vifs remerciements à M^r GABI Smail (notre promoteur) pour avoir contribué à l'élaboration de ce présent mémoire et à notre formation durant les années de spécialité.

Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidé au cours de la formation, et nos respects aux membres de jury qui nos feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Nous remercions également l'équipe d'ANBF (La base DU barrage SIDI KHELIFA) pour leur aide et formation.

Un profond remerciement à toutes personnes ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

GRACHI

AHLAM

SADOUJI

NZSRINE

Le cycle de la vie sur terre est inconcevable sans la présence de l'eau, car cette matière vitale joue un rôle primordial dans tous les phénomènes physiques et biologiques qui entourent l'être humain.

Pour vivre et subsister, l'être humain a été et demeurera toujours un utilisateur de l'eau. En effet, cette matière constitue à la fois une ressource pour l'économie, un élément de la vie et un milieu vivant qui fait partie du patrimoine terrestre.

L'abondance de l'eau sur notre globe est étroitement liée à la nature du cycle hydrologique qui par définition est une succession de deux phénomènes purement climatique qui sont respectivement les précipitations et l'évaporation. Malgré la difficulté que l'on rencontre pour les mesurer à pareille échelle, on peut tout de même admettre que ces deux phénomènes s'équilibrent à l'échelle mondiale étant donné qu'il n'y a pas de tendance d'accumulation dans l'atmosphère.

En effet, la majeure partie de notre planète est recouverte d'eau. Près de 510 millions de kilomètres carrés. Cela résulte en partie du fait de l'absence d'une réparation régulière et harmonieuse des pluies annuelles moyennes à travers toutes les zones de ce globe. A en croire les chiffres, on avancera que ces précipitations varient depuis des valeurs très faibles moins de 100 mm /an, dans les zones arides jusqu'à plus de 2500 mm/an, dans certaines régions de la zone équatoriale.

Pour notre pays, les estimations sont de l'ordre de 100 à 400 mm de moyennes de précipitations annuelles, étant donné aussi son appartenance à une zone aride à semi aride.

On notera que notre pays renferme des ressources en eau généralement faible et surtout extrêmement irrégulières et localisées.

Actuellement nos besoins naturels annuels en eau, se situent aux environs de 70 milliards de mètres cubes d'eau. Alors que seulement 07 milliards de mètres cubes sont mobilisables. Et d'ici des années prochaines et en prenant en compte tous les facteurs d'une évolution permanente que ce soit dans le domaine social ou industriel il faudrait mettre sur pied un plan de travail pouvant nous garantir tous les besoins futurs.

C'est dans ce sens là que beaucoup d'efforts sont déployés depuis le début des années 90 par les autorités algériennes, puisqu'il a été décidé la mise en place d'une politique de réalisation d'ouvrages hydrotechniques tels que les barrages qui sont considérés comme les

ouvrage les plus importants dans le domaine de Hydraulique étant leur ampleur, la complexité de leur réalisation ainsi que le rôle qu'il peut entreprendre dans l'accroissement de l'économie du pays.

Les barrages sont généralement édifiés a fin de permettre un stockage des eaux acheminées par rivières. Ces eaux qui sont retenues surtout pendant les crues y prendront ainsi leur pouvoir dévastateur.

Lors qu'elles seront reprises en saison sèche, ces eaux serviront à l'irrigation des terres agricoles, ou bien à l'alimentation des villes en eau potable et industrielle ou à toute autre utilisation permanente. Elles peuvent aussi engendrer une énergie électrique transportable au cas où elles sont turbinées sur une chute crée artificiellement.

A travers le monde entier, on trouve deux sortes de barrage :

1. Les barrages remblayés qui sont constants en matériaux non assemblés et entassés. Ce type de barrage se subdivise en barrages en terres, barrages enrochements et en barrages mixtes qui sont conçus avec plusieurs types de matériaux.
2. Les barrages en béton se subdivisent, quant à eux en barrages poids, barrage voutes, barrage à contreforts avec des variantes comme les barrages à voutes multiples.

Un projet d'envergure est retenu à Tizi Ouzou, Il s'agit du futur barrage de Sidi Khelifa, situé sur l'oued Sidi Ahmed Youcef ; à l'Est de la ville d'azeffoun, et à 2 km en amont du pont de la RN 24. La digue, dont la hauteur est de l'ordre de 40-45 m.

La retenue normale occupe un plan d'eau sur une longueur de près de 5 km le long de la vallée principale de Sidi Ahmed Youcef et possède une capacité utile de 30 Mm.

Dans ce travail, nous proposons présenter les différentes études (défini de site, les études topographiques, géologiques, géotechnique; hydrologique) qu'ont servi au dimensionnement et à l'étude de faisabilité du barrage en terre de Sidi Khelifa dans la région de Azeffoun.

I.1. Introduction

Un barrage est un ouvrage d'art construit en travers d'un cours d'eau et destiné à en réguler le débit et/ou à stocker de l'eau, notamment pour le contrôle des crues, l'irrigation, l'industrie, l'hydroélectricité, la pisciculture, une réserve d'eau potable, etc.

Un barrage fluvial permet de réguler le débit de l'eau, au profit du trafic fluvial, de l'irrigation, d'une prévention relative des catastrophes naturelles (crues, inondations), par la création de lacs artificiels ou de réservoirs. Il permet souvent la production de force motrice (moulin à eau) et d'électricité, on parle alors de barrage hydroélectrique, à un coût économique acceptable, le coût environnemental étant plus discuté pour les grands projets (source de fragmentation éco paysagère, d'envasements à l'amont du barrage, de dégradation éco paysagères et de l'eau. Les « grands barrages » sont tous recensés par la commission internationale des grands barrages (CIGB).

Un barrage est un ouvrage artificiel barrant un cours d'eau. Le caractère artificiel de l'ouvrage permet d'exclure les barrages naturels qui peuvent parfois se former par exemple derrière une moraine glacière ou qui peut se créer après un effondrement d'un pan de montagne venant obstruer une vallée. Ceci permet aussi d'associer à chaque barrage un constructeur, propriétaire et donc des responsabilités vis-à-vis de risques de toutes natures que peuvent générer les barrages. Cela demande parfois de prendre conscience qu'un étang qui a l'air de faire partie du paysage depuis la nuit des temps résulte de la construction d'un barrage qu'il faut donc surveiller et entretenir...

Les barrages sont définis par des caractéristiques physiques (la hauteur, le volume de la retenue derrière le barrage), par un type de barrage selon sa forme ou les matériaux qui le constituent, par une utilisation principale...

L'ensemble de ces critères donnent des clés d'entrée multiples pour classer les ouvrages.

I.2- La taille des barrages :

On notera que dans de nombreux pays, on caractérise la taille d'un barrage par la hauteur par rapport au point le plus bas des fondations, comme le barrage est encastré dans le sol, la hauteur sur fondations est supérieure à la hauteur au-dessus du terrain naturel. La Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB, ICOLD en anglais) maintient, pour l'ensemble des pays, un registre des grands barrages, pour la CIGB, un grand barrage commence à partir d'une hauteur sur fondations supérieure ou égale à 15 m Pour les barrages français, il n'existe

pas d'appellation normalisée. Si la réglementation introduite par le décret du 11 décembre 2007 introduit des classes de barrages en associant des critères de hauteur et de volumes de retenue, il est cependant d'usage de parler de grands barrages dès lors que la hauteur au-dessus du terrain naturel est au moins égale à 20 m. On peut même trouver un classe de très grands barrages comme les grands barrages ayant en outre un volume de retenue supérieur à 15 millions de m³; il s'agit des barrages soumis obligatoirement à Plan Particulier d'Intervention. En deçà, on trouve des barrages de moyenne importance entre 10 et 20 m de hauteur. Pour des hauteurs inférieures à 10 m, il s'agit de petits barrages. Si la réglementation nouvelle fixe un plancher à 2 m, on trouve des barrages encore plus petits mais dont les enjeux en termes de risques deviennent négligeables.

Bien entendu, le risque associé à un barrage dépend de sa hauteur, mais aussi de la longueur de sa crête et surtout du volume d'eau qui est stocké derrière le parement amont du barrage.

I.3- Les type des barrages :

Les barrages forment avec le terrain sur lequel ils sont construits un ensemble indissociable : à chaque site, un type de barrage, un dimensionnement adapté tant sur le plan technique qu'économique. C'est pourquoi il n'existe pas de barrage type standard. De plus, certains sont formés par la juxtaposition de plusieurs structures différentes justifiées par des caractéristiques de sol de fondation particulières et aussi par des choix économiques. En se contentant de définir quelques grandes catégories, on peut commencer par classer les barrages en fonction du matériau qui les constitue. Aux barrages construits en matériaux durs (la maçonnerie autrefois, aujourd'hui le béton), on oppose les barrages en matériaux meubles (la terre, les enrochements).

I.3.1- Les barrages poids :

De forme massive et triangulaire, résistent à la poussée de l'eau grâce à leur poids. Un barrage poids (Fig I.1) est un barrage dont la propre masse suffit à s'opposer à la pression exercée par l'eau. Ce sont des barrages souvent relativement épais, dont la forme est généralement simple « leur section s'apparente dans la plupart des cas à un triangle rectangle ». On compte deux grandes familles de barrages poids, les barrages poids-béton, et les barrages en remblais (ces derniers n'étant d'ailleurs généralement pas qualifiés de barrage-poids, mais de barrage en remblais).

Même si les barrages voûtes ou à contrefort nécessitent moins de matériaux que les barrages poids, ces derniers sont encore très utilisés de nos jours. Le barrage-poids en béton est choisi lorsque le rocher du site (vallée, rives) est suffisamment résistant pour supporter un tel ouvrage (sinon, on recourt aux barrages en remblais), et lorsque les conditions pour construire un barrage voûte ne sont pas réunies. Le choix de la technique est donc d'abord géologique : une assez bonne fondation rocheuse est nécessaire. Mais il faut également disposer des matériaux de construction (granulats, ciment) à proximité.



Figure I.1 : Barrage poids

I.3.2- Les barrages voûtes :

De forme arquée, profitent de leur forme pour reporter la poussée de l'eau vers le rocher des rives.

La poussée de l'eau est reportée sur les flancs de la vallée au moyen d'un mur de béton arqué horizontalement, et parfois verticalement « on la qualifie alors de voûte à double courbure ».

La technique de barrage voûte (Fig I.2) nécessite une vallée plutôt étroite (même si des barrages voûtes ont été parfois construits dans des vallées assez larges, poussant cette technologie à ses limites) et un bon rocher de fondation. Même lorsque ces conditions sont réunies, le barrage-voûte est aujourd'hui souvent concurrencé par les barrages poids en béton ou le barrage en enrochements, dont la mise en œuvre peut être davantage mécanisée.

En raison du relativement faible volume de matériaux nécessaires, c'est évidemment une technique très satisfaisante économiquement.

On rencontre aussi des barrages avec plusieurs voûtes comme le barrage de Ksob à

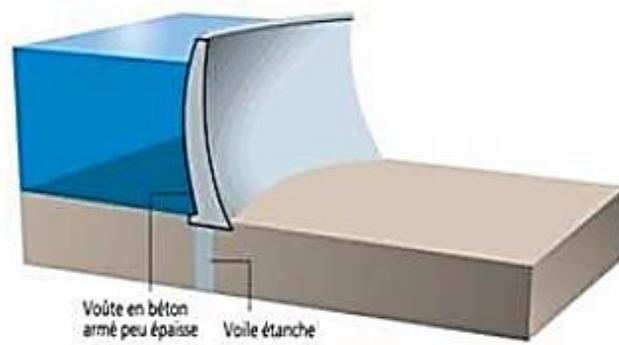


Figure I.2 : Barrage voûte

I.3.3- Les barrages à contreforts :

Sont constitués d'une série de murs « les contreforts » construits dans la vallée parallèlement à l'axe de la rivière, l'espace entre les contreforts étant bouché par une dalle en béton, une voûte...

Lorsque les appuis sont trop distants, ou lorsque le matériau local est tellement compact qu'une extraction s'avère presque impossible, la technique du barrage à contreforts permet de réaliser un barrage à grande économie de matériaux.

Le mur plat ou multi voûtes en béton s'appuie sur des contreforts en béton armé encastrés dans la fondation, qui reportent la poussée de l'eau sur les fondations inférieures et sur les rives.

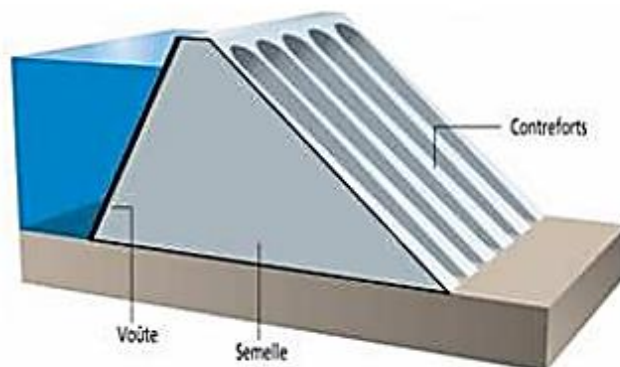


Figure I.3 : Barrage à contreforts

I.3.5- Les barrages en terres :

On appelle barrages en remblais tous les barrages construits avec des matériaux terreux. Cette catégorie de barrages regroupe plusieurs catégories différentes par les types de matériaux utilisés et la méthode employée pour assurer l'étanchéité. Ainsi les matériaux de construction peuvent avoir une granulométrie étendue avec une gamme de grains allant du très fins au grossier.

L'utilisation de matériaux locaux généralement bon marché surtout par une mécanisation presque totale des travaux, a au fil du temps imposé le type de barrage en terre comme la solution idéale.

L'utilisation des matériaux locaux généralement bon marché et leurs disponibilités à proximité du site fait que la solution barrage en remblais est intuitivement choisis par rapport aux autres types de barrages considérés rigides et s'adaptent difficilement aux assises non rocheuses. Les barrages en terre compactés peuvent être divisés en trois principaux types :

I.3.5.1- Les barrages en terre homogènes :

Ils sont totalement construits avec un seul matériau qui est le plus souvent argileux remplissant simultanément les deux fonctions d'écran et de masse.

Ce matériau doit présenter des caractéristiques permettent de garantir une étanchéité suffisante et une stabilité du remblai. Leur simplicité a permis de développer une technique de réalisation bien maîtrisée tout en assurant une grande sécurité, néanmoins ce type de barrage est surtout adopté pour la réalisation de retenue collinaires et de petits barrages.

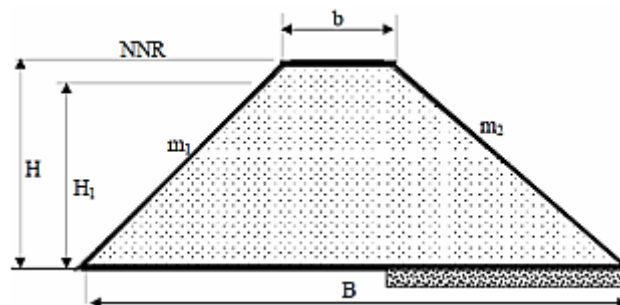


Figure I.5 : Barrage en terre homogène

I.3.5.2- Les barrages en terre à noyau étanche :

Dans le cas où la quantité des matériaux imperméables disponibles sur site est insuffisante pour réaliser tout le corps du barrage, on opte le plus souvent pour un ouvrage à zones avec un noyau en argile assurant l'étanchéité.

La stabilité du massif sera assurée par des zones perméables appelées recharges. Ces recharges peuvent être au nombre variables et disposées différemment d'un barrage à un autre en fonction de la nature du matériau et des conditions spécifiques à chaque barrage.

Ce type de barrages présente toutefois l'inconvénient d'une mise en œuvre plus compliquée et onéreuse surtout si la vallée est étroite et où le travail mécanisé devient plus compliqué. Un autre inconvénient, est la nécessité de séparer par des filtres de transition les différentes zones.

Par contre, pour les ouvrages importants, les matériaux grossiers de recharges sont plus résistants que les matériaux argileux, on peut donc construire des talus plus raides et on contrôle mieux les écoulements dans le corps du barrage. Notons que le noyau étanche peut être vertical ou incliné et parfois remplacé par un diaphragme en béton au ciment ou bitumineux.

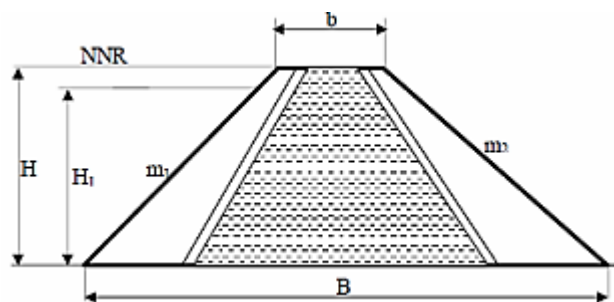


Figure I.6 : Barrage à noyau étanche

I.3.5.3- Les barrages en terre à masque amont :

Les barrages en terre à masque sont des remblais perméables avec un écran imperméable appelé masque placé sur le parement amont.

Le corps du barrage est construit avec un matériau quelconque pour autant qu'il soit peu déformable et pouvant assurer la stabilité au glissement de l'ensemble de l'ouvrage.

Le masque qui assure l'étanchéité peut être en béton, en produits bitumineux ou en géo-membrane. La présence de ce masque sur le parement amont présente un double avantage de pouvoir faire des réparations en cas de dégradation du masque et de permettre de faire des vidanges rapides sans risque de glissements.

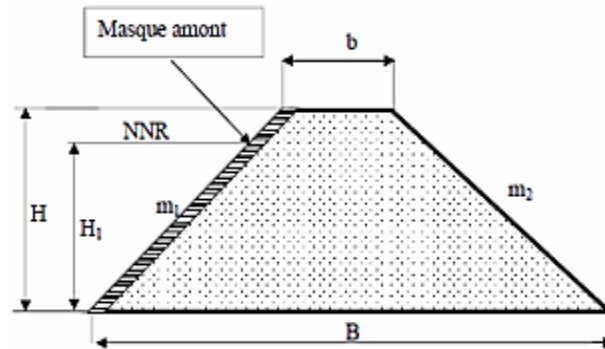


Figure I.7 : Barrage a masque amont

I.4- L'utilisation des barrages :

Les barrages peuvent être construits pour plusieurs objectifs :

- Produire de l'électricité à partir d'une énergie renouvelable, celle de l'eau, avec des usines hydroélectriques accolées au barrage ou situées plus bas dans la vallée et alimentées par des conduites forcées. Dans certains cas, comme à Grand Maison, deux réservoirs fonctionnent par échange avec pompage ou turbinage, selon les heures et les besoins du réseau en électricité ;
- Créer des réserves d'eau pour l'alimentation en eau potable des villes. L'eau peut également être nécessaire pour des besoins industriels.
- Irriguer des zones agricoles ayant de gros besoins en eau lors des périodes sèches.
- Maintenir dans les rivières un débit minimum suffisant lors des étiages, pour assurer à la fois une qualité écologique satisfaisante des rivières et permettre les prélèvements par pompage à l'aval (pour des besoins d'alimentation en eau, d'irrigation...).
- Réduire l'effet des crues en retardant l'eau grâce au stockage dans la retenue qui se remplit pour la relâcher après le passage de la crue.

Certains de ces objectifs peuvent être complémentaires sur un même ouvrage. D'autres sont, a priori, opposés : il est, par exemple, impossible d'avoir en même temps une retenue pleine pour fournir une réserve d'eau potable mais aussi une retenue vide pour limiter au maximum l'impact des crues. Notamment, les barrages écrêteurs de crue sont des ouvrages

conçus spécialement à cette fin avec des dispositions particulières de conception et d'exploitation.

I.5- Choix du Site d'un Barrage

Lorsqu'on envisage de construire un barrage, il importe avant tout de bien chercher l'endroit de leur emplacement, d'examiner les objectifs que devra satisfaire la retenue, et de dégager les impératifs qui en découlent pour les caractéristiques de l'ouvrage à concevoir et son emplacement.

On procède ensuite à la recherche d'un site apte à la réalisation d'un ouvrage répondant à ces caractéristiques, puis à l'étude de sa faisabilité sur ce site.

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

L'objectif à atteindre de notre barrage et de la retenue étant connus, il convient ensuite de chercher le site plus apte à satisfaire ces objectifs, le plus souvent la décision sur le choix du site nécessite une connaissance plus précise des caractéristiques de chacun des emplacements présélectionnés.

Chaque site a des caractéristiques techniques propres, et pour faire le choix d'un tel site du barrage on distingue les différents critères suivants :

- Garantir la demande en eau à créer par la retenue, choisir alors un site en conséquence.
- Géologie d'éventuel emplacement du barrage et de la retenue.
- Un resserrement de la gorge liant les deux rives souhaité, soit vallée étroite d'où volume du barrage minimum.
- Choisir l'emplacement rapproché des zones d'accès existantes, faciles pour éviter la création d'autres voies importantes pour engin et main d'œuvre.
- Un site convenant à l'emplacement des ouvrages annexes.
- Pente de la cuvette non relevée, celle-ci étant liée à la hauteur à fixer pour le barrage, pour satisfaire la capacité à créer.
- On examinera l'implantation des lieux habités à l'aval, et voies de communication.

I.7- Rupture des barrages en terre :

Une rupture de barrage est définie comme étant une destruction totale ou partielle de l'ouvrage, de ses appuis ou de ses fondations le rendant complètement inopérant.

Les constructions hydrauliques peuvent subir des accidents de rupture plus ou moins graves. Le milieu naturel étant, d'une part, difficile à déterminer, les crues et les séismes qui sont des phénomènes aléatoires rendent difficile l'appréciation de leurs intensités extrêmes possibles sur la durée de vie des ouvrages.

D'autre part, les connaissances et les matériaux intervenant dans la construction des ouvrages demeurent imparfaits, malgré les progrès technologiques rapides en matière de conception et de réalisation de ces ouvrages survenus ces dernières décennies. Pour toutes ces raisons, il est facile de comprendre comment il y a eu ce nombre important de ruptures d'ouvrages et admettre aussi qu'il y en aura d'autres dans le futur.

I.8- Les cause d'accident :

Les causes de rupture d'ouvrage peuvent être de différents ordres.

I.8.1- Des problèmes techniques:

Peuvent entraîner la rupture d'un ouvrage. Il peut s'agir d'un défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des crues ou bien d'un vice de conception, de construction ou de matériaux. Le type de barrage, les matériaux utilisés, la nature des fondations ainsi que l'âge de l'ouvrage vont avoir une influence sur l'apparition de ces problèmes.

Cependant, l'évolution des techniques de construction rend les barrages modernes beaucoup plus sûrs.

I.8.2- Des causes naturelles :

Peuvent également être à l'origine de rupture de barrage. Il en est ainsi des crues exceptionnelles, d'intensité supérieure à celle retenue pour le dimensionnement des ouvrages évacuateurs, appelée crue de projet. Le niveau de sécurité retenu est généralement compris entre la crue millénaire et la crue déca millénaire. Les barrages en terre ne supportent pas la submersion et sont donc plus vulnérables aux débordements.

Les glissements de terrains, soit de l'ouvrage lui-même, soit des terrains entourant la retenue sont également une cause de rupture.

Enfin les séismes peuvent causer des dommages mineurs à ne pas négliger (déformations, tassements, fissures, etc.).

I.8.3- Des causes humaines :

Peuvent enfin être à l'origine d'accidents : études préalables pas assez approfondies, contrôle d'exécution insuffisant, erreurs d'exploitation, défaut de surveillance et d'entretien ou encore actes de malveillance, sabotage, attentat, guerre.

I.9- Les mécanismes de rupture des ouvrages en remblai :

Le risque de rupture brusque et inopinée est considéré comme très faible, voire nul. La situation de rupture paraît plutôt liée à une évolution plus ou moins rapide d'une dégradation de l'ouvrage susceptible d'être détectée par la surveillance et l'auscultation.

Pour les ouvrages hydrauliques en remblai, quatre mécanismes de rupture sont classiquement considérés : l'érosion externe, l'érosion interne, l'instabilité externe et la liquéfaction.

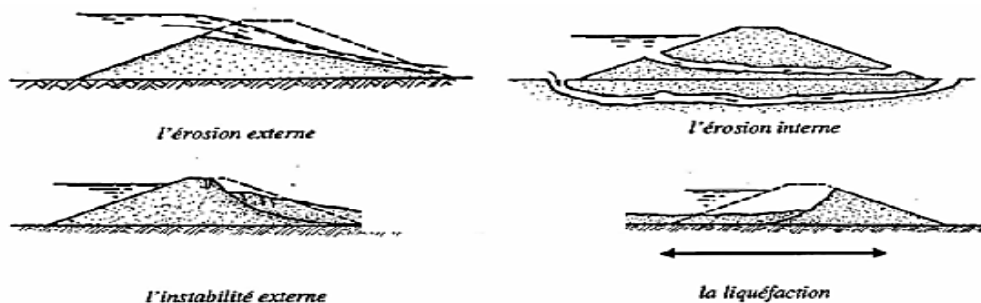


Figure I.8 : Mécanismes de rupture des ouvrages en remblai

I.9.1- L'érosion externe :

L'érosion externe est engendrée par des circulations d'eau, même peu importantes, sur la crête des barrages. Le mécanisme d'érosion s'amorce à partir du bord aval de la crête et progresse jusqu'à ce qu'une brèche soit ouverte. Le phénomène peut durer quelques minutes à quelques heures selon la taille des matériaux, leur cohésion, le revêtement de la crête, la hauteur de l'eau qui s'écoule au-dessus du barrage.

Le mécanisme de rupture par érosion externe correspond à l'arrachement des particules constituant la digue par le courant de la rivière qui peut éroder la digue jusqu'à sa rupture.

D'autres phénomènes, tel que le ruissellement des eaux de pluies, peuvent également être à l'origine de l'érosion externe. Les talus des digues côté fleuve, ainsi que ceux des berges qui parfois jouxtent directement la digue, subissent en crue les effets des courants hydrauliques qui peuvent provoquer des érosions à la base des talus.

On distingue trois mécanismes d'érosion externe :

- Le mécanisme d'affouillement.
- Le mécanisme d'érosion externe lié au courant et aux chocs d'embâcles.
- Le mécanisme de sur versé « du cours d'eau vers le val protégé ».

I.9.2- L'affouillement :

L'affouillement correspond à l'érosion externe du pied de la berge, puis à l'érosion externe du corps de digue si celle-ci est proche de la berge. C'est la vitesse importante de l'eau « aggravée éventuellement par la fragilité des berges, l'absence de protection ou d'ancrage des berges » qui provoquent l'érosion en pied.

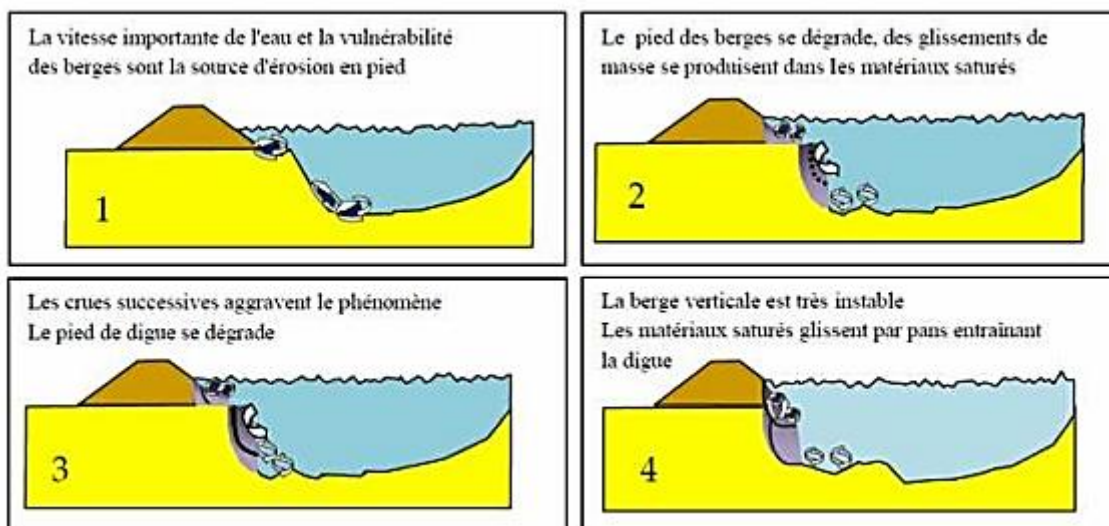


Figure I.9 : L'affouillement

Les facteurs de sensibilité au mécanisme d'affouillement sont de trois ordres :

- La vitesse moyenne de l'eau le long du talus de digue.

- Les perturbations hydrauliques locales. Ainsi des arbres, des piles ou toute construction sont la source de telles discontinuités hydrauliques.
- La nature et état de la protection du talus de la digue côté fleuve.

I.9.3- Courant et chocs de corps flottants :

Le mécanisme d'érosion externe lié au courant et aux chocs de corps flottants est peu fréquent. Toutefois lors des crues, elles sont susceptibles d'être érodées par ce mécanisme, et ce même si les digues sont éloignées de la rivière.

I.9.4- Le glissement des talus :

Il existe deux mécanismes de glissement :

- Le glissement du talus côté aval, se produisant le plus souvent durant la crue.
- Le glissement du talus côté fleuve, se produisant lors de la décrue.

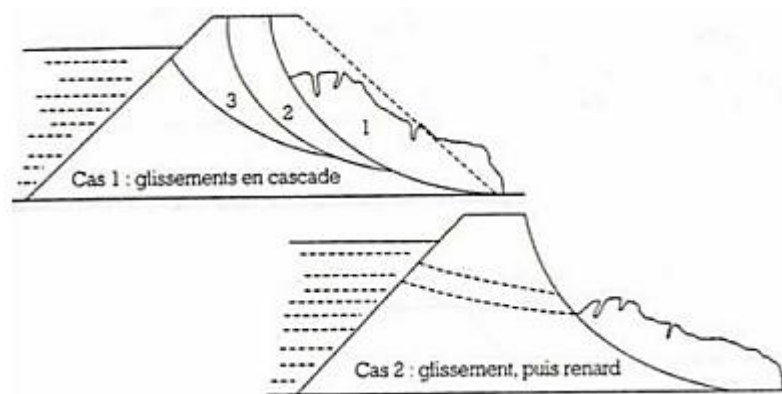


Figure I.10 : Glissement des talus

II.1- Introduction :

L'étude géologiques du barrage Sidi Khelifa sur l'Oued Sidi Ahmed Youcef de wilaya de Tizi-Ouzou est basée sur la recherche et l'exploitation de la documentation de la région, le levé géologique du site et sa retenue ainsi que les résultats de la reconnaissance géologique et géotechnique exécutés sur site et au laboratoire.

Elle a pour but de répondre aux questions suivantes :

- La stabilité et l'étanchéité des appuis.
- L'étanchéité de la cuvette et la stabilité des versants.
- De l'existence et des caractéristiques des matériaux nécessaires a la construction de la digue du barrage.

Pour la justification des activités à entreprendre et des ouvrages à projeter, on a effectuée des prospections et des recherches géologiques pour donner la description géologique et hydrogéologique du site, et de la zone du réservoir, ainsi que pour s'assurer de la stabilité de la fondation et des versants et l'étanchéité de la cuvette, on a indiqué aussi des zones d'emprunt des matériaux de construction.

II.2- Géologie Régionale :

La région du NE de la Grande Kabylie est caractérisée par un empilement complexe de nappes de flysch, à matériel crétacé et nummulitique. Ces nappes sont charriées surtout sur les zones externes du Tell (ç.à.d. au Sud de la dorsale Kabyle, mais aussi dans le domaine Nord-Kabyle auquel appartient cette région).

La vallée de l'Oued Sidi Ahmed Youcef coupe sur deux tiers de sa longueur le flysch de Port Gueydon correspondant à la localité d'Azeffoun. Ce flysch est constitué d'une série continue Greso-Pelitique de 550 m d'épaisseur environ, comprenant des terrains crétacés (ALBO-Aptien, Sénonien), paléocènes, éocènes (Ypresien-Lutétien Supérieur), oligocènes et miocènes inférieurs (Stampien-Aquitaniens).

La zone autour du site du barrage est située sur l'Oued Sidi Ahmed Youcef à l'intérieur de la Grande Kabylie représentée surtout par les formations de flysch de la période du Crétacé-Oligocène avec une tectonique très complexe.

Les massifs côtiers de la Région D'azeffoun, Ait Rahouna, Cap Sigli, jusqu'à Azazga, vers le sud, sont constitués de terrains allochtones de type flyschs, recouverts par endroits, par le Numidien argilo-gréseux. Ces flyschs (Massyliens Et Mauretaniens) sont en position nord-kabyle par rapport à la chaîne calcaire du Djurdjura. La fragilité des terrains qui les constituent, à dominance pélitique, et leur mode de mise en place (charriage, écaillage, plissement) leur confèrent une structure tectonique complexe.

La zone autour du site du barrage est située sur l'Oued Sidi Ahmed Youcef à l'intérieur de la Grande Kabylie représentée surtout par les formations de flysch de la période du Crétacé-Oligocène avec une tectonique très complexe.

En remontant de son embouchure, l'oued Sidi Ahmed Youcef traverse deux ensembles morphologiques :

- Une basse plaine alluviale de 500 à 1000 m de large, orientée NE-SO, située en aval du projet de barrage,
- Une vallée plus étroite (150 à 200 m), orientée N-S.

C'est dans cette vallée, à proximité de sa jonction avec la basse plaine, qu'est projetée la réalisation du barrage De Sidi Khelifa.

II.3- Géologie de la Cuvette :

L'Oued Sidi Ahmed Youcef, où sont situés les alternatives d'axe du barrage, est caractérisé par deux grands ensembles morphologiques : la plaine alluviale basse, de 500 à 1000 m de largeur, orientée NE – SO, et située en aval du site du barrage ; et la vallée plus étroite de 150 à 200 m de largeur, d'orientation Nord – Sud.

Ces ensembles morphologiques sont caractérisés par une structure tectonique complexe, marquée par de nombreux charriages, écaillages, et plissements

Les pentes régulières des versants du bassin témoignent de leur stabilité, à l'exception des trois zones de glissement observées aux endroits suivants :

- En rive droite de l'Oued Sidi Ahmed Youcef, en aval immédiat de l'axe A.
- En rive droite de l'Oued Sidi Ahmed Youcef, entre les appuis rive droite des axes A et B.
- En amont de la cuvette, sur la rive gauche de L'oued Tamda ou Koufi.

La série stratigraphique de la cuvette du barrage est représentée par des formations superficielles récentes, Quaternaires, surmontant des formations plus anciennes formées de terrains allochtones de type flysch grésopélimitique, d'âge Miocène Inférieur à Crétacé Moyen.

II.3.1- Les alluvions actuelles du lit mineur :

Elles sont représentées par des blocs gréseux arrondis, de 20 à 50 cm de diamètre, renfermant des îlots de sables grossiers, et des galets et graviers avec du sable grossier en faible proportion.

Ces alluvions sont de nature quartzitique prédominante et rarement calcaire. Leur épaisseur maximale varie entre 14 et 25 m au droit des variantes de digue étudiées.

II.3.2- Les terrasses alluviales du lit majeur :

En général, les alluvions du lit majeur sont constituées de limons sableux superficiels, de galets, et de blocs gréseux. De plus, trois terrasses alluviales surélevées sont observées dans la cuvette, sous forme de lambeaux plaqués sur les flysch et les colluvions.

Les plus anciennes sont formées de blocs gréseux de 10 à 20 cm de diamètres (d'épaisseur de quelques mètres), alors que la plus récente est formée de limons sableux en surface surmontant des alluvions constituées de blocs et galets gréseux dans une matrice sableuse (d'épaisseur de 2 à 3 m).

II.3.3- Les cônes de déjection :

Ils sont observés aux pieds des thalwegs, notamment en rive gauche de l'Oued Sidi Ahmed Youcef, sur l'appui rive gauche des axes A et B. Leur partie inférieure, entaillée par l'érosion fluviale révèle leur nature graveleuse formée d'éléments pélimitiques et gréseux anguleux décimétriques à matrice limoneuse, sur 5 m de profondeur.

II.3.4- Les colluvions :

Elles sont distribuées le long des pentes des versants ainsi qu'aux pieds de ces versants. Elles sont constituées de colluvions argilo-graveleuses provenant de l'altération des flysch. Leur épaisseur atteint 18 m dans certains endroits, alors que sur les pentes de forte déclivité, elle est de l'ordre de 5 m seulement.

II.3.5- Les éboulis de grès numidiens :

Ils sont formés de gros blocs de grès provenant de l'érosion des olistolites numidiens, et sont observés au rives droites des axes B, B', et C.

II.3.6- Les grès numidiens :

Cette formation gréseuse, d'âge Oligocène Supérieur – Aquitanien, est observée au Nord – Ouest de la cuvette, à la sortie Est de la ville d'Azefoun. Elle est formée d'une barre de grès grossier poreux, blanc, reposant en contact anormal sur les flysch Crétacés.

II.3.7- Les flysch mauritaniens :

Les unités de flyschs maurétaniens rencontrées dans la cuvette du barrage sont au nombre de trois :

- a.** L'unité Lutétienne argilo-conglomératique, affleurant sur 50 m le long de la berge de la rive gauche de l'Oued Sidi Ahmed Youcef, et en rive droite à l'aval de l'axe A en contact anormal sur les flysch Massyliens. Elle est caractérisée par des argiles jaunâtres et versicolores à galets, avec la présence de bancs gréseux décimétriques par endroits.
- b.** L'unité Paléocène argilo-pélique, observée en rive droite sur les appuis des axes B, B' et C, en contact anormal sur les flysch Massyliens, et tout au long de la rive gauche entre l'axe A et l'Oued Bou Slimane approximativement. Elle est caractérisée par des argilites rouges et verdâtres, des grès et calcaires gréseux en petits bancs.
- c.** L'unité Sénonienne gréso-calcaire et pélique, formant le haut talus abrupt de la rive gauche de l'Oued Sidi Ahmed Youcef, juste en aval de l'axe A, ainsi que sur l'appui rive droite de l'axe A. Elle est caractérisée par l'alternance de bancs de pélites, grès micacés, calcaires gréseux, et de marnes.

II.3.8- Les flysch Massyliens, Sénoniens :

Ils affleurent tout au long de la rive droite de l'Oued Sidi Ahmed Youcef, bien que masqués par le glissement de terrains situé en rive droite de l'axe A. En rive gauche, ils sont observés à un seul endroit de la cuvette à la base du cône de déjection entre les appuis rive gauche des axes A et B. Ces flysch sont formés d'une alternance de pélites, grès et quartzites (AlboAptien), ou bien de pélites, marnes, et bancs calcaires / gréseux (Vraconien).

II.4- Géologie du Site du barrage:

La nature des terrains de fondation les plus probables au droit des appuis des trois variantes considérées (ainsi que de la variante additionnelle), de même qu'une première estimation de leur qualité de couches portantes ont été établies au cours de l'étude géologique.

Le site du barrage est situé à proximité de la jonction entre la vallée étroite et de la basse plaine alluviale constituant toutes les deux l'Oued Sidi Ahmed Youcef. Au droit du site, la rivière coule vers le nord, avant de changer de direction juste en aval des variantes étudiées (écoulement du SO vers le NE).

Les caractéristiques géologiques communes des quatre variantes sont :

II.4.1- Axe A :

La coupe géologique établie au droit de la première variante (coupe B-B'), permet le commentaire suivant :

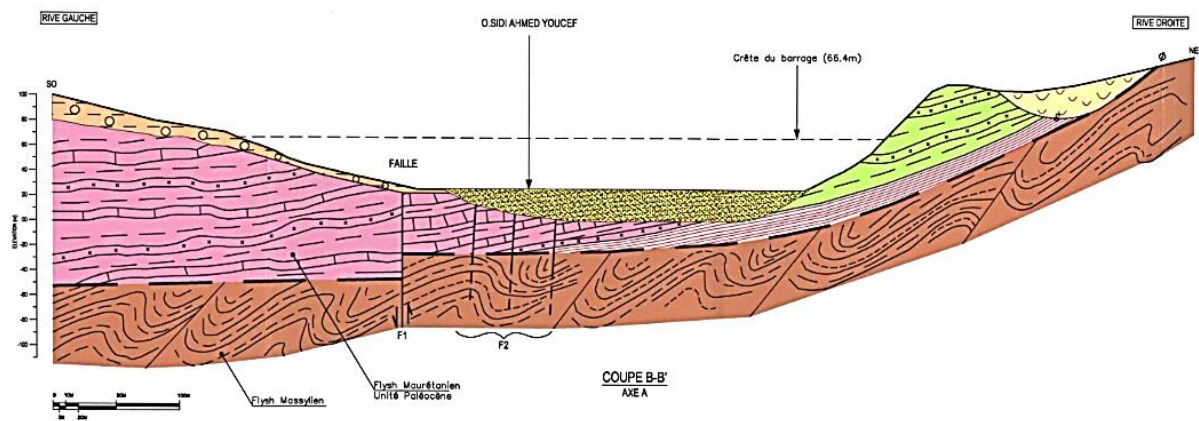


Figure II.1 : Coupe géologique du site du barrage (la coupe B-B')

L'appui rive droite est projeté sur la série monoclinale renversée, grésocalcaire et pélitique de l'unité sénonienne. Cette série est interrompue, juste en aval de l'appui, par une zone fracturée et plissée. L'unité sénonienne repose, à faible profondeur, sur les argilites lutétiennes et le flysch massylien quartzito-pélitique, par des contacts anormaux.

- L'épaisseur du remplissage alluvial d'OSAY est de l'ordre de 10 à 23 m, d'après l'étude de faisabilité. Il est représenté par des alluvions grossières (blocs, galets) à dominante gréseuse et de sables.

- L'appui rive gauche sollicite la série argilo-péltique, épaisse et plissée de l'unité paléocène (flysch maurétanien) sous un faible recouvrement du cône de déjection argilo-graveleux.
- L'accident majeur sub-méridien (coupe B-B') semble affecter beaucoup plus la rive gauche de OSAY que sa rive droite.

Son importance n'exclut pas la présence de failles associées, masquées par le recouvrement alluvial, dans la partie centrale du lit majeur (coupe B-B').

II.4.2- Axe B :

La coupe géologique établie au droit de la deuxième variante (coupe C-C'), permet le commentaire suivant :

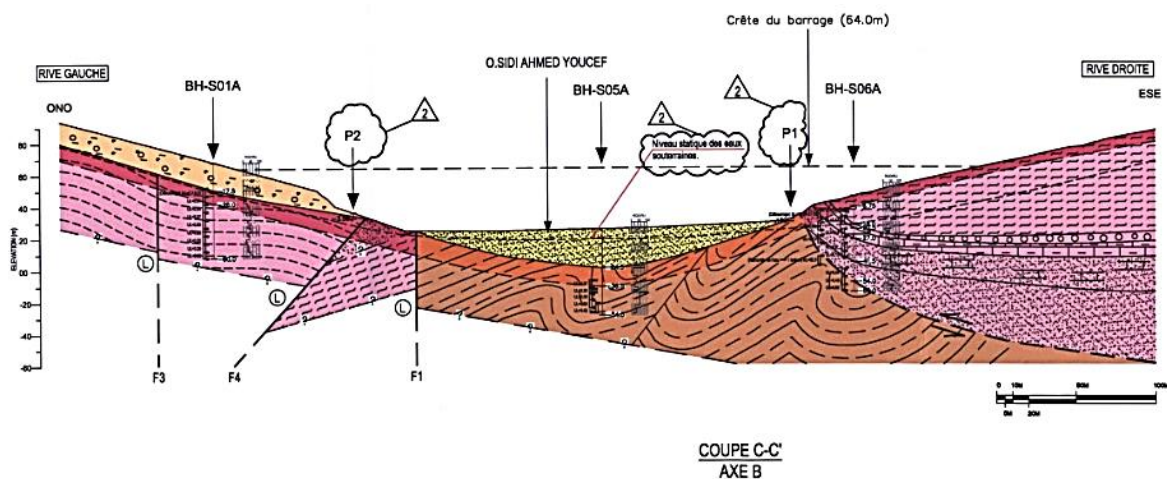


Figure II.2 : Coupe géologique du site du barrage (coupe c-c')

L'appui rive droite est projeté, dans sa partie inférieure, sur la série quartzito-péltique du flysch massylien et dans sa partie supérieure, sur la série sub-horizontale grésocalcaire et d'argilite/marne de l'unité paléocène.

- L'épaisseur du remplissage alluvial atteint 24,5 m de profondeur. Les alluvions sont moyennes à grossières (blocs et galets) et de nature grésocalcaire et calcaire.
- L'appui rive gauche sollicite la série de marne/argilite de l'unité paléocène (flysch maurétanien), verticalisée.
- L'accident sub-méridien (coupe C-C') passe à proximité de l'appui rive gauche.

II.4.3- Axe C :

La coupe géologique établie au droit de la troisième variante (coupe D-D'), permet le commentaire suivant :

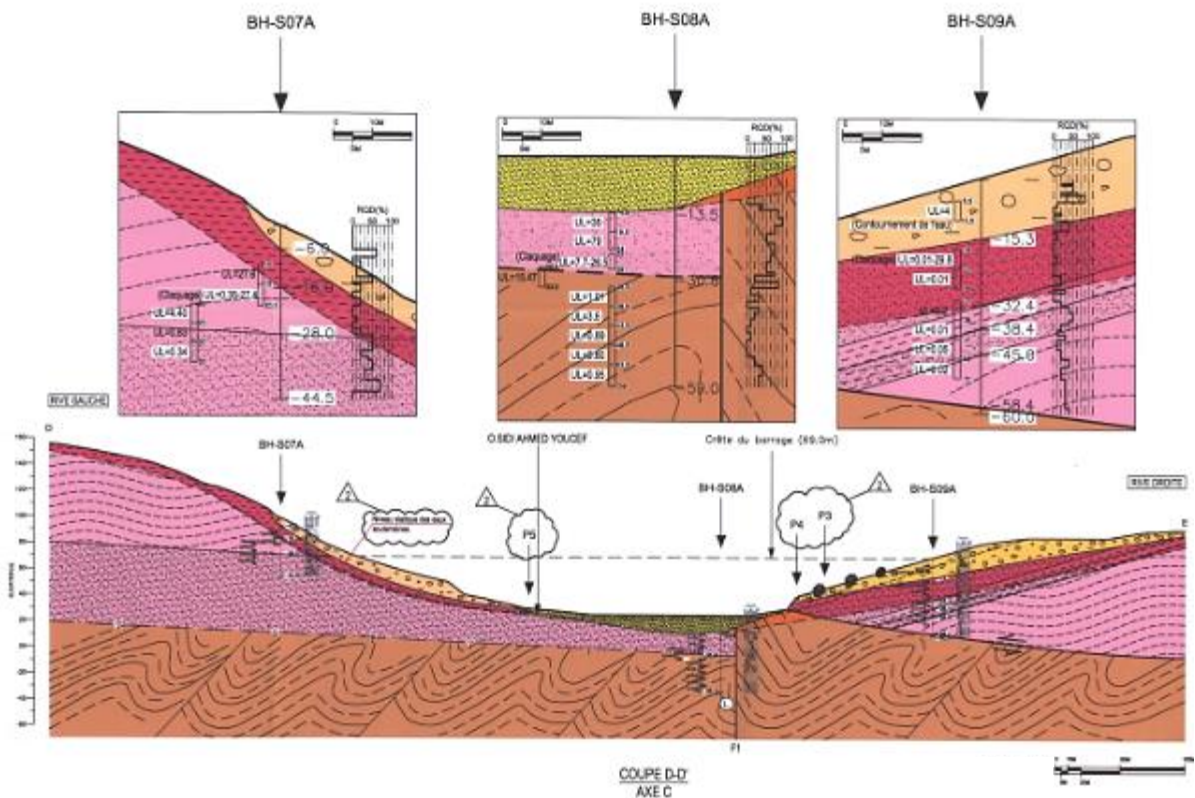


Figure II.3 : Coupe géologique du site du barrage (coupe D-D')

II.5- Conclusion

Le site du barrage est situé à proximité de la jonction entre la vallée étroite et la basse plaine alluviale constituant l'Oued Sidi Ahmed Youcef. Cette zone est affectée par une structure géologique complexe caractérisée par de nombreux charriages, failles, plissements, et des glissements.

A l'endroit des variantes de digue étudiées, le lit mineur est constitué de blocs gréseux arrondis, de 20 à 50 cm de diamètre, renfermant des galets et graviers avec du sable en faible proportions. L'épaisseur maximale des alluvions du lit mineur varie entre 14 et 25 m selon les endroits.

Les terrasses alluviales du lit majeur sont constituées de limons sableux, galets, et blocs gréseux. Les rives des variantes étudiées sont caractérisées par une couverture colluviale

variable, allant de quelques mètres à 17,5 m sur la rive gauche de l'axe B (cône de déjection). Elles sont généralement constituées de colluvions argilo-graveleuses avec ces blocs de grès.

Le substratum rocheux formant l'assise des variantes de digue est constitué de flyschs maurétaniens et massyliens, dont la partie supérieure est altérée. Ces flyschs sont formés principalement du maurétanien et du massylien, et sont caractérisés par leur structure plissée et fracturée, due à la tectonique complexe de la région.

Le site est marqué par un accident tectonique majeur, sub-méridienne, à composante en décrochement sénestre, et responsable du soulèvement de la rive droite permettant alors l'affleurement du flysch massylien, traverse toutes les variantes de digue étudiées. Plusieurs failles décrochantes sont aussi associées à cet accident majeur.

L'étude sismique a mené aux accélérations de pointe de 0,125g et 0,20g pour un séisme de base d'exploitation et un séisme maximal de dimensionnement, respectivement.

III.1- Introduction

Dans le but d'envisager les caractéristiques générales du terrain, pour la construction du barrage et la création d'une retenue, à ce niveau d'étude, on a effectuées les reconnaissances géologiques sur le terrain et les essais de laboratoire selon le programme établi.

L'objectif des reconnaissances fut l'obtention des résultats pour les besoins de l'étude du choix du site d'implantation ainsi que du type d'ouvrage a adopté sur le terrain.

L'étude géologique ne permet pas de définir les caractéristiques de comportement mécaniques et hydrauliques des sols c'est à dire, leurs aptitudes à fournir les matériaux nécessaires a la construction de la digue ou à constituer des fondations suffisamment stables et imperméables, il importe donc de procéder a des essais mécaniques et des essais physiques.

III.2- Essai en laboratoire

Des essais de laboratoire ont été entrepris sur des échantillons des sondages S1, S5, S8, S12 et S13. Les résultats sont résumés sur le Tableau III.1.

Il n'a pas été effectué d'essais de laboratoire sur des matériaux des sondages S6, S7, S9, S10, et S11.

III.2.1-Taux de Récupération et Valeurs R.Q.D. du Flysch

Pour le flysch altéré, il vaut mieux considérer tous les résultats obtenus, puisque le nombre de résultats par axe serait faible et ne permettrait pas de mener une étude statistique sans erreur considérable. Ainsi, on peut adopter pour le flysch altéré de la cuvette un R.Q.D. (Rock Quality Designation) moyen de 16%, sachant que 76% des valeurs sont nuls.

Tableau III.2 : Récapitulation des Résultats des Valeurs R.Q.D. pour le Flysch.

Type de roche		Nombre de valeurs	Moyenne	Valeur minimale	Valeur maximale	Ecarte type	Valeur dont 75% en sont supérieurs
Flysch altéré	Tous les résultats	64	16%	0%	80%	18%	0% (36% des résultats sont nuls)
	Axe B	19	19%	0%	80%	21%	0% (28% des résultats sont nuls)
	Axe C	19	14%	0%	60%	18%	0% (44% des résultats sont nuls)
	Axe B'	17	22%	0%	80%	21%	10% (résultats sont nuls)
Flysch non altéré	Tous les résultats	141	37%	0%	100%	25%	20%
	Axe B	52	48%	10%	100%	24%	30%
	Axe C	55	30%	0%	90%	24%	10%
	Axe B'	60	47%	10%	100%	25%	20%

Pour le flysch altéré, il vaut mieux considérer tous les résultats obtenus (au nombre de 64), puisque le nombre de résultats par axe serait faible et ne permettrait pas de mener une étude statistique sans erreur considérable. Ainsi, on peut adopter pour le flysch altéré de la cuvette un R.Q.D. moyen de 16%, sachant que 76% des valeurs sont nuls.

En ce qui concerne le flysch non altéré, le nombre de résultats obtenus (141) est assez suffisant pour pouvoir évaluer les propriétés de la formation dans la cuvette, ainsi qu'à l'endroit de chaque axe. Ces résultats montrent que les axes B et B' présentent des gammes de R.Q.D. semblable, légèrement plus grande que celle de l'axe C. Un R.Q.D. de 37% pourrait être adopté pour représenter globalement la formation de flysch non altéré de la cuvette.

De même, la variation du taux de récupération avec la profondeur, pour tous les sondages, puis pour les zones définies antérieurement, est présentée dans les Figures III.1 et III.2.

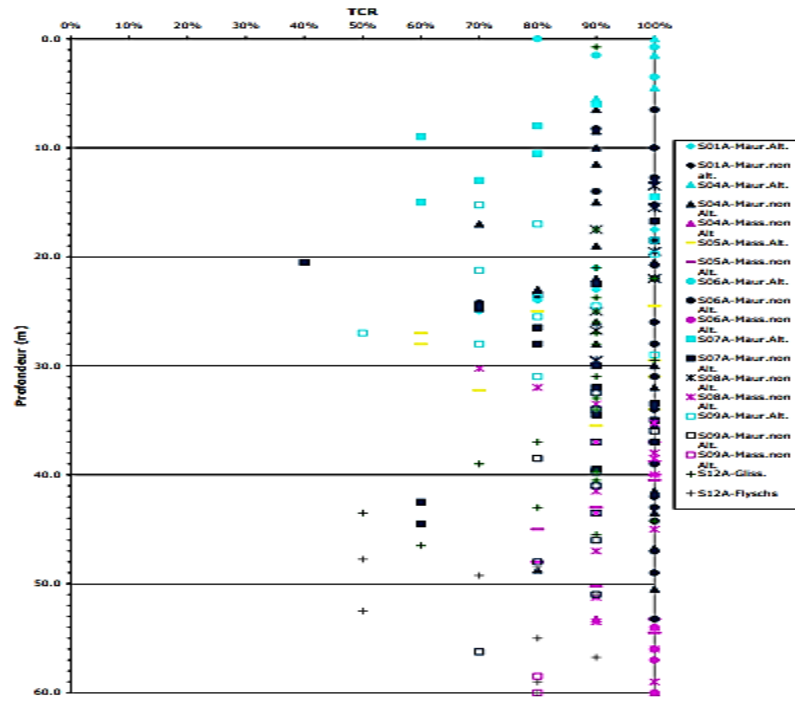


Figure III.1 : Variation du Taux de Récupération avec la Profondeur – Tous les Résultats.

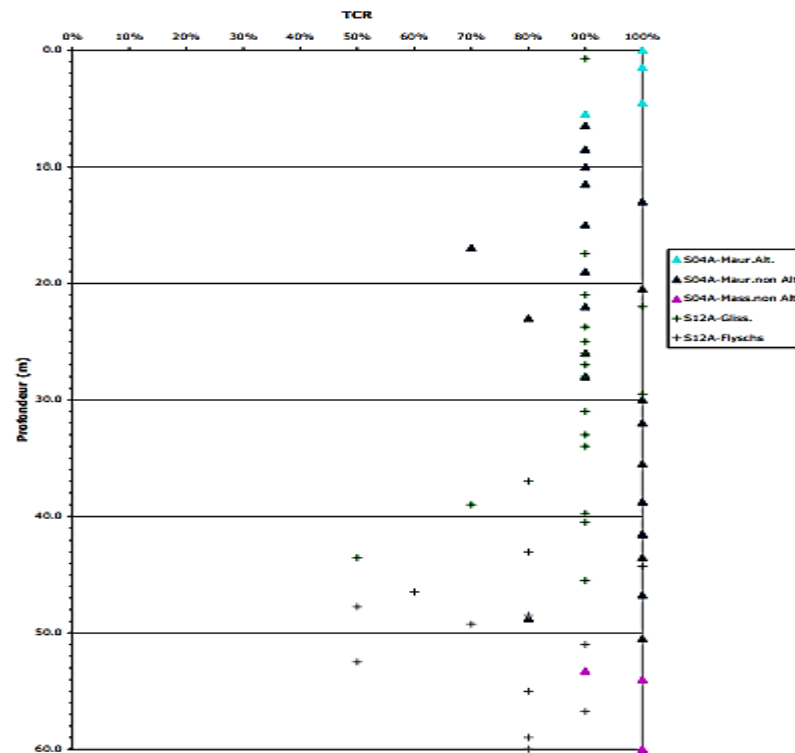


Figure III.2 : Variation du Taux de Récupération avec la Profondeur – Stabilité des Versants Rive Gauche et Rive Droite.

Des histogrammes sont aussi présentés pour les trois types de roches (Figures III.3 et III.4), et le Tableau III.3 ci-dessous montre que les deux types de flyschs (altérés et non altérés) possèdent un taux de récupération élevé (moyenne supérieure à 79%) et similaire pour les axes B et B', alors que légèrement inférieure pour l'axe C.

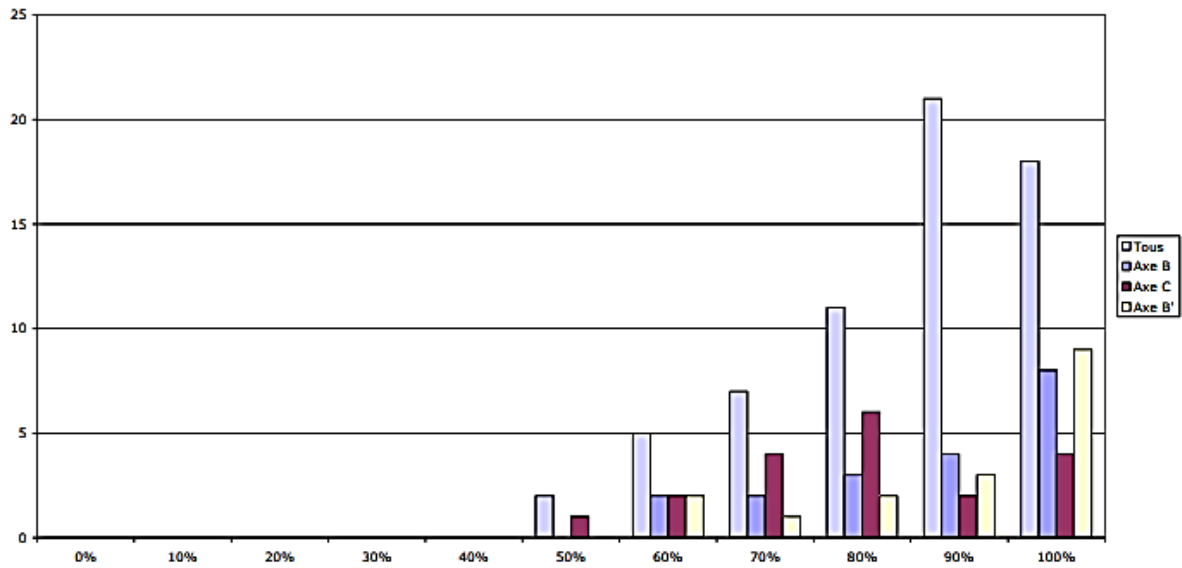


Figure III.3 : Histogramme du Taux de Récupération pour le Flysch Altéré.

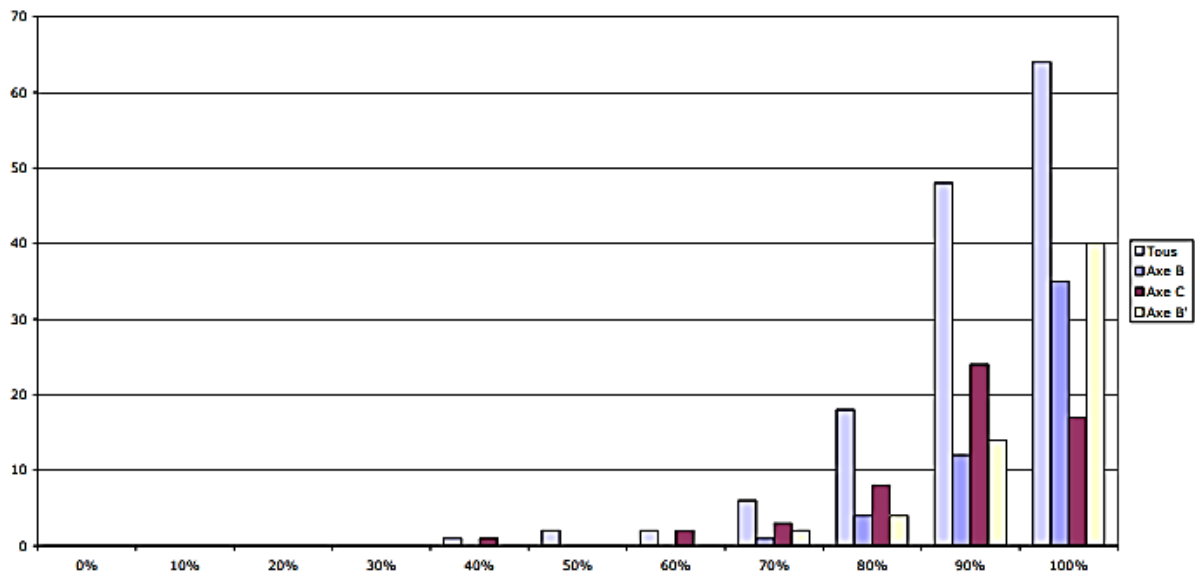


Figure III.4 : Histogramme du Taux de Récupération pour le Flysch non Altéré.

Tableau III.3 : Récapitulation des Résultats du Taux de Récupération pour le Flysch.

Type de roche		Nombre de valeurs	Moyenne	Valeur minimale	Valeur maximale	Ecarte type	Valeur dont 75% en sont supérieurs
Flysch altéré	Tous les résultats	64	85%	50%	100%	14%	80%
	Axe B	19	87%	60%	100%	14%	80%
	Axe C	19	79%	50%	100%	15%	70%
	Axe B'	17	89%	60%	100%	14%	80%
Flysch non altéré	Tous les résultats	141	91%	40%	100%	11%	90%
	Axe B	52	96%	70%	100%	7%	90%
	Axe C	55	89%	40%	100%	12%	85%
	Axe B'	60	95%	70%	100%	8%	90%

III.2.2- Essais d'Identification des Sols

Une tentative de subdiviser la fondation au moyen d'une étude paramétrique des données d'essais de laboratoire a été faite, afin d'étayer les subdivisions du profil géologique basées sur les coupes de sondages et de traduire le degré d'altération du flysch.

III.2.2.1- Limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg pour la plasticité et d'autres essais d'identification ont été exécutées sur un total de 11 échantillons, les échantillons testés appartiennent aux colluvions argileuses ou à la partie supérieure altérée du flysch.

En traçant tous les résultats disponibles sur l'abaque de plasticité de la fondation (Figure III.5), cela a montré une distribution le long de la A-line d'une gamme de limite de liquidité allant de $LL = 31\%$ à 54% , correspondant à une classification CL (Argile de faible plasticité selon la définition du USBR) pour la majorité des échantillons.

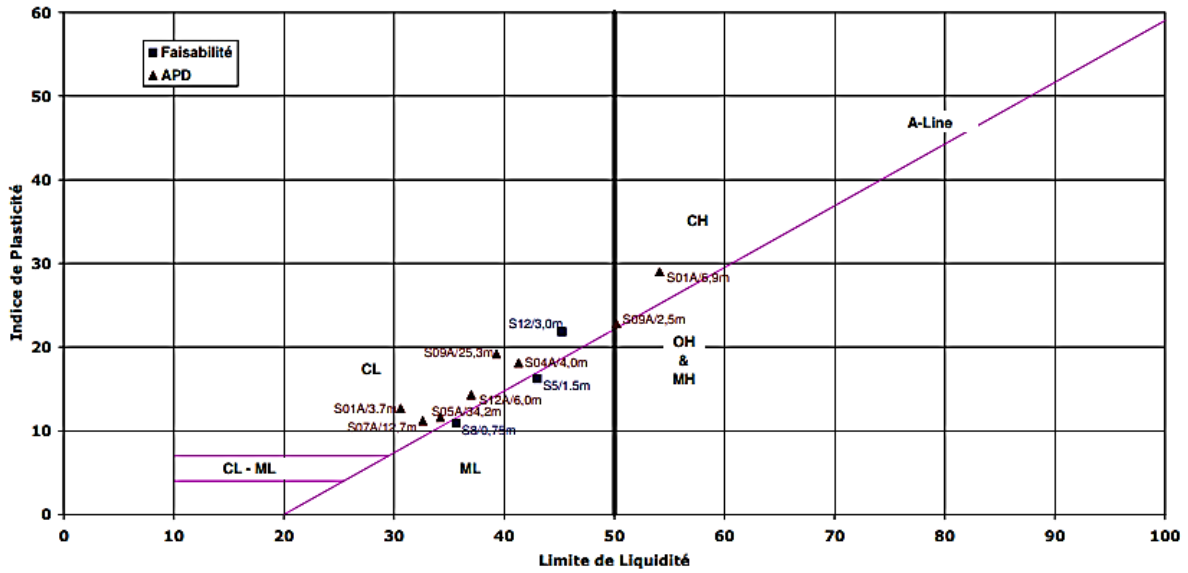


Figure III.5 : Abaque de Plasticité – Fondation (Tous les échantillons).

En effet, 64% des résultats sont classés comme argile à faible plasticité, CL, avec la limite de liquidité LL comprise entre 30% et 45%, 18% sont classés comme limon de faible plasticité, ML, avec LL entre 35% et 43%, et 18% sont classés comme argile de haute plasticité CH, avec LL de 50% à 54%.

Ces résultats ont été ensuite subdivisés. L’abaque de plasticité pour la partie supérieure altérée du substratum de flysch (Figure III.6) a donné un tracé essentiellement identique avec quatre échantillons tous classés comme CL (argile de faible plasticité).

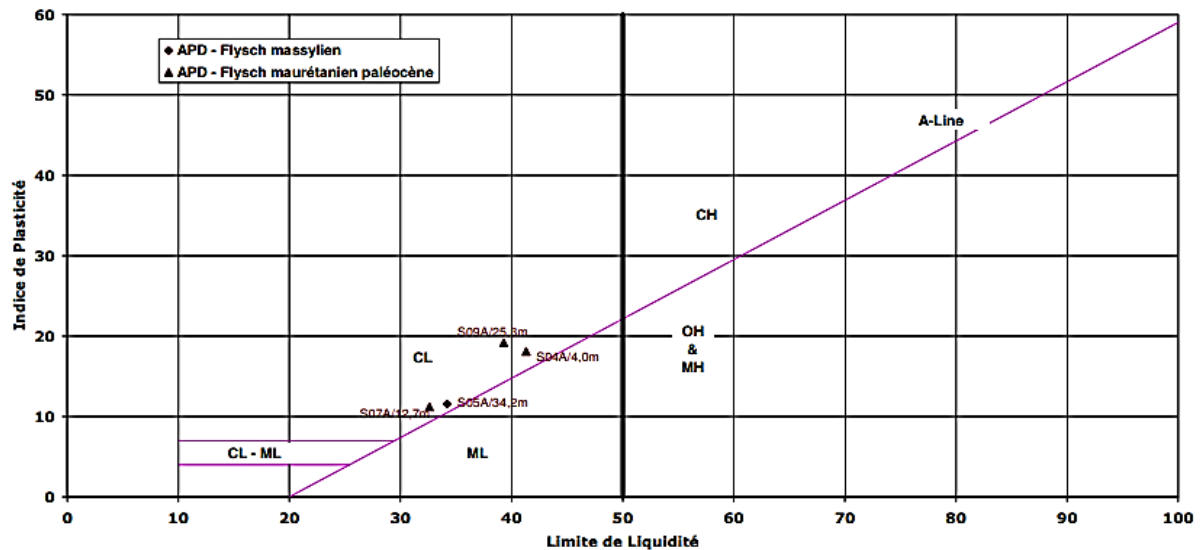


Figure III.6 : Abaque de Plasticité – Fondation (Flyschs).

L'abaque de plasticité pour les colluvions quaternaires (Figure III.7) a donné un étalement et une distribution similaires à la Figure III.7, avec 4 de 6 échantillons classés comme argiles et limons de faible plasticité (CL). Les colluvions dérivées de l'altération et érosion du flysch peuvent effectivement être plus plastiques.

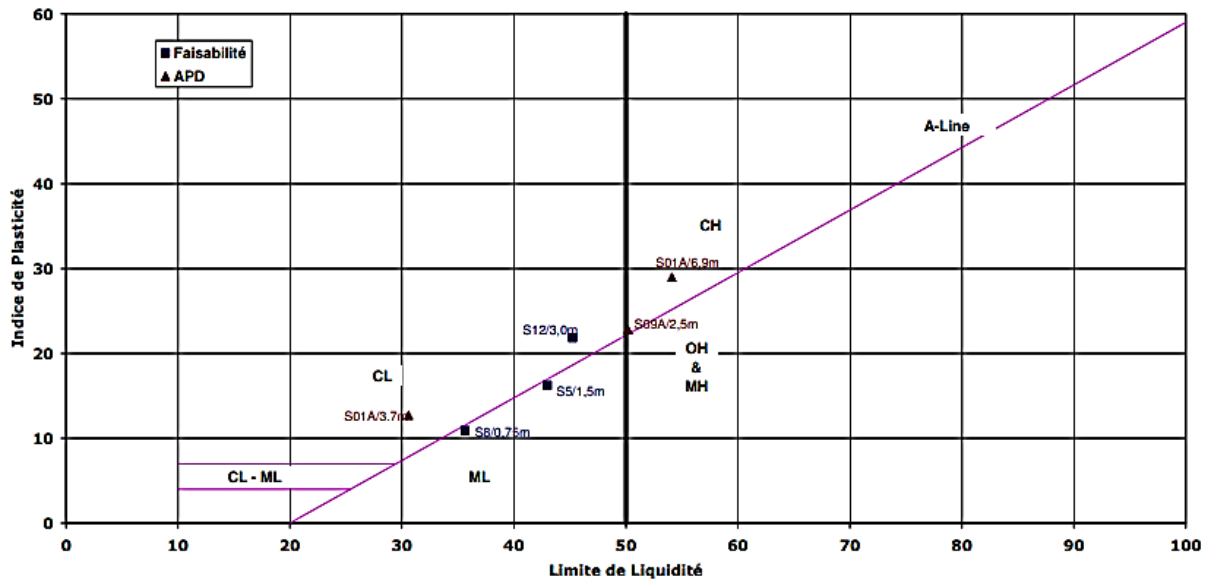


Figure III.7 : Abaque de Plasticité – Fondation (Colluvions Quaternaires).

Les valeurs minimales, maximales, et moyennes, ainsi que l'écart-type des indices de plasticité obtenus durant les investigations de faisabilité et de la première phase d'APD sont présentées dans le Tableau III.4 ci-dessous.

Tableau III.4 : Récapitulation des Valeurs de l'Indice de Plasticité.

Type de matériau		Nombre de valeurs	Moyenne	Valeur minimale	Valeur maximale	Ecart type
Tous	Tous les résultats	11	17,1	10,9	29	5,8
	Axe B	3	17,8	11,6	29	9,7
	Axe C	3	17,7	11,2	22,8	5,9
	Axe B'	2	14,9	11,6	18,1	-
Colluvions	Tous les résultats	6	18,9	10,9	29	6,9
	Axe B	2	20,9	12,7	29	-
	Axe C	1	22,8	-	-	-
	Axe B'	0	-	-	-	-
Flyschs	Tous les résultats	5	14,9	11,2	19,2	3,7
	Axe B	1	11,6	-	-	-
	Axe C	2	15,2	11,2	19,2	-
	Axe B'	2	14,9	11,6	18,1	-

Ce tableau met en évidence la plasticité des colluvions plus élevée que celle du flysch. De plus, les Figures III.8 et III.9 présentent respectivement les histogrammes des indices de plasticité par axe contre tous les résultats, et des indices de plasticité par matériau (colluvions / marnes) contre tous les résultats.

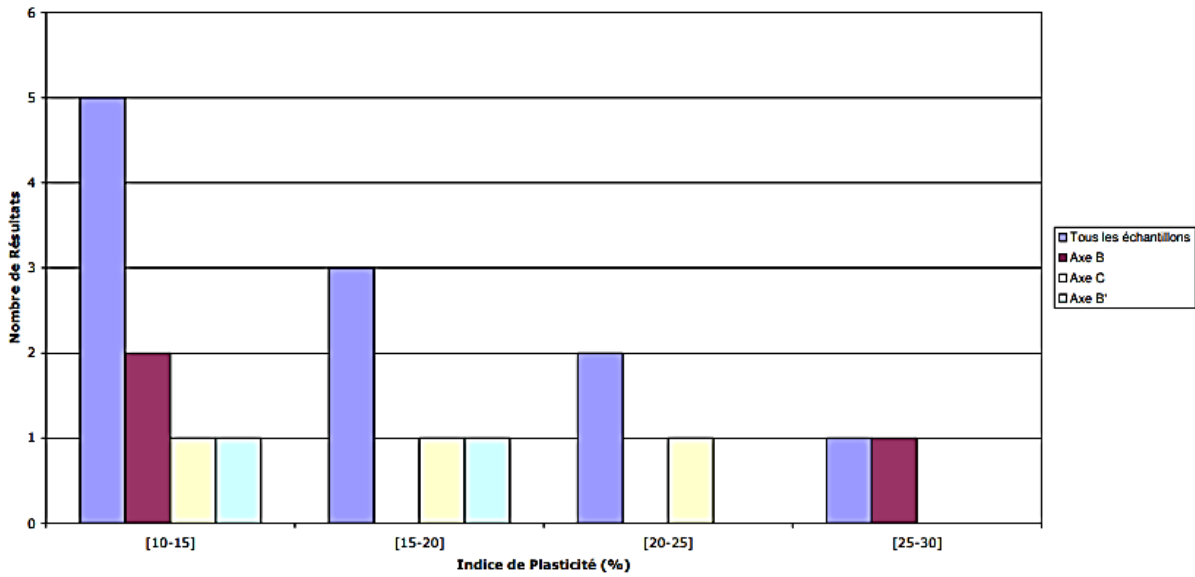


Figure III.8 : Histogramme des Valeurs de l'Indice de Plasticité pour les Trois Axes.

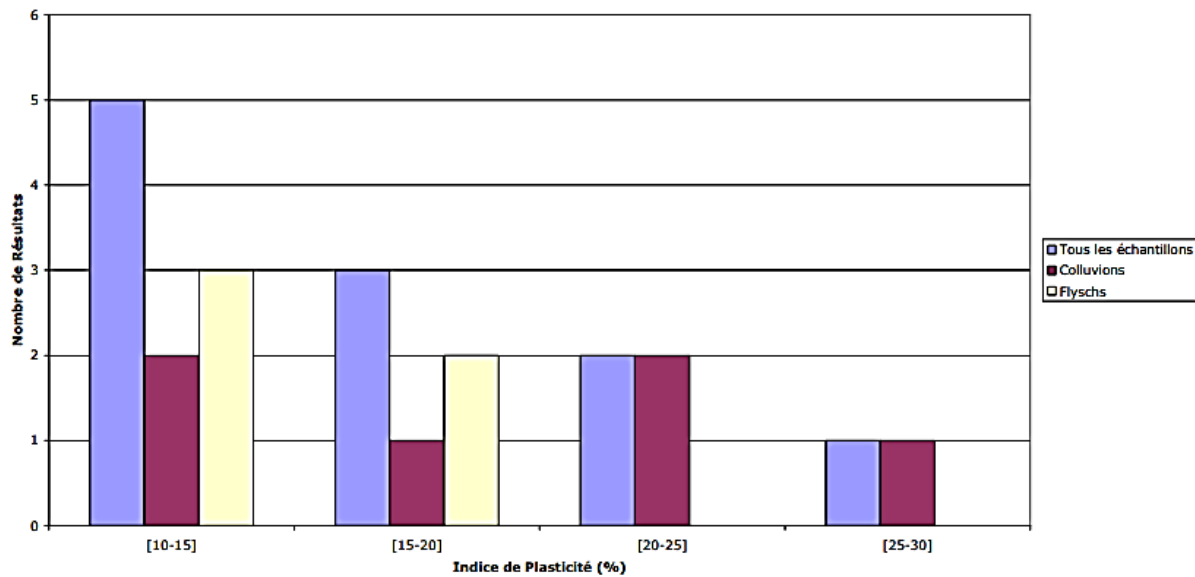


Figure III.9 : Histogramme des Valeurs de l'Indice de Plasticité pour les Colluvions et les Flyschs.

III.2.2.2-Analyses Cristallographiques

Parmi les quatre échantillons analysés aux rayons X, deux appartiennent aux alluvions, et deux au substratum de flysch. La composition minéralogique en pourcentage de constituants est donnée dans le Tableau III.4 suivant.

Tableau III.4 : Composition Minéralogique des Echantillons de S04A, S05A, et S08A

Sondage	Profondeur	Nature de l'échantillon	Minéraux	
S04A	38,35-38,6 m	Argilite grise	Calcite	40%
			Quartz	15%
			Argile	30%
			Chlorite	10%
			Hydroxydes de fer	5%
S05A	12 ;35-13,25 m	Alluvions	Dolomite	55%
			Calcite	5%
			Quartz	35%
			Feldspaths	2%
			Fragments de roche	3%
			Micas	< 1%
S05A	37,9-38,1m	Pélite schisteuse	Calcite	40%
			Quartz	10%
			Argile	35%
			Chlorite	10%
			Hydroxydes de fer	5%
S08A	5,8-38,1m	Alluvions	Quartz	84%
			Feldspaths	< 1%
			Fragment de roche	2%
			Glauconite	< 1%
			Liant : Quartz secondaire Hydroxydes de fer hydro micas	7% 3% 4%

III.2.2.3- Résistance à la Compression Simple

Tableau III.5 : Récapitulation des Valeurs de Résistance à la Compression Simple.

Type de roche		Nombre de valeur	Moyenne (bars)	Valeur minimale (bars)	Valeur maximale (bars)	Ecart type (bars)
flysch	Tous les résultats	28	97	0,8	432	131
	Axe B	14	99	0,8	393	135
	Axe C	9	67	2,9	322	100
	Axe B'	14	135	1	432	155
	Stabilité des versants RD et RG	5	144	1,6	432	180
	faisabilité	4	713	620	908	133

Donc en ce qui concerne la résistance à la compression simple, une valeur moyenne de l'ordre de 100 bars (10 MPa) peut être prévue pour la formation de flysch, qualifiée pas suite comme roche tendre à moyennement tendre.

La limite de résistance peut être définie comme 250 bars (25 MPa) pour un barrage poids en béton, 20 bars (2000 KPa) pour un barrage en enrochement et 1,5 bar (150KPa) pour un barrage en terre. Sur cette base, la zone du substratum de fondation du site du barrage est convenable pour tout barrage de type digue. En revanche, la fondation serait beaucoup trop tendre pour un barrage en béton compacté roulé ou un barrage poids conventionnel.

En outre, un facteur limitatif important est le tassement différentiel des blocs formant le barrage. Un module d'Young de 20 GPa est désirable pour limiter les tassements pour un barrage en béton de grande hauteur.

III.2.2.4- Paramètres de Résistance au Cisaillement de la Fondation

Des essais de cisaillement directs à la boîte de Casagrande ont été réalisés sur cinq échantillons, deux seulement correspondent aux flysch, et trois aux colluvions. Deux autres essais ont été effectués pour les colluvions et alluvions. Les résultats des deux études sont tabulés dans le Tableau III.6 suivant.

Tableau III.6 : Résultats des Essais de Cisaillement Effectués.

Faisabilité			Cisaillement direct, à la densité Proctor			
			Angle de frottement effectif graphique	Cohésion effectif graphique	Angle de frottement effectif analytique	Cohésion effectif analytique
			bar	-	bar	-
S5	0-3	colluvions	23	0,39	23	0,36
S12	0-6	Alluvion et ancienne	19	0,35	19	0,4
Essai			Cisaillement Rectiligne			
			Angle de frottement UU	Cohésion UU	Angle de frottement CU	Cohésion CU
			-	bars	-	bars
S01A	3,7-4	Colluvion argileuses	-	-	26,16	0,96
	6,9-7,2	Colluvion argileuses	1,31	0,82	14,97	1,9
S04A	4-4,3	Pélites tendres	-	-	14,91	1,52
S07A	12,7-12,9	Argilites grisâtres tendres fissurées	-	-	16,95	1,45
S09A	2,5-2,9	Colluvions argileuses	10,75	1,51	27,00	1,75

Ce sont essentiellement des paramètres de contrainte totale puisque l'appareil n'a pas le contrôle de pression interstitielle obtenu dans l'essai triaxial. Cependant, il est possible d'évaluer l'ordre de grandeur de l'angle de frottement effectif des flyschs par corrélation avec l'indice de plasticité IP.

Pour les flysch, les valeurs d'IP mesurées varient entre 11 et 19%, donc l'angle de frottement résiduel varie respectivement entre 25° et 17°. D'autre part, les colluvions argileuses de couverture sont plus plastiques que les flysch ; pour les valeurs de IP mesurées et variant entre 11 et 29%, l'angle de frottement résiduel varie respectivement entre 25° et 15°.

Quant à la cohésion effective réelle, elle est plus petite que la valeur apparente totale mesurée par l'essai CU. Pour les colluvions et les flysch, ces valeurs sont respectivement de l'ordre de 5-10 KPa, et 15-20 KPa.

III.2.2.5- Contraintes sur l'Excavation Minimum de la Fondation

L'excavation de la fondation du barrage est requise en principe afin de :

- Décaper la couche végétale riche en contenu organique sous l'emprise du barrage.
- Purger les couches superficielles de colluvions de faible densité, prônes aux tassements ou de faible résistance mécanique ; sous les zones de recharges, il suffit d'excaver tout matériau plus faible que la recharge elle-même et qui pourrait contrôler l'angle de stabilité des pentes de la digue.
- De créer sous la zone du noyau une para fouille à travers les colluvions et alluvions qui atteigne le substratum de flysch de faible perméabilité.

Puisque les colluvions sont étendues dans le site du barrage, il n'est pas économique de concevoir leur excavation complète sous l'emprise du barrage ; il s'agit de minimiser le volume de ces excavations afin de réduire leur coût ainsi que les délais de constructions.

D'autre part des excavations profondes engendreraient des phénomènes de glissements qui compliqueraient davantage la construction du barrage. Les profondeurs maximales des colluvions et alluvions sont résumées dans le tableau III.7 suivant :

Tableau III.7 : Profondeur Maximale des Colluvions et Alluvions.

Axe	Colluvions- Rive gauche	Colluvions- rive gauche	Alluvion – fond de vallée
B	1 m	17,5 m	24,5 m (S05A)
C	1 m	5 m	24,5 m (S05A)
B'	15 m	10 m	13,5 m

III.2.2.6- Perméabilité de la Fondation du Barrage – Essais LUGEON

Les essais LUGEON réalisés indiquent des formations de flysch généralement faibles à très faibles avec certaines passes à valeurs élevées dépassant LU=5.

Les valeurs de Lugeons équivalents calculés ci-dessous montrent que le substratum de flysch est presque imperméable ou de faible perméabilité, à l'exception des passées dont la perméabilité est moyenne à élevée telle que la rive droite des axes B et B'.

Tableau III.8: Valeurs Lugeon – Axe B

Emplacement	Sondage	Profondeur (m)	Pression maximale du manomètre	Débit (litre par minutes)	Equivalent lugeon Lt/min/m à 10 bars
Rive gauche	S01A	16 – 21	5/4	5,55/ 11,78	2,20/5,67
		21 – 26	10	10,25	0,04
		26 – 31	10	1,52	0,26
		31 – 36	10	1,51	0,27
		36 – 41	10	2,82	0,50
		41 – 46	10	1,52	0,25
		46 – 51	10	1,40	0,22
		51 – 56	10	1,08	0,20
Fond de l'oued	S05A	56 – 60	10	0,57	0,09
		32,5 – 37	10	0,33	0,07
		37,6 – 40,6	10	0,84	0,28
		41 – 45	5	0,75	0,36
		45 – 50	5	0,87	0,33
Rive droit	S06A	47,8 – 53,3	10,25	2,72	0,42
		8,5 – 10,1	3,5	69,50	105,7
		9,5 - 14	7	50	14,34
		13 - 18	10	46	7,43
		17 – 22	6,5	75	19,40
		21 – 26	6,5	72,5	18,60
		25 – 30	6	74,70	20,30
		30 – 35	10	33,8	5,90
		35 – 39	10	31	6,16
		38 – 43	1,5	66	62,60
		46 – 51	10	1,55	0,34
51 – 56	10	3,04	0,49		
56 - 60	10	4,69	0,98		

Tableau III.9 : Valeurs LUGEON – Axe C.

Emplacement	Sondage	Profondeur (m)	Pression maximale du manomètre	Débit (litre par minutes)	Equivalent lugeon Lt/min/m à 10 bars
Rive gauche	S01A	10 – 15	4,5	67,5	27,6
		15 – 20,5	5/6,5	1,05/104,3	0,35/27,40
		20 – 25	10	24,8	4,4
		25 – 30	10	4,57	0,83
		30 – 35	10	1,77	0,34
Fond de l'oued	S05A	14,5 – 19,5	10	74	35
		19,5 – 24	4	85	79
		25 – 29	2	22,5/93,5	7,70/26,5
		28,5 – 33,5	7/8,5	78,5	15,47
		33,5 – 38,6	9,75	5,3	1,01
		38,6 – 43,5	10	18,41	3,6
		43,5 – 48,5	10	4,7	0,89
		48,5 – 53,5	10	4,13	0,8
53,5 – 59	10	5,5	0,95		
Rive droit	S06A	5,5 – 10,5	10	11,42	4
		18 – 23	5	7/3,5	0,01/29,8
		23 – 28	7	0,03	0,01
		31 – 36	10	0,09	0,02
		36 – 41	10	0,1	0,01
		41 – 46	10	0,28	0,05
		41 – 46	10	0,09	0,02

Tableau III.10 : Valeurs LUGEON – Axe B'.

Emplacement	sondage	profondeur	Pression maximale du manomètre (bars)	Débit (litre par minute)	Equivalent LUGOEON Lt/min/m à 10 bars
Rive gauche	S04A	10 - 15	4	104,5	51,10
		15 - 20	3	8,8	5,6
Fond de l'oued	S05A	Même sondage que pour l'axe B			
Rive droite	S06A	Même sondage que pour l'axe B			

III.3- Matériaux de construction

III.3.1- Matériaux pour le Noyau Argileux

Généralement, des matériaux cohésifs de faible plasticité (CL) sont préférés pour le noyau étanche, vu qu'ils permettent un meilleur contrôle des travaux de compactage durant la mise en place. Cependant, des matériaux de plasticité élevée (CH) peuvent aussi être employés, dans la limite où ils sont bien compactés, et que les autres critères d'imperméabilité et de résistance recommandés pour les noyaux étanches soient satisfaits. Des argiles organiques ou très plastiques occasionnelles devraient être exclues pour assurer une meilleure uniformité des propriétés du noyau.

D'autre part, pour assurer l'ouvrabilité de l'argile, un pourcentage de gravier limité pourrait être toléré mais des blocs plus larges que la moitié de l'épaisseur de la couche compactée devraient être enlevés à la main en mettant en place l'argile.

De plus, une densité et teneur en eau naturelle égales ou légèrement inférieures aux valeurs Proctor optimales sont requises pour le noyau compacté. Pour cela, la teneur en eau initiale du matériau brut à employer dans le noyau ne doit pas différer de plus de 1- 2% de la valeur optimale, afin de permettre le compactage convenable durant la mise en place.

Finalement, vu sa fonction principale d'imperméabilisation, une faible perméabilité, généralement inférieure à 10^{-7} m/s, est recommandée pour le noyau.

III.3.2- Matériaux pour les Recharges

Les matériaux de recharge peuvent être constitués d'alluvions ou de colluvions. Ils sont caractérisés par une perméabilité et résistance plus élevées que celles du noyau étanche.

III.3.3- Matériaux pour Agrégats de Béton et Drains / Filtres

Les matériaux pour agrégats de béton et drains / filtres doivent être constitués de matériaux granuleux propres.

En pratique, les drains et filtres ne doivent pas contenir plus de 5% de fines (éléments de taille inférieure à 0,08 mm), afin de conserver le caractère non-cohésif et d'assurer ainsi la fonction principale de drainage.

De plus, la taille maximale des particules ne doivent pas excéder 75 mm, afin de prévenir une éventuelle ségrégation durant le placement des drains / filtres. Du point de vue durabilité, des valeurs Los Angeles atteignant 40-45% et des valeurs soundness atteignant 14-15%, sont acceptables.

En effet, les valeurs Los Angeles définissent la fragmentation ou résistance au choc des agrégats, évaluant ainsi la susceptibilité à la rupture sous l'action mécanique de la mise en place et du compactage durant la construction du barrage. Alors que les valeurs soundness évaluent l'aptitude à la rupture sous l'effet de l'humidification / dessèchement alternatifs, en présence du sulfate de sodium. Ce dernier pénètre dans les fissures fines de l'agrégat, et gonfle en cristallisant durant la phase de dessèchement, causant ainsi la rupture des particules de l'agrégat.

Finalement, les teneurs en carbonates, gypses, et minéraux de sulfates, sont de grande influence sur le comportement des drains et filtres, puisque ces éléments, risquent de se décomposer ou de s'oxyder, formant ainsi une sorte de ciment qui se coagule entre les particules, compromettant alors la fonction principale de drainage.

III.3.4- Matériaux pour Enrochement et Agrégats

Les blocs contenus dans les alluvions des lits majeur et mineur, et le grès de Taghemount Bou Drar en cas de déficience, ont été estimés comme sources de matériaux pour enrochement. De plus, une autre carrière de grès située à Azzefoun, à 9 Km le long de la RN24 à l'ouest du site du barrage a été examinée.

III.4- Types de barrages

Trois options sont considérées pour le type du barrage :

- Barrage en terre avec un noyau argileux.
- Barrage à masque amont en béton armé.
- Barrage à masque amont en béton bitumineux.

Du fait de la compressibilité de la fondation du barrage :

Un barrage en terre avec noyau argileux s'avère le type le plus adapté aux conditions de la fondation mais présente l'inconvénient principal de l'éloignement de la zone d'emprunt de l'argile située à une distance d'environ 20 Km du site du barrage.

Les barrages à masque amont présentent l'inconvénient de l'effet des tassements différentiels sur les différents types de joints dans la fondation compressible et dans le masque lui-même. Le masque en béton armé est plus sensible à ces effets que le masque en béton bitumineux.

III.5- Conclusion

La campagne géophysique effectuée reflète le profil géologique de la vallée, puisqu'elle est calibrée avec les mêmes sondages, et l'épaisseur de la couche de colluvions / alluvions s'est avérée comparable à celle obtenue à partir des sondages.

Quant au flysch, il est classifié comme une roche très tendre à tendre, et compressible.

Bien que le flysch soit de faible perméabilité, il est nécessaire de prévoir un voile d'injection pour traiter les zones fissurées et les intercalations calcaires. De plus, il est indispensable de prévoir un voile d'étanchéité afin d'imperméabiliser la couverture alluviale importante sous le noyau du barrage.

L'évaluation des matériaux de construction argileux disponibles en aval de la cuvette a montré une hétérogénéité qui ne permet pas son exploitation complète comme matériaux de construction pour le corps du noyau argileux. Cependant, ces colluvions, dont un volume total de 143,000 m³ est estimé, sont utilisables dans la partie supérieure du noyau à gradients hydrauliques moins critiques. L'approvisionnement en matériaux argileux pour le noyau fournit une quantité exploitable approximative de 585 000 m³, quantité suffisante pour le barrage.

IV.1-Introduction :

L'étude hydrologique pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique révèle une importance considérable. Le but est de mettre en évidence les paramètres hydrologiques de l'oued tels que les débits des crues, les apports du bassin versant « apports liquides et solides » qui constituent la base de dimensionnement des ouvrages constituant l'aménagement.

Celle ci a pour but de déterminer les caractéristiques hydrologiques essentielles nécessaires à l'étude hydrotechnique prochaine de l'aménagement d'une retenue collinaire sur l'Oued Sidi Ahmed Youcef, commune de Sidi Khelifa.

Les caractéristiques essentielles suscitées sont en l'occurrence :

- Les caractéristiques physiques.
- Les caractéristiques climatiques.
- Les précipitations.

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

IV.2- Description général de l'aménagement

Ce barrage est localisé dans la Wilaya de Tizi Ouzou à environ 10 km à l'Est de la ville d'Azeffoun, et à 2 km en amont du pont de la RN 24 franchissant l'Oued Sidi Ahmed Youcef.

Le site de l'ouvrage est localisé sur la carte topographique à l'échelle 1/25000 aux coordonnées X= 633869, Y= 4080349.

La digue, dont la hauteur est de l'ordre de 40-45 m, l'aménagement est destinée à la régularisation des eaux pour l'AEP et l'irrigation. La retenue normale est 61,20 m NGA occupe un plan d'eau sur une longueur de près de 5 km le long de la vallée principale de Sidi Ahmed Youcef et possède une capacité utile de 30 Mm³.



Figure IV.1 : Délimitation du Bassin Versant de SIDI KHELIFA à partir des Cartes Topographiques au 1/25 000

IV.3- Les caractéristiques physiques :

IV.3.1- Description du bassin versant:

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.

Le bassin versant d'un fleuve est ainsi un territoire qui s'étend de sa source à son embouchure, incluant tous les affluents (et affluents des affluents) du fleuve, et tous les territoires qui viennent alimenter ces cours d'eau lorsque tombe une goutte de pluie. Cette aire d'alimentation a des limites géographiques, qui ne tiennent pas compte des limites administratives.

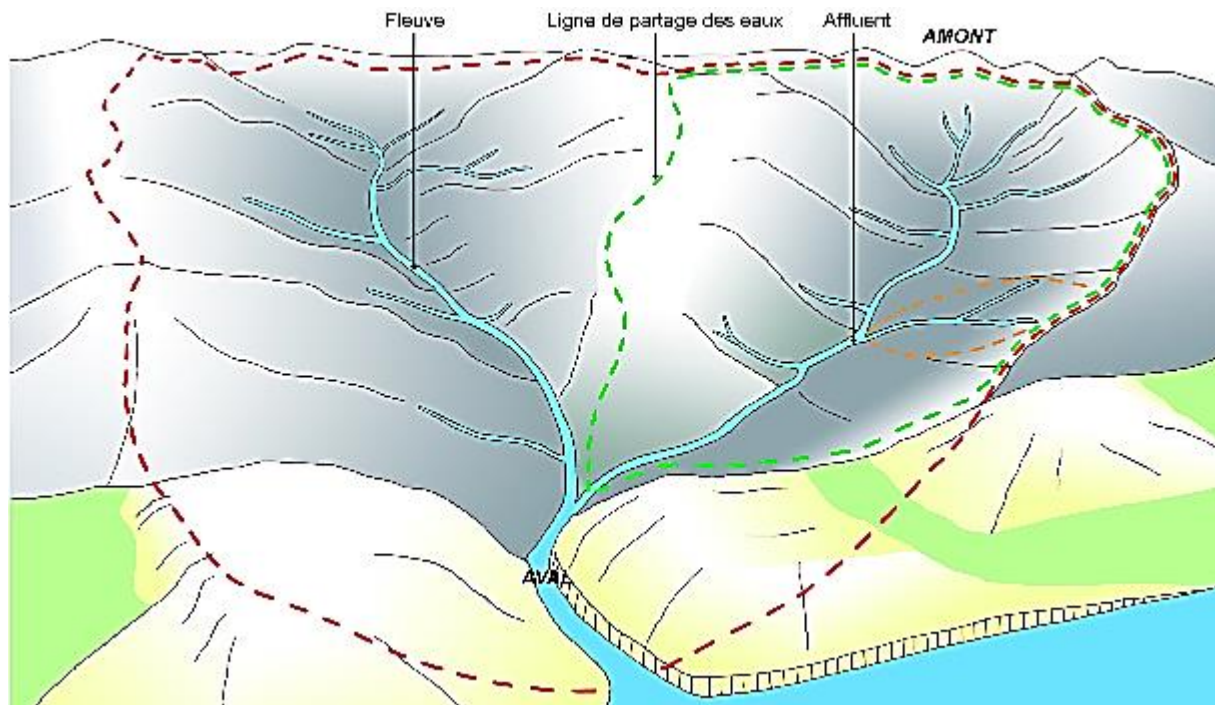


Figure IV.2 : Schéma de bassins versants

V.3.2- Caractéristiques Géomorphologiques :

La géomorphologie est la science qui étudie les formes d'un relief ainsi que leurs évolutions, le domaine de la géographie et de la géologie qui étudie la morphologie de la terre, la configuration et l'évolution de formes de terrains et de roche

Le modèle numérique de terrain fait partie du Système d'Information Géographique (SIG) pour le calcul des caractéristiques géomorphologiques.

Caractéristiques hydrologiques du bassin versant:

Surface(Superficie) versante	$S = 220 \text{ km}^2$
Périmètre	$L_P = 70,3 \text{ km}$
Indice de compacité	$K_C = 1.33$
Longueur du thalweg principal	$L_T = 33,27 \text{ km}$
Altitude maximale	$H_{\max} = 1465 \text{ m.}$
Altitude minimale	$H_{\min} = 22 \text{ m.}$
Altitude moyenne	$H_{\text{moy}} = 711 \text{ m.}$

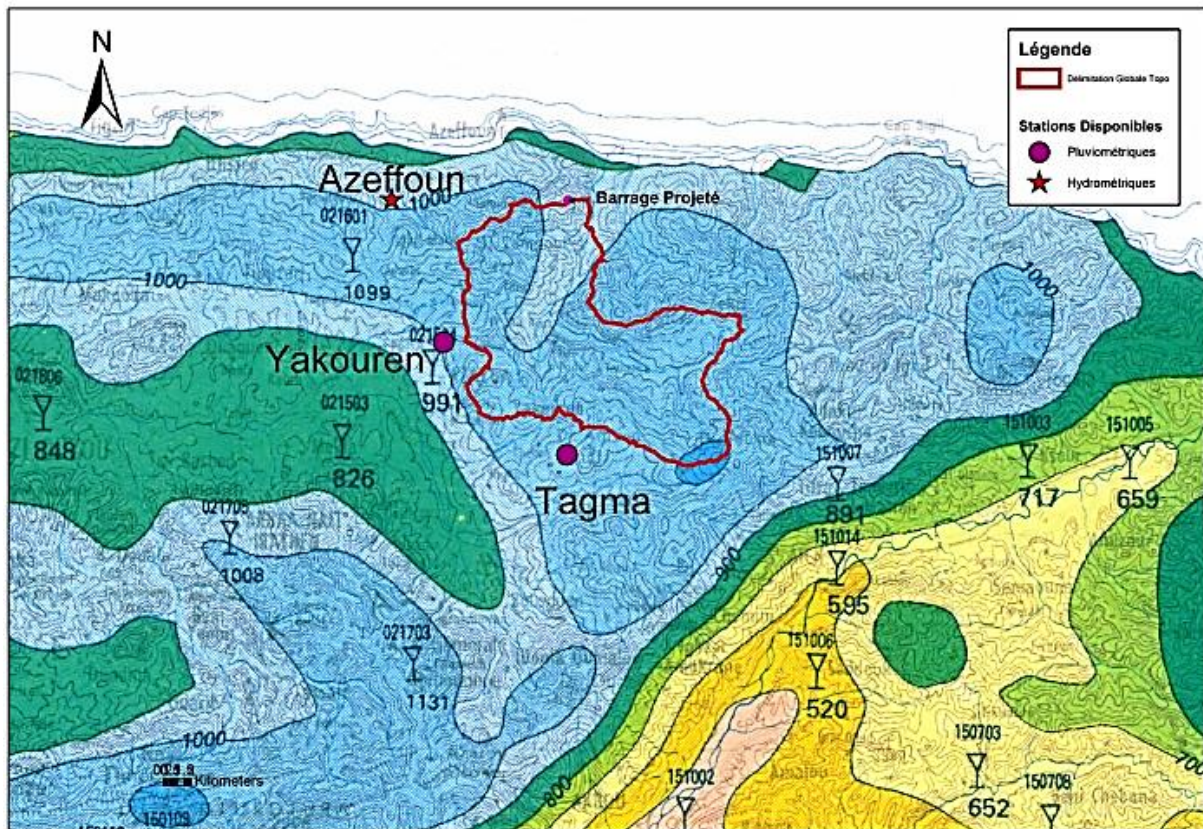


Figure IV.3 : Plan de Situation Générale du Bassin Versant de SIDI KHELIFA

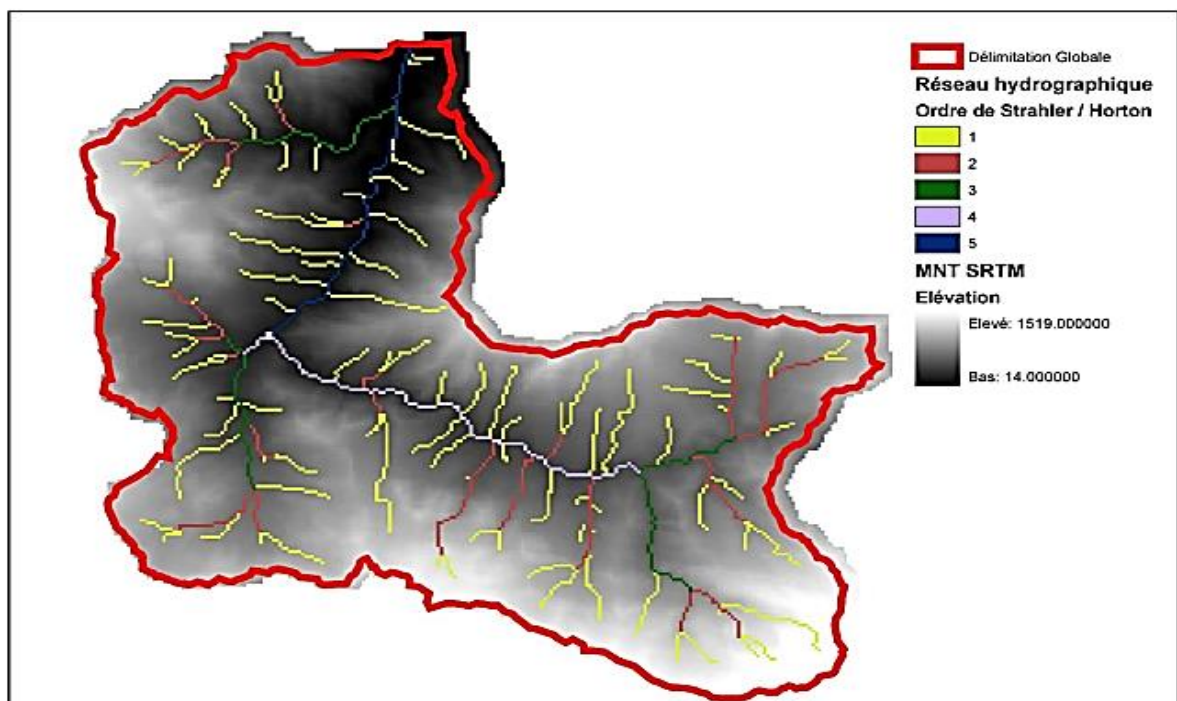


Figure IV.4 : Délimitation du Bassin Versant de SIDI KHELIFA à partir du Modèle Numérique de Terrain SRTM avec le Réseau Hydrographique et les Ordres des Oueds

V.3.3- Indice de compacité de Gravelius :

Pour une même superficie, et pour une même averse, l'hydrogramme à l'exutoire d'un bassin de forme très ramassés sera très différent de celui d'un bassin très allongé.

Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser la forme, et aussi de comparer les bassins versants entre eux, parmi ces indices celui de Gravelius qui caractérise la compacité du bassin versant. Il se définit comme le rapport du périmètre du bassin versant au périmètre du cercle ayant même surface.

$$K_c = \frac{p}{2\sqrt{\pi s}} = 0,28 \frac{p}{\sqrt{s}}$$

$$K_c = 0,28 \frac{70,3}{\sqrt{220}} = 1,327 \approx 1,33$$

$$K_c = 1,33$$

« k_c » augmente autant que la compacité diminue.

- $k_c = 1$ lorsque le bassin versant est parfaitement circulaire.
- $k_c = 1.128$ lorsque le bassin versant est carré.
- $k_c = 3$ lorsque le bassin versant est très allongé.

Dans le bassin SIDI KHELIFA l'indice de Gravelius est de : $K_c = 1,33$. Vu la valeur de k_c nous pouvons dire que le bassin versant SIDI KHELIFA se caractérise par une forme peu allongée.

IV.3.4- Coefficient d'allongement :

Il est obtenu par la relation suivante : $C_a = \frac{L^2}{S}$

L la longueur de talweg principal

S : la superficie du bassin versant

Application numérique : $C_a = \frac{33,7^2}{220} = 5,16$

$$C_a = 5,16$$

IV.3.5- Le rectangle équivalent :

Dans le but de comparer deux bassins versants du point de vue hydrologique, Gravelius a introduit la notion du rectangle équivalent. Elle consiste à assimiler le bassin versant à un rectangle de même périmètre et surface.

Notons que la condition nécessaire pour cette assimilation est $k_c \geq 1,12$ [L.Lamas1993].

IV.3.5.1- Longueur du rectangle équivalent :

$$L = \frac{k_c \sqrt{S}}{1,128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{k_c} \right)^2} \right]$$

k_c : Indice de compacité.

S : Surface du bassin versant.

Application numérique :

$$L = \frac{1,33 \times \sqrt{220}}{1,128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{1,33} \right)^2} \right] = 26,76 \text{ Km}$$

L= 26,76 Km

IV.3.5.2- Largeur du rectangle équivalent :

$$l = \frac{k_c \sqrt{S}}{1,128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{k_c} \right)^2} \right]$$

k_c : Indice de compacité.

S : Surface du bassin versant.

Application numérique :

$$l = \frac{1,33 \times \sqrt{220}}{1,128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{1,33} \right)^2} \right] = 8,22 \text{ Km}$$

l= 8,22 Km

IV.3.6- Caractéristiques des altitudes (le relief) :

L'importance des reliefs et leur articulation dans l'espace jouent un rôle essentiel dans le bilan hydrique et par conséquent dans l'aptitude aux écoulements. Afin de connaître les paramètres de relief du bassin, il est important de montrer la répartition de la surface totale en fonction de l'altitude sur une courbe.

IV.3.6.1- Courbe hypsométrique :

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

Les courbes hypsométrique demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassin entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage. Le but recherché ici, est la détermination de la classe de relief, la hauteur moyenne, la médiane et le pourcentage des aires partielles entre les différentes courbes de niveau.

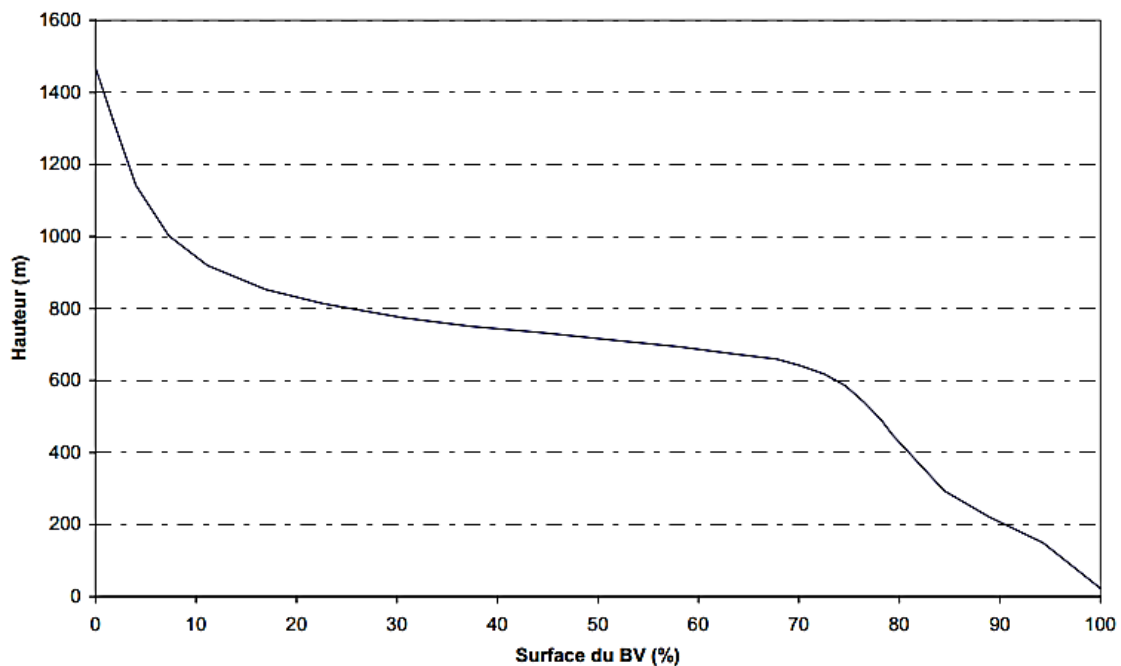


Figure IV.5 : Courbe Hypsométrique du Bassin Versant de SIDI KHELIFA

IV .3.6.2 Indice de pente globale :

Cet indice permet de déduire la nature du relief en se référant à la classification de l'O.R.S.T.O.M : $I_g = \frac{D}{L}$

D: La dénivelée ou bien la distance qui sépare les altitudes ayant 5% de la surface du bassin et celles de 95% ou bien la distance qui sépare les deux courbes de niveau maitresses extrêmes H5% et H95%.

$$D = H_{5\%} - H_{95\%}$$

L : longueur du rectangle équivalent ; L= 26,76 km.

A partir de la courbe hypsométrique on trouve : H5%= 1200 m H95%=150 m.

$$D = H_{5\%} - H_{95\%} = 1200 - 150 = 1050 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } I_g = \frac{1050}{26,76} = 39,23\% \quad I_g = 39,23\%$$

Tableau IV.1: variation de l'indice de pente global

1	Relief très faible	$I_g > 0,002$
2	Relief faible	$0,002 < I_g < 0,005$
3	Relief assez faible	$0,005 < I_g < 0,01$
4	Relief modéré	$0,01 < I_g < 0,02$
5	Relief assez fort	$0,02 < I_g < 0,05$
6	Relief fort	$0,05 < I_g < 0,1$
7	Relief très fort	$0,1 < I_g$

Cet indice de pente global sert aussi à classer le relief d'un bassin, mais pour permettre une comparaison plus efficace et plus poussée du bassin, du point de vue relief. Il convient de calculer la dénivelée spécifique.

IV.3.6.3 Dénivelée spécifique DS :

Puisque l'indice de pente globale décroît pour un même bassin lorsque la surface augmente, il était donc difficile de comparer des bassins de tailles différentes. La dénivelée spécifique D_s ne présente pas cet inconvénient.

$$D_s = I_g \sqrt{s}$$

Application numérique :

$$D_s = 39,23 \sqrt{220} = 581,8 \text{ m}$$

$$D_s = 581,8 \text{ m}$$

Tableau IV.2: classification de l'O.R.S.T.O.M du relief.

R1	Relief très faible	$DS < 10\text{m}$
R2	Relief faible	$10\text{m} < DS < 25\text{m}$
R3	Relief assez faible	$25\text{m} < DS < 50\text{m}$
R4	Relief modéré	$50\text{m} < DS < 100\text{m}$
R5	Relief assez fort	$100\text{m} < DS < 250\text{m}$
R6	Relief fort	$250\text{m} < DS < 500\text{m}$
R7	Relief très fort	$DS > 500\text{m}$

D'après la classification de l'Office De La Recherche Scientifique Et Technique Outre-Mer La dénivelée spécifique du bassin Sidi Khelifa se trouve dans la classe R7 : donc Relief très fort.

IV.3.7- Temps de concentration :

C'est le temps que mettra la première goutte d'eau tombée au point hydrologiquement le plus éloigné du bassin versant pour arriver à l'exutoire.

Calcul du temps de concentration par la formule de :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8\sqrt{H}}$$

S : Superficie du bassin versant.

L : Longueur du talweg principal

$H = H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}$ $H = 1009 - 22 = 987 \text{ m}$.

Application numérique :

$$T_c = \frac{4\sqrt{220} + 1,5 \times 33,7}{0,8\sqrt{987}} = 4,37 \text{ h}$$

$T_c = 4,37 \text{ h}$

IV.3.8- Densité de drainage D_d :

Elle est déterminée comme étant le rapport entre la longueur totale des cours d'eau de tout ordre L_x sur la surface du bassin versant S .

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^5 L_i}{S}$$

L_i Longueur du réseau hydrographique.

S : Surface du bassin versant.

Tableau IV-3 : Longueur du réseau hydrographique.

Nombre d'ordre	1	2	3	4	5	
Nombre de talwegs	510	128	38	8	1	
Longueur moyenne	0,28	1,1	3,1	6,37	17,37	
Longueur totam	142,8	140,8	117,7	50,96	17,37	469,63

$$D_d = \frac{469,63}{220} = 2,13 \text{ Km}^{-1}$$

IV.3.8.1- Coefficient de torrentialité :

C'est le produit de la densité de drainage par la fréquence de talwegs élémentaires.

$$C_t = D_d \frac{N_1}{S} = 2,13 \times \frac{510}{220} = 4,93 \text{ Km}^{-3}$$

C_t : coefficient de torrentialité.

D_d : densité de drainage.

N_1 : nombre de thalwegs d'ordre « 1 », $N_1 = 510$.

S : surface du bassin versant.

IV.3.9- Vitesse de Ruissellement :

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_r = \frac{L_T}{T_C}$$

L_T : longueur de talweg principal en km.

T_C : Temps de concentration en h

Application numérique :

$$V_r = \frac{33,7}{4,37} = 7,711 \text{ Km/h}$$

$$V_r = 7,711 \text{ Km/h}$$

IV.4- Caractéristiques climatique :

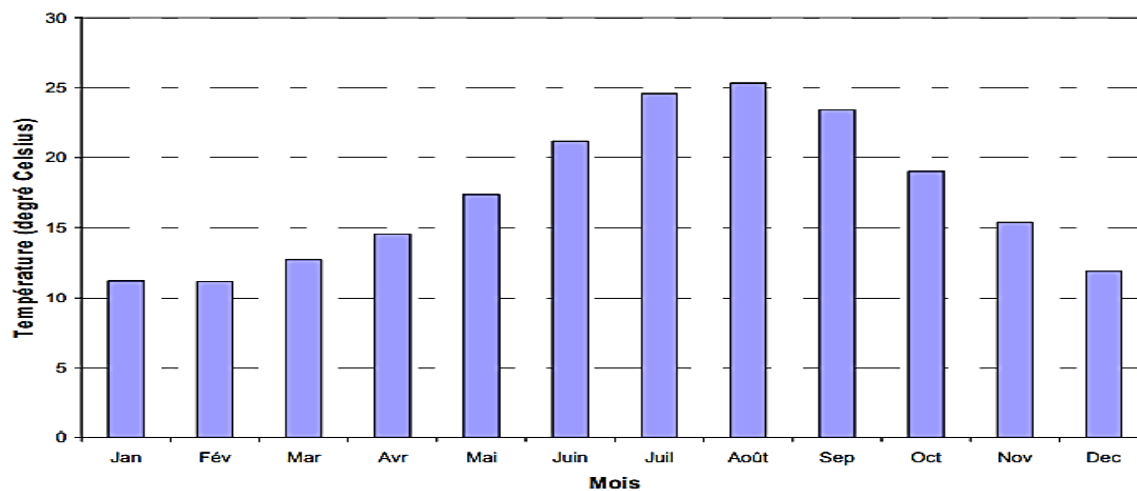
Les différents phénomènes météorologiques sont mesurés en la ville de Bejaia (36.72N et 5.07E), la grande ville la plus proche du site du barrage et dont la proximité de la mer est comparable au site de Sidi Khelifa.

IV.4.1- La température :

La température moyenne mensuelle est de 17,3°C. La température moyenne du mois de janvier varie le plus souvent entre 3°C et 10°C, alors qu'en août elle est située entre 19°C et 35°C. La température moyenne mensuelle calculée sur une base de 18 ans.

Tableau V.4 : Répartition mensuelle de la température

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
T (°c)	11	11	12,5	14,8	17	21	24,9	25,1	23,7	19	15,1	11,9	16,25

**Figure IV.6 : Histogramme de température en la ville de Bejaia****IV.4.2- Humidité relative**

L'humidité relative mensuelle moyenne varie de 70 à 80% et de 57 à 67%, respectivement pour les périodes allant du mois d'octobre au mois d'avril et du mois de mai au mois de septembre.

Tableau IV.5 : Répartition mensuelle de l'humidité relative

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Humidité relative (%)	75	74,5	73,2	71	67,1	62,8	57	60	66	70	67,1	75

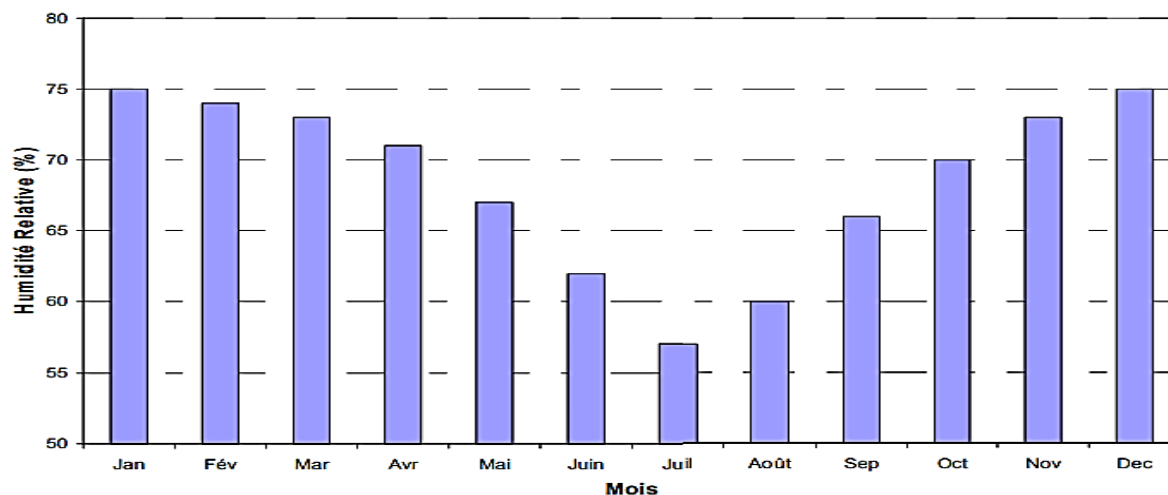


Figure IV.7 : Humidité relative Moyenne Mensuelle en la Ville de Bejaia

IV.4.3- Le vent

Les vents dominants chargés d'humidité soufflent dans la direction O - NO entre le mois d'octobre et le mois de mai, et E - SE de juin à septembre.

La zone est balayée par :

- Des vents humides en hiver (Octobre - Mai) de direction Ouest –Nord Ouest qui engendrent des tempêtes, ce type de vents est dominant. Des vents violents sont enregistrés pendant les mois de décembre et janvier avec un moyen de 5 jours/an.
- Des vents d'Est soufflent pendant la saison estivale (Juin – septembre) et s'étalent 75 jours/an, mais sont relativement faibles.
- Des vents de Nord sont les plus fréquents ; ils soufflent presque pendant toute l'année mais ils sont de nature faible.

IV.4.4- Sirocco

C'est un phénomène à caractère local, sec et chaud et observable pendant le mois de juillet (3 jours). Les dégâts qu'il peut causer sont moins néfastes pour les cultures, en revanche pour le barrage, il y aura certainement des phénomènes d'évaporation.

IV.4.5- La neige

La zone concernée par les chutes de neige est surtout la partie Sud de la zone d'étude ou l'altitude atteint les 1200 m, surtout pendant les mois de décembre et janvier (6 jours en moyenne dans l'année au niveau de la ville d'azefoun).

IV.4.4- L'évaporation

La répartition mensuelle de l'évaporation montre une croissance régulière d'avril à juillet. L'évaporation moyenne annuelle varie entre 1100 à 1500 mm, basée sur la carte d'évaporation de l'ANRH. La répartition de l'évaporation mensuelle moyenne est illustrée par la Figure V.7 et la superposition du bassin versant de Sidi Khelifa sur la carte d'évaporation de l'ANRH est montrée par la Figure V.8. La valeur adoptée pour l'étude de régularisation est de 1300 mm, vu que c'est la valeur au site du barrage.

Tableau IV.6 : Répartition mensuelle de l'évaporation.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Somme
Ev (mm)	49	51	70	99	125	170	210	188	139	80	51	49	1281
Ev (%)	3,83	3,98	5,46	7,73	9,76	13,27	16,39	14,67	10,85	6,25	3,98	3,83	100

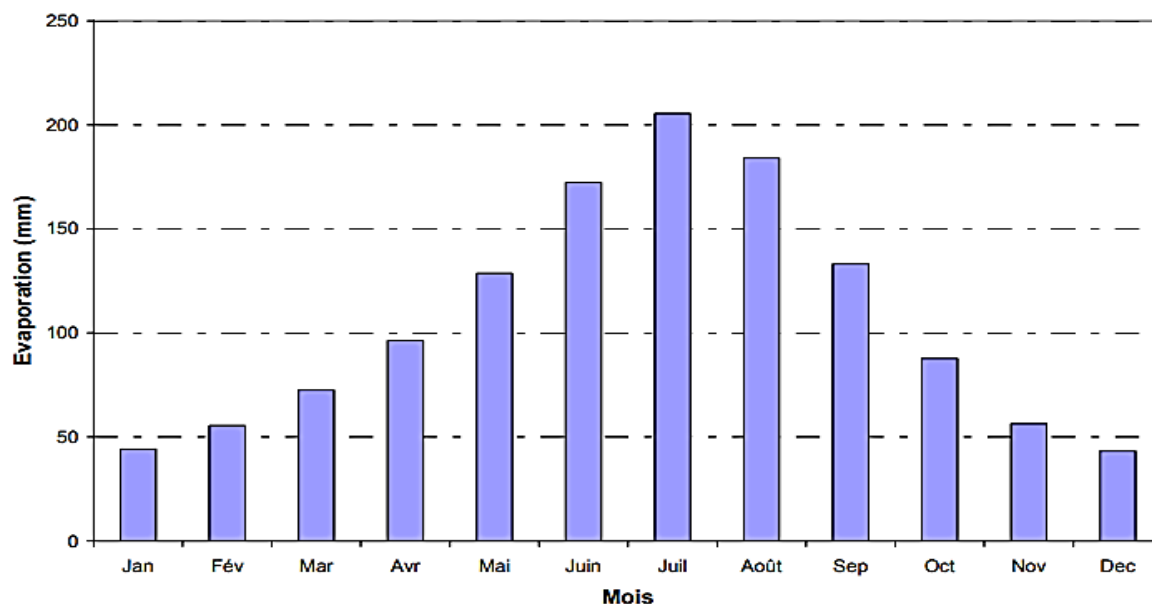


Figure IV.8 : Evaporation Moyenne Mensuelle en la Ville de Bejaia

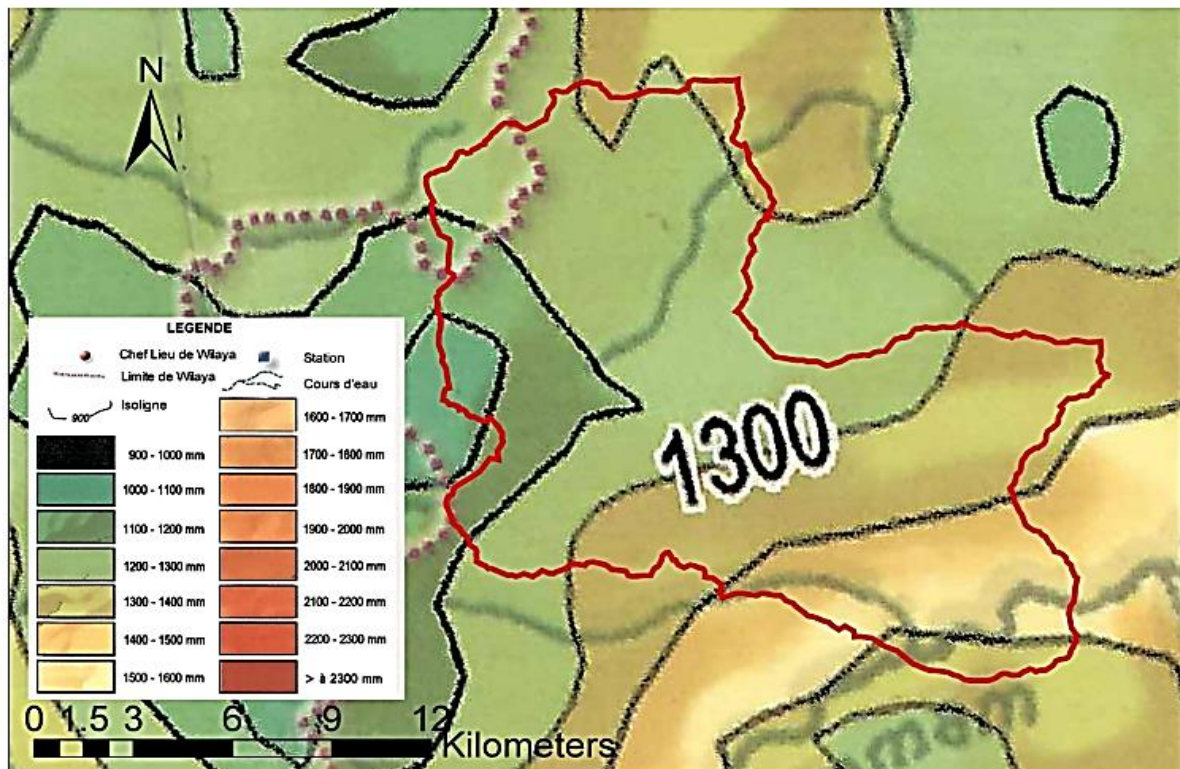


Figure IV.9 : Evaporation Moyenne Annuelle sur le BV de Sidi Khelifa Basée sur la Carte ANRH.

IV.4.5- La pluviométrie

L'étude des pluies consiste un élément essentiel pour l'analyse des ressources en eau, dans la connaissance des pluies journalière et intensités maximale est primordiale pour l'estimation du ruissellement et par suite les crues.

IV.4.5.1- Données disponibles

Le réseau pluviométrique de l'ANRH aux environs du bassin versant de Sidi Khelifa comporte plusieurs stations, Aucun poste n'est localisé à l'intérieur du bassin versant.

En plus, le polygone de Thiessen (illustré sur l Fig V.9) montre que les deux stations de Yakouren (020902) et de Tagma (020909) dominent le bassin versant. La station Hamiz (020602), quoique relativement éloignée du bassin versant de Sidi Khelifa, est aussi analysée vu qu'elle couvre, quasiment sans rupture, les années de 1906 à 1997.

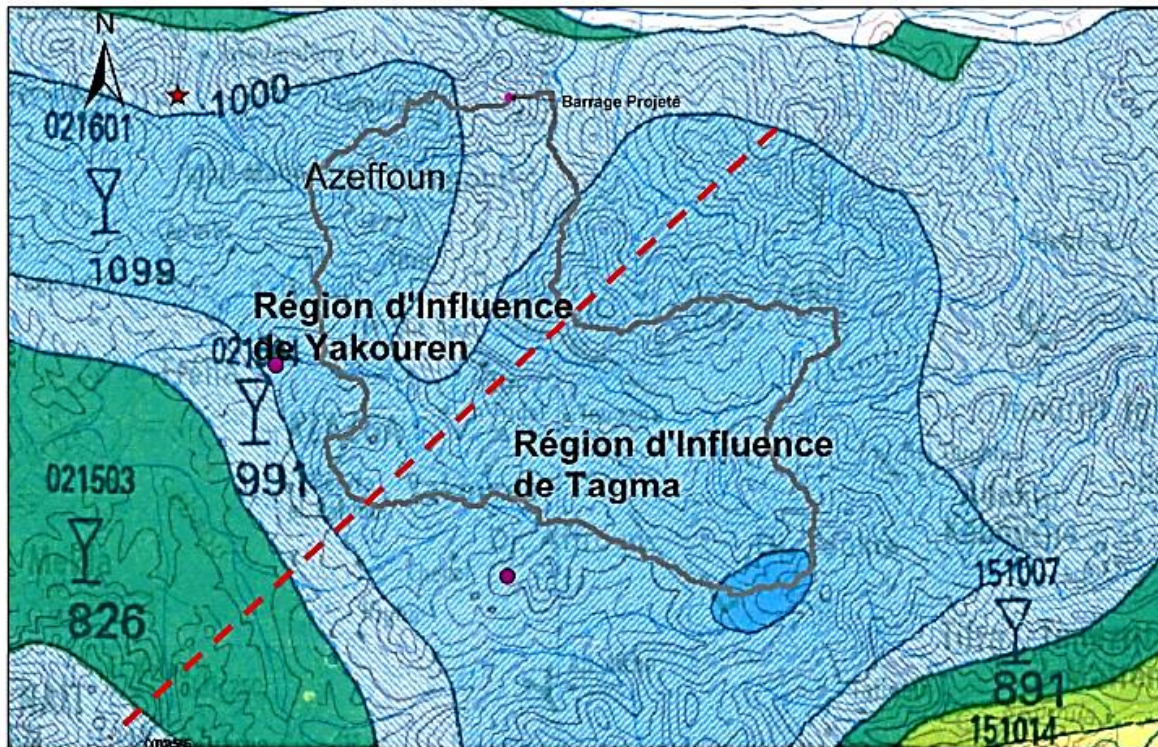


Figure IV.10 : Cartes ANRH avec la Localisation des Stations Pluviométriques Utilisées dans l'Analyse de la Pluviométrie et les Régions d'Influence des Stations de YAKOUREN et de TAGMA par la subdivision par construction de THIESSEN(en rouge)

Cette dernière montre aussi les courbes isohyètes des cartes ANRH (issue en 1992) sur le bassin versant de Sidi Khelifa. Celui-ci est quasiment sous l'influence de l'isohyète 1000 mm, suggérant une moyenne à long terme de 1050 mm. Bien que les cartes ANRH soient basées sur des données qui couvrent les périodes 1922-1960 et 1969-1989, les moyennes annuelles des stations de Yakouren et de Tagma sont respectivement de 1094 et 1160 mm ; ce qui confirme les valeurs à long terme des courbes ANRH. Il n'y a donc pas de raison d'explorer l'évolution temporelle des précipitations.

Tableau IV.7: Coordonnées en Lambert des Stations Pluviométriques et les Coefficients de Corrélations entre les Stations Pluviométriques au Pas de Temps Mensuel

	X	Y	Z	HAMIZ	TAGMA	YAKOUREN	Moyenne Yakouren et Tagma
HAMIZ	558,55	367,4	130	1,00	0,89	0,83	0,89
TAGMA	660,25	382,95	950		1,00	0,97	
YAKOUREN	655,2	382,15	820			1,00	

Les deux stations les plus proches (Yakouren Et Tagma) sont assez similaires (fig V.11), à l'exception des années 1988 et 1995. L'analyse d'homogénéité des deux stations est accomplie par la courbe de double cumul entre les deux stations (illustrée par fig V.12). Aucune cassure n'est détectée.

D'autre part, deux tests ont été utilisés pour comparer les stations Yakouren et Tagma : le test des Signes et le test de Wilcoxon apparié. Les deux tests, suggèrent que la différence entre les deux stations n'est pas statistiquement significative au niveau de signifiante de 5%.

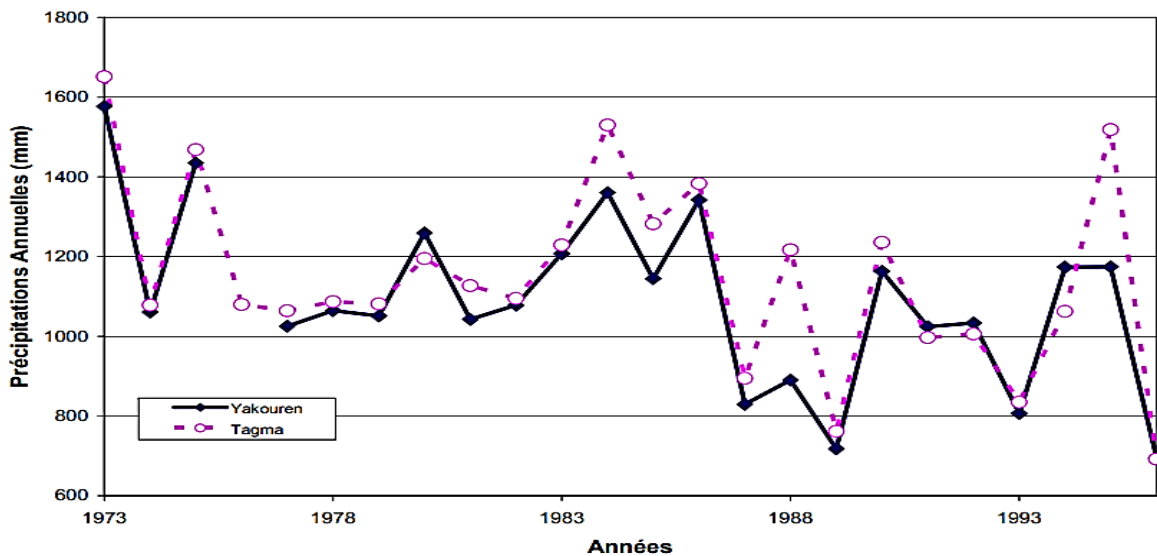


Figure IV.11 : Précipitations Annuelles aux Stations Avoisnant le Bassin Versant de SIDI KHELIFA

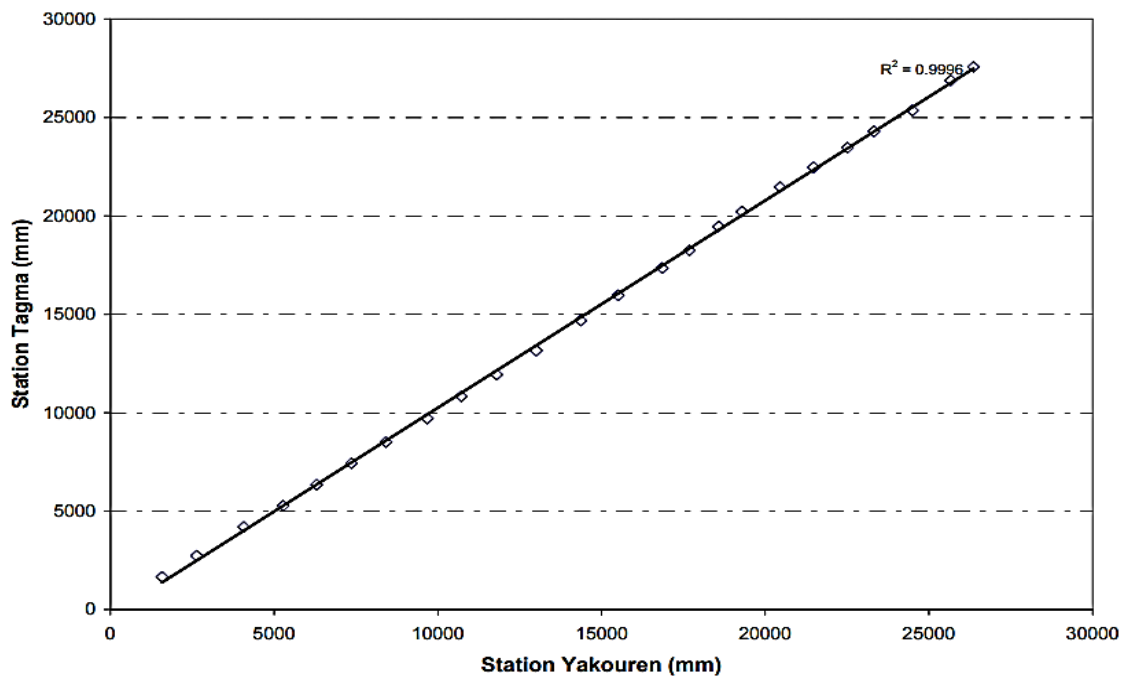


Figure IV.12 : Courbe de Double Cumul entre les Stations de YAKOUREN et celle de TAGMA

IV.4.5.2- la pluviométrie moyenne annuelle

La pluviométrie moyenne annuelle sur le bassin versant de Sidi Khelifa a été estimée à partir de la série formée par la moyenne des deux stations de Yakouren et de Tagma qui ont des altitudes similaires à l'altitude moyenne de Sidi Khelifa.

La méthode de Thiessen indique que les régions d'influence des deux stations sur le bassin versant sont presque égales, ce qui justifie la moyenne simple des deux stations. Les caractéristiques de base de cette série moyenne de précipitations annuelles (illustrées par le Tableau IV.8).

Tableau IV.8 : Statistiques de Base des Précipitations Annuelles (en mm) de la série de la moyenne des deux stations de YAKOUREN et de TAGMA

Nombre d'observations	24
Minimum	694
Maximum	1610
Moyenne	1120
Ecart type	222
Médiane	1080
Coefficient de variation (C_V)	0,198
Coefficient d'asymétrie (C_S)	0,164
Coefficient d'aplatissement (C_K)	2,680

Une analyse fréquentielle est effectuée sur les précipitations annuelles de la série de la moyenne de Yakouren et Tagma. Les lois Normales, Log-Normales, Gumbel, Pearson, sont ajustées et testées. L'estimation de la validité de la bonne distribution est faite en utilisant les critères de Kolmogorov - Smirnov et le test de χ^2 pour un niveau de signifiante de 5 %. La sélection du meilleur ajustement est basée sur une analyse Bayesienne.

La loi Normale produit le meilleur ajustement, vu que la série ajustée est une série de type moyen. Néanmoins, la loi Log-Normale produit un bon ajustement aussi. Une moyenne des deux ajustements est adoptée comme résultat de l'analyse fréquentielle des précipitations annuelles. Les résultats de l'ajustement statistique sont montrés par le Tableau V.8 et par la Figure V.12.

IV.4.5.2.1- Analyse fréquentiel :

L'analyse fréquentielle est une méthode statistique de prédiction consistant à étudier les événements passés, caractéristiques d'un processus donné hydrologique, afin d'en définir les probabilités d'apparition future.

Tableau IV.9 : Analyse Fréquentielle des Précipitations Annuelles de la série de la moyenne des deux stations de YAKOUREN et de TAGMA

Disponibilité	Probabilité d'occurrence	Précipitation annuelles (mm)
1/200	0,005	599
1/100	0,01	644
1/50	0,02	693,5
1/20	0,05	770,5
1/10	0,1	841,5
1/5	0,2	930
1/3,3	0,3	994
1/2 (moyenne)	0,5	1120

IV.4.5.2.1.1- Loi normale :

La loi normale se justifie, théoriquement par le théorème central-limite, comme la loi d'une variable aléatoire formée de la somme d'un grand nombre de variables aléatoires. En hydrologie fréquentielle des valeurs extrêmes, les distributions ne sont cependant pas symétriques, ce qui constitue un obstacle à son utilisation. Cette loi s'applique toutefois généralement bien à l'étude des modules annuels des variables hydrométéorologiques en climat tempéré.

On dit que X suit la loi normale de paramètres m , et $\sigma > 0$, ce que l'on note

$X \rightarrow N(m, \sigma)$, si elle est absolument continue, et admet pour densité :

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(x-m)^2}{2\sigma^2}\right)$$

x Admet alors une espérance et une variance :

$$E(X) = m \text{ et } V(X) = \sigma^2$$

IV.4.5.2.1.2- Loi log-normale :

La loi log-normale est préconisée par certains hydrologues dont V.-T. CHOW qui la justifie en argumentant que l'apparition d'un événement hydrologique résulte de l'action combinée d'un grand nombre de facteurs qui se multiplient. Dès lors la variable aléatoire $X = X_1, X_2, \dots, \dots, X_r$, suit une loi log-normale. En effet le produit de variables se ramène à la somme de logarithmes de celles-ci et le théorème central-limite permet d'affirmer la log-normalité de la variable aléatoire.

Une variable aléatoire X à valeurs dans $]0, +\infty[$ suit la loi log-normale de paramètres $N(m, \sigma)$ si $Y = \log X$ suit la loi $N(m, \sigma)$.

$$\text{La densité de } X \text{ est alors : } f(x) = \begin{cases} \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \frac{1}{x} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\log x - m}{\sigma}\right)^2\right) & \text{Si } x > 0 \\ 0 & \text{Si } x \leq 0 \end{cases}$$

X admet alors une espérance et une variance :

$$E(X) = e^{\frac{m+\sigma^2}{2}} \text{ et } V(X) = e^{2m+\sigma^2}(e^{\sigma^2} - 1)$$

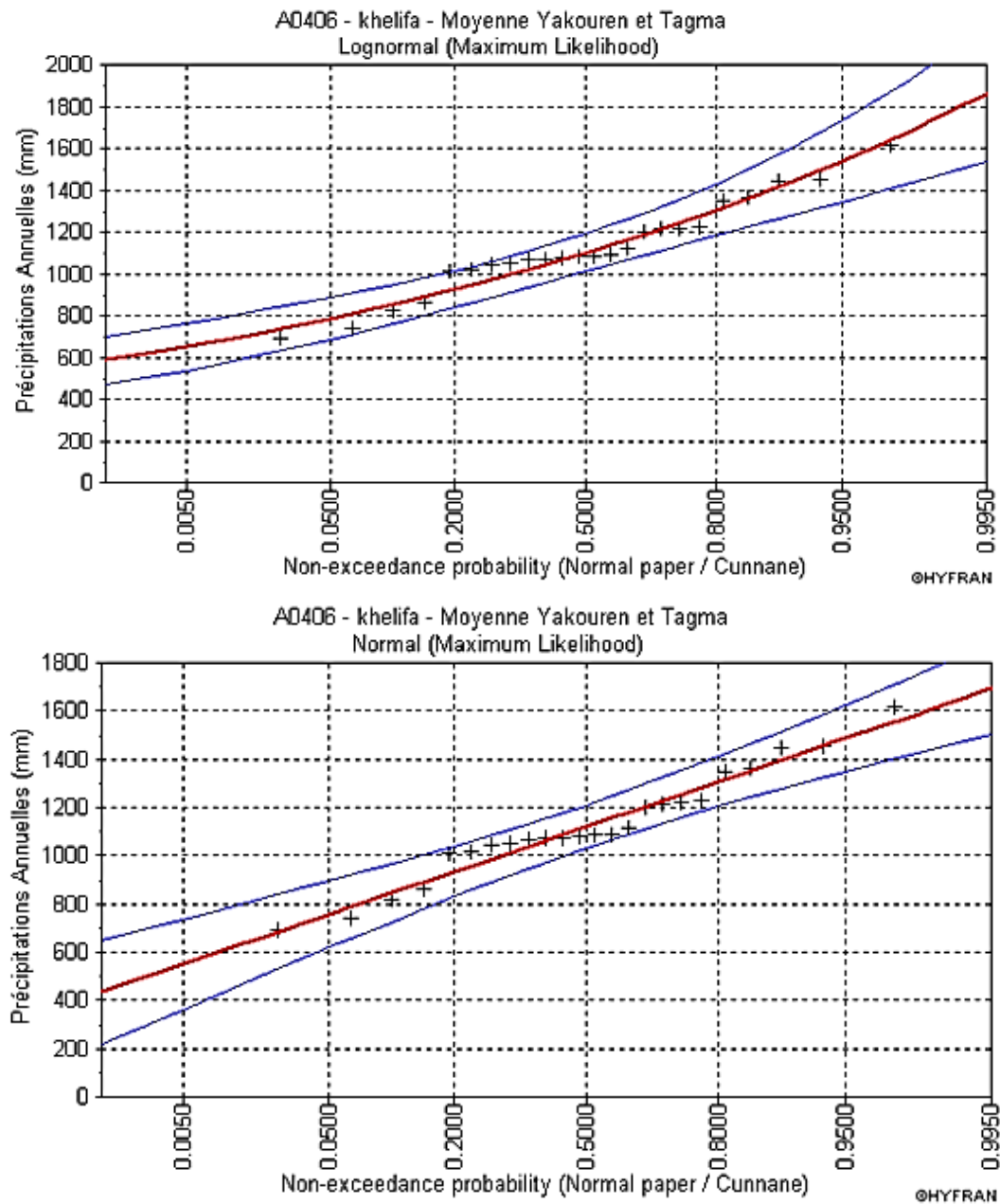


Figure IV.13: Ajustement des lois (a) Normale et (b) Log-Normale aux Précipitations Annuelles de la série de la moyenne des deux stations de YAKOUREN et de TAGMA

IV.4.5.3- La Pluviométrie Maximale Journalière

Les pluies maximales journalières de fréquences rares causent des crues exceptionnelles contre lesquelles il faut prémunir les ouvrages. Pour leur évaluation, nous avons recours aux séries d'observations des $P_{\max j}$ des deux stations Yakouren et Tagma. Les caractéristiques de base des deux séries de précipitations journalières maximales sont illustrées dans le Tableau V.10.

Tableau IV.10 : Statistiques de Base des Précipitations Journalières Maximales (en mm) des deux Stations Pluviométriques de YAKOUREN et de TAGMA

	YAKOUREN	TAGMA
Nombre d'observations	67	31
Minimum	22,5	43,8
Maximum	230	182
Moyenne	84,3	86,5
Ecart type	35,8	30,9
Médiane	74,7	84
Coefficient de variation (C_V)	0,425	0,357
Coefficient d'asymétrie (C_S)	1,63	1,1
Coefficient d'aplatissement (C_K)	6,39	4,09

Tableau IV.11 : Analyse Fréquentielle des Précipitations Maximales Journalières des deux Stations Pluviométriques de YAKOUREN et de TAGMA

Période de Retour	Probabilité d'occurrence	Précipitation Maximales Journalières (mm)	
		YAKOUREN	TAGMA
10000	0,0001	340	293
1000	0,001	265	236
500	0,002	244	219
200	0,005	216	198
100	0,01	196	181
50	0,02	176	165
20	0,05	150	144
10	0,1	130	127
5	0,2	109	109

V.1- Introduction

Il est nécessaire de connaître la moyenne interannuelle des apports liquides, ainsi que les apports liquides fréquentiels pour déterminer le transport solide et faire l'étude de régularisation.

V.1- Les données disponibles

Le réseau d'observation hydrométrique est composé de deux (02) stations : Azeffoun (X=647.208, Y=400.372 et Z=12 m) proche du site du barrage et drainant un bassin de 35,8 Km², et Baghlia (X= 603.9, Y=390.05, et Z=20 m) relativement loin du site du barrage et drainant un grand bassin de 2390 Km².

Les années disponibles pour les deux stations sont résumées au Tableau V.1. Les deux stations ne mesurent pas les débits du bassin versant de Sidi Khelifa. Il s'agit donc de trouver une série représentative des apports liquides, au pas de temps mensuel, qui sera utilisée dans l'étude de régularisation.

V.2- La critique de l'information hydrométrique

L'information hydrométrique pose quelques problèmes mineurs au niveau de la fiabilité des données, dû au fait qu'elle renferme des erreurs typographiques ou des erreurs de mesures dans certaines années. Néanmoins, ces erreurs ont un impact très limité sur l'estimation des apports ainsi que sur les débits maximaux.

L'évaluation de cet impact est donc effectuée sur trois critères : la courbe de double cumul, les tests non-paramétriques ainsi que la corrélation entre les valeurs des apports annuels des séries d'observations.

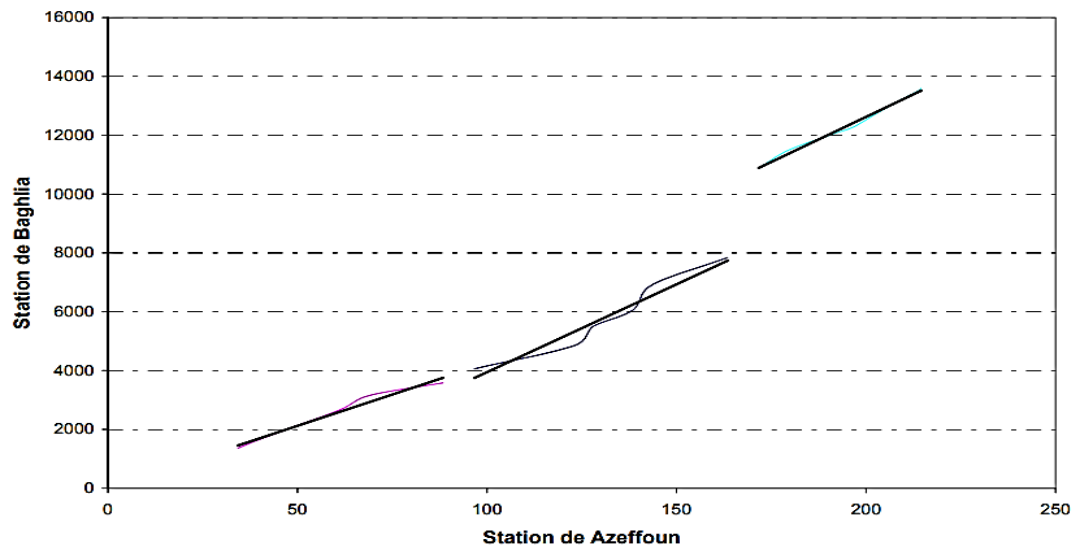


Figure V.1 : Courbe de Double Cumul entre les Apports Annuels de BAGHLIA et les Apports d'AZEFFOUN.

La courbe de double cumul (Figure V.1) entre la station d'azeffoun et de Baghlia montre des différences entre les deux stations. En fait les superficies des deux bassins sont différentes par quasiment deux ordres de grandeur.

D'autre part, deux tests ont été utilisés pour comparer entre les stations Azeffoun et Baghlia : le test des Signes et le test de Wilcoxon apparié. Comme pour les résultats de la courbe de double cumul, les deux tests non paramétriques suggèrent que la différence entre les deux stations est statistiquement significative au niveau de signifiante de 5%.

Les résultats de la corrélation au pas de temps mensuel entre la série d'azeffoun et celle de Baghlia ont donné un coefficient de 0,82. Les coefficients de corrélation au pas de temps mensuel entre les stations hydrométriques et pluviométriques sont résumés au Tableau V.1. Les coefficients de corrélation ne sont pas très élevés et ne dépassent pas 0,76.

Tableau V.1 : Corrélations entre les stations hydrométriques et pluviométriques

	Apport AZEFFOUN	Apport BAGHLIA
YAKOUREN	0,70	0,76
HAMIZ	0,63	0,66
TAGMA	0,71	0,75
Moyenne (YAKOUREN, TAGMA)	0,72	
	Corrélation AZEFFOUN et BAGHELIA	0,82

V.3- l'apport spécifique moyen annuel et les apports spécifiques fréquentiels

L'estimation de l'apport moyen annuel du bassin versant de Sidi Khelifa est faite grâce à la série d'apports spécifiques d'azeffoun. Les statistiques de base de cette série d'azeffoun sont montrées par le Tableau V.2.

Tableau V.2 : Statistiques de Base des Apports Spécifiques à la Station d'AZEFFOUN

Statistique de base	Mm/an/Km
Nombre d'observations	25
Minimum	1,65
Maximum	958
Moyenne	315
Ecart Type	252
Médiane	230
Coefficient de variation C_v	0,8
Coefficient d'asymétrie C_s	1,16
Coefficient d'aplatissement C_k	3,15

Une analyse fréquentielle est effectuée sur les apports spécifiques annuels d'azeffoun. L'estimation de la validité de la bonne distribution est faite en utilisant les critères χ^2 pour un niveau de signifiante de 5 %.

La sélection du meilleur ajustement est basée sur une analyse Bayesienne. Les résultats de l'ajustement statistique sont montrés par le Tableau V.3 et la Figure V.2.

Tableau V.3 : Analyse Fréquentielle des Apports Spécifiques à la Station D'AZEFFOUN.

Disponibilité	Probabilité d'occurrence	Apports spécifiques (mm/an)	Apports annuel du BV de SIDI KHELIFA
49/50	0,02	8,11	1,78
19/20	0,05	20,5	4,51
9/10	0,1	41,8	9,2
4/5	0,2	87,1	19,16
2/3	0,3	137	30,14
1/2	0,5	254	55,88

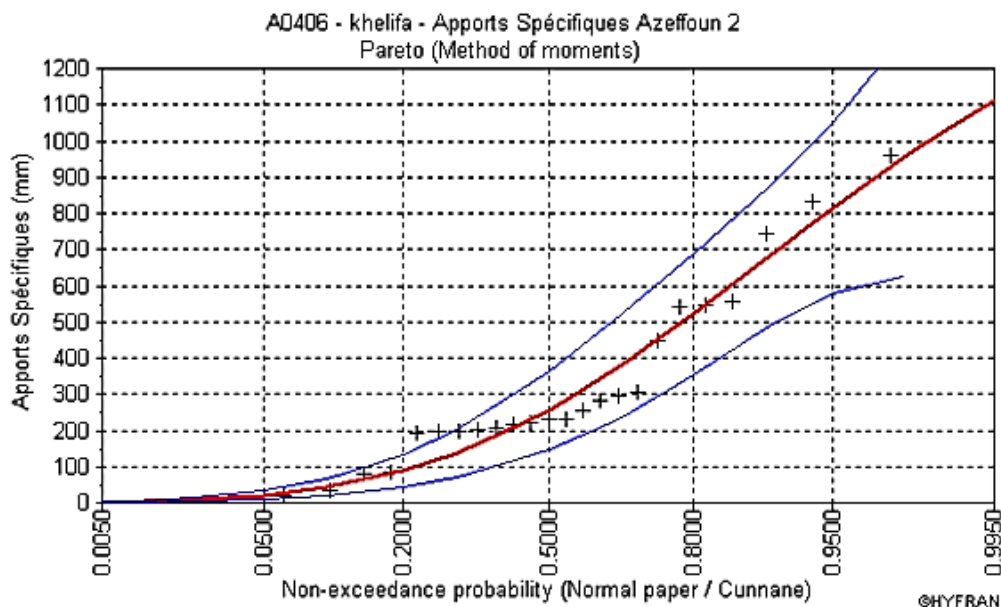


Figure V.2 : Ajustement de la Loi Pareto aux Apports Spécifiques Annuels de la Station d'AZEFFOUN.

Il est à noter que l'analyse précédente suggère un apport moyen annuel pour le bassin versant de Sidi Khelifa de 69,3 Hm³ /an.

L'analyse entamée sur la période de 1973 à 1982 a produit un apport spécifique de 445 mm/an. Cette valeur paraît élevée comparée au 1100 mm/an, valeur de la moyenne à long terme de la précipitation. La valeur de 445 mm/an reflète en fait l'influence de deux valeurs élevées enregistrées en 1973 et 1977.

Mais comme la période d'analyse était courte, les deux valeurs élevées ont augmenté l'apport spécifique moyen. Il est à noter aussi que, dû à la variabilité de l'apport spécifique interannuel, l'apport moyen annuel disponible deux années sur trois (2/3) est encore plus faible et ne fait que 43,5% de 69,3 Hm³ /an, soit 30,14 Hm³ /an.

V.4- Répartition mensuelle des apports

La répartition mensuelle des apports moyens est étudiée à l'aide de la série des apports d'azeffoun. Elle est illustrée par la Figure V.3.

Il est à noter que les apports du mois d'Août sont formés par des crues exceptionnelles résultantes d'orages convectifs. Ces orages sont peu fréquents mais génèrent des crues importantes.

**Tableau V.4 : Apports moyens mensuels à la station hydrométrique
d'AZEFFOUN**

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout
Apports mensuel moyenne	0,1	0,15	0,6	1,95	1,8	2,05	2	1,25	0,75	0,05	0	0,6

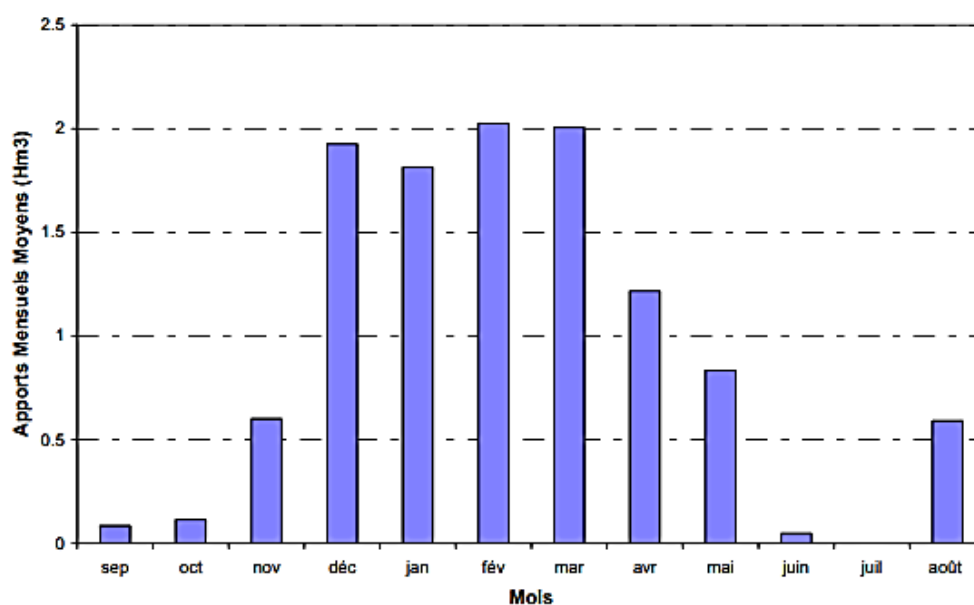


Figure V.3 : Apports Moyens Mensuels à la Station Hydrométrique d'AZEFFOUN

VI.1- Introduction

Les crues sont la source de danger la plus importante pour les barrages, que ce soit pendant les phases de construction (plusieurs ruptures ont eu lieu à cette occasion) ou en exploitation.

Les crues ont pour origine des phénomènes naturels : Causées par un afflux d'eau dû à de très fortes précipitations qui peuvent être produites par des orages, des cyclones, de fortes dépressions atmosphériques, la mousson ..., où la fonte des neiges ou la concomitance des deux, qui peuvent provoquer une brusque montée du niveau du lac de retenue. Une crue correspond à une augmentation rapide et temporaire du débit d'un cours d'eau au-delà d'un certain seuil auquel toute analyse doit faire référence. Elle est décrite à partir de trois paramètres: le débit, la hauteur d'eau et la vitesse du courant. En fonction de l'importance des débits, une crue peut être contenue dans le lit ordinaire, dénommé lit mineur, ou déborder dans son lit moyen ou majeur. Une crue est le débit maximum qui peut transiter par un exutoire pour une fréquence donnée.

On a utilisées plusieurs méthodes pour l'estimation des crues.

VI.2-Analyse fréquentielle des débits maximaux annuels

Pour l'évaluation des débits maximaux (Q_{max}) de fréquences rares (ou périodes de retour élevées), nous avons recours aux séries d'observations des Q_{max} aux stations de Azeffoun et de Baghlia. Les caractéristiques de base des séries de débits maximaux sont illustrées dans le Tableau VI.1.

Tableau VI.1 : Statistiques des Débits Maximaux de AZEFFOUN et de BAGHLIA (en m³ /s).

	AZEFFOUN	BAGHLIA
Nombre d'observations	26	37
Minimum	1,6	81
Maximum	185	2970
Moyenne	49,8	1020
Ecart Type	53,8	705
Médiane	26,3	730
Coefficient de variation C_V	1,08	0,69
Coefficient d'asymétrie C_S	1,51	1,08
Coefficient d'aplatissement C_K	3,53	3,13

Une analyse fréquentielle est effectuée sur les débits maximaux d'Azeffoun et de Baghlia.

L'estimation de la validité de la bonne distribution est faite en utilisant le test χ^2 pour un niveau de signifiante de 5 %. La sélection du meilleur ajustement est basée sur une analyse Bayésienne.

La loi Log-Normale produit le meilleur ajustement pour la série d'Azeffoun et la loi Gumbel pour Baghlia selon le critère Bayésien. Néanmoins, les résultats de l'analyse fréquentielle D'azeffoun sont marqués par une grande incertitude, vu la valeur de l'écart type de la série qui est plus grande que sa moyenne.

C'est pourquoi l'analyse fréquentielle par la loi log-normale sensible à la valeur de l'écart type produit des valeurs très élevées aux périodes de retour qui dépassent 500 ans. Les valeurs de l'analyse fréquentielle adoptée sont donc des valeurs pondérées à partir de deux lois log-normales.

Celle à deux paramètres et celle à trois paramètres. Les résultats de l'ajustement statistique sont montrés par le Tableau VI.2 et par les Figures VI.1 et VI.2.

Tableau VI.2 : Analyse Fréquentielle des Débits Maximaux (en m³/s) des Stations Hydrométriques de AZEFFOUN et de BAGHLIA.

Période de retour	Probabilité d'occurrence	Débits (m ³ /s)		Exposant (m)
		AZEFFOUN (Lois Log Normales)	BAGHLIA(GUMBEL)	
1/10000	0,0001	1650	5770	0,70
1/1000	0,001	1000	4500	0,64
1/500	0,002	850	4120	0,62
1/100	0,01	483	3230	0,55
1/50	0,02	345	2850	0,50

Pour faire un transfert de ces débits maximaux vers le bassin versant de SIDI KHELIFA, une formule générique du type de Gherardelli-Marchetti. Cette dernière s'énonce comme suit :

$$q_{bassin X} = q_{bassin Y} \left(\frac{S_X}{S_Y} \right)^{-m}$$

q est le débit de pointe spécifique pour un bassin versant, calculé comme le débit de pointe divisé par l'aire du bassin (S).

L'équation de Gheradelli-Marchetti propose un exposant fixe : $m=2/3$. Il est à noter que cet exposant est très différent d'un endroit à l'autre et d'une période de retour à une autre. En plus, les résultats de cette formule sont très sensibles à la valeur adoptée de cet exposant. On propose donc de calibrer cet exposant en utilisant les débits fréquentiels estimés pour Azeffoun et Baghlia et les superficies respectives des deux bassins.

Appliquant l'équation de type Gheradelli-Marchetti mais avec l'exposant calibré et en faisant référence aux débits maximaux de Azeffoun, les débits maximaux au site du barrage de Sidi Khelifa à des périodes de retour de 10000, 1000, 500, 100 et 50 ans sont 2835, 1916, 1682, 1098 et 860 m^3/s , respectivement.

VI.3- Analyse fréquentielle des débits maximaux dépassant un certain seuil

L'analyse fréquentielle des débits maximaux qui dépassent un seuil prédéterminé consiste à ne retenir de ce processus que la partie qui contient de l'information utile pour la connaissance des fortes crues. Pour cela on se fixe un seuil X_0 et on conserve les débits supérieurs. Il s'agit aussi d'éliminer les maxima faisant visiblement partie de la même crue, car ils mettraient en défaut l'hypothèse d'indépendance.

Le choix du seuil X_0 est problématique : plus X_0 est élevé, plus les crues seront fortes et indépendantes, et plus l'échantillon sera homogène mais restreint ; et plus X_0 est bas, plus nombreuses seront les crues retenues ce qui améliore l'échantillonnage mais le rend hétérogène.

Les résultats de cette analyse pour la station Azeffoun sont illustrés dans la Figure VI.3. Celle-ci suggère un seuil de 30 m^3/s pour les débits de Azeffoun comme seuil en dessous duquel les estimations des débits à des périodes de retour élevées oscillent et l'intervalle de confiance, qui reflète le degré d'incertitude dans les données, est nettement plus grand

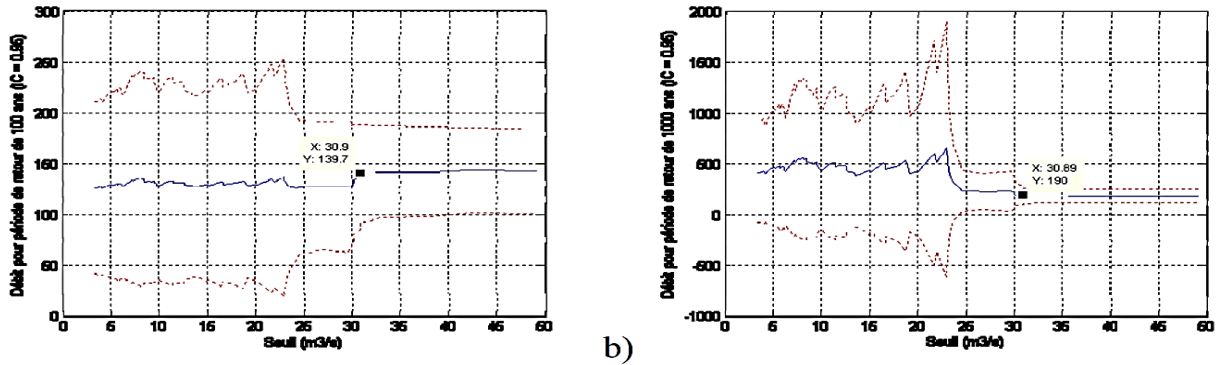


Figure VI.3 : Estimations des débits maximaux d'AZEFFOUN à des périodes de retour de 100 et 1000 ans pour différents seuils.

Cette série de débits dépassant le seuil peut être modélisée par une loi exponentielle ou une loi Pareto Généralisée. Cette dernière est plus générale que la loi exponentielle. Elle est généralement utilisée pour la modélisation des séries de durées partielles ou les maxima dépassant un certain seuil X_0 . La fonction de densité de la loi Pareto Généralisée peut être écrite sous la forme :

$$f_x(x) = \left(\frac{1}{\alpha}\right) \left[1 - K \frac{x - x_0}{\alpha}\right]^{\left(\frac{1}{k} - 1\right)}$$

Et la fonction de répartition s'écrit

$$F_x(x) = 1 - \left[1 - k \frac{x - x_0}{\alpha}\right]^{\left(\frac{1}{k}\right)}$$

α Est le paramètre d'échelle de la distribution Pareto.

K est le paramètre de forme de la distribution Pareto.

X_0 est le seuil choisi.

Pour $k = 0$, la distribution Pareto se résume à la loi exponentielle. Le nombre de crues sélectionnées chaque année est une variable aléatoire qui suit une loi de Poisson de paramètre λ égal au nombre total de crues sélectionnées divisé par le nombre d'année.

La relation pour transformer la période de retour des maxima annuels T_a à leurs équivalents T_p relatifs aux débits dépassant un seuil s'écrit :

$$T_{\text{durée partielle}} = - \frac{1}{\ln\left(1 - \frac{1}{T_{\text{max an}}}\right)}$$

Pour des périodes de retour élevées $T_P < T_a$.

La loi Pareto ajustée aux débits maximaux de Azeffoun dépassant le seuil de 30 m³/s a un coefficient k presque égal à zéro. Par conséquent et appliquant le principe de parcimonie, la loi exponentielle est préférée. Celle-ci est illustrée par la Figure VI.4.

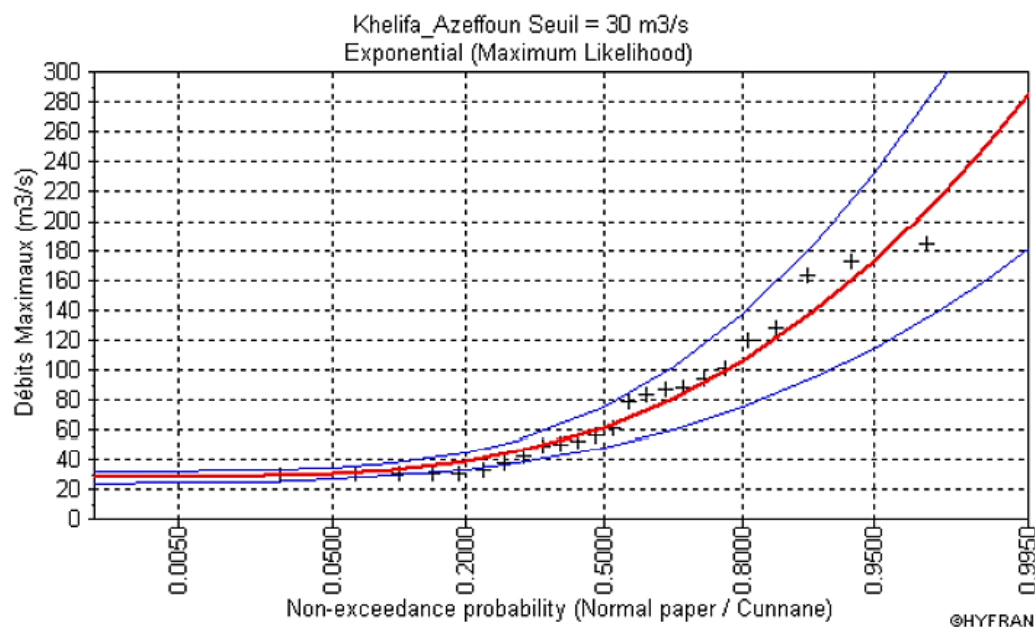


Figure VI.4 : Ajustement de la Loi Exponentielle aux Débits Maximaux Dépassant le Seuil Optimal de 30 m³/s (Station Hydrométrique de AZEFFOUN).

La même procédure est appliquée aux débits maximaux de Baghlia. Le seuil est de 810 m³/s tel que le montre la Figure VI.5.

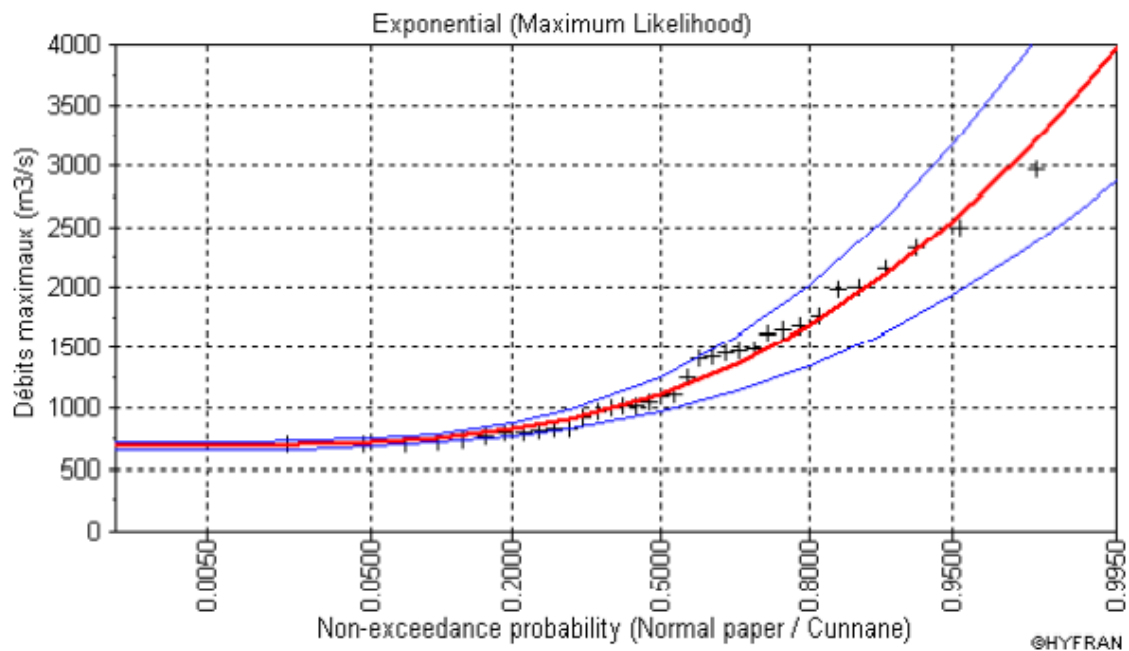


Figure VI.5: Ajustement de la Loi Exponentielle aux Débits Maximaux Dépassant le Seuil Optimal de 810 m³/s (Station Hydrométrique de BAGHLIA).

Les résultats de l'ajustement statistique sont montrés par le Tableau VI.3. L'analyse par cette méthode n'ajoute pas de l'information comparée à l'analyse fréquentielle des débits maximaux annuels. En plus, l'analyse fréquentielle d'Azeffoun produit des résultats nettement inférieurs. Les résultats de cette méthode ne seront donc pas intégrés dans l'estimation des crues.

Tableau VI.3 : Analyse Fréquentielle des Débits Maximaux Dépassant un Seuil (Stations Hydrométrique d'AZEFFOUN et de BAGHLIA)

Période de Retour	Probabilité d'occurrence	Débits (m ³ /s)	
		AZEFFOUN	BAGHLIYA
1/10000	0,0001	475	6390
1/1000	0,001	363	4960
1/100	0,01	252	3540
1/50	0,02	218	3110

VI.4- Analyse par la méthode du Gradex

VI.4.1- Définition

La méthode du Gradex est une autre classe de méthodes qui utilise l'information hydrométéorologique c'est à dire la pluie génératrice des écoulements. Le postulat de base de la méthode est qu'il doit y avoir une relation entre la distribution des débits et celle des pluies génératrices puisque les débits sont formés par les pluies extrêmes et tout accroissement de pluie va se traduire, exprimé en volume, par le même accroissement en débit.

VI.4.2- Les hypothèses qui correspondent à ces conditions

VI.4.2.1-Hypothèse 1

La distribution des précipitations moyennes sur un bassin pendant quelques heures ou quelques jours est de type exponentiel:

$$F(p) = 1 - \text{cst} \times \text{Exp}\left(\frac{-p}{a}\right)$$

On peut montrer qu'il s'en déduit que la distribution des précipitations maximales annuelles moyennes sur un bassin pendant quelques heures ou quelques jours est de type Gumbel:

$$F(p) = \text{Exp}\left\{-\text{Exp}\left[\frac{-p_0}{a}\right]\right\}$$

P_0 est une constante, ainsi que « a » qui est appelé «Gradex».

VI.4.2.2-Hypothèse 2

Si le débit dépasse une certaine valeur, alors le sol est saturé, de sorte que pendant le temps de base de ruissellement T_B , tout accroissement de pluie égale le même accroissement en débit, autrement dit: $dQ = dP$.

Le corollaire de cette hypothèse combinée au précédent est que la distribution des débits sera asymptotiquement exponentielle, et de même paramètre « a » que celle des pluies.

VI.4.2.3-Hypothèse 3

Le rapport moyen, appelé coefficient de forme, entre le débit maximum est instantané d'un hydro-gramme de crue, et le débit maximum moyen sur la période T_B indépendant du débit.

Bien qu'elle soit énoncée en supposant une distribution Gumbel, la méthode du Gradex reste valable pour toute autre distribution statistique à condition d'émettre l'hypothèse que la distribution des précipitations est la même que celle des débits dépassant le seuil de saturation.

La précipitation maximale journalière de Yakouren, suit une loi log-normale. Le Gradex de cette loi est de 23,75 mm/jour. L'ajustement de cette loi est représenté à la Figure VI.7 avec comme abscisse la variable réduite.

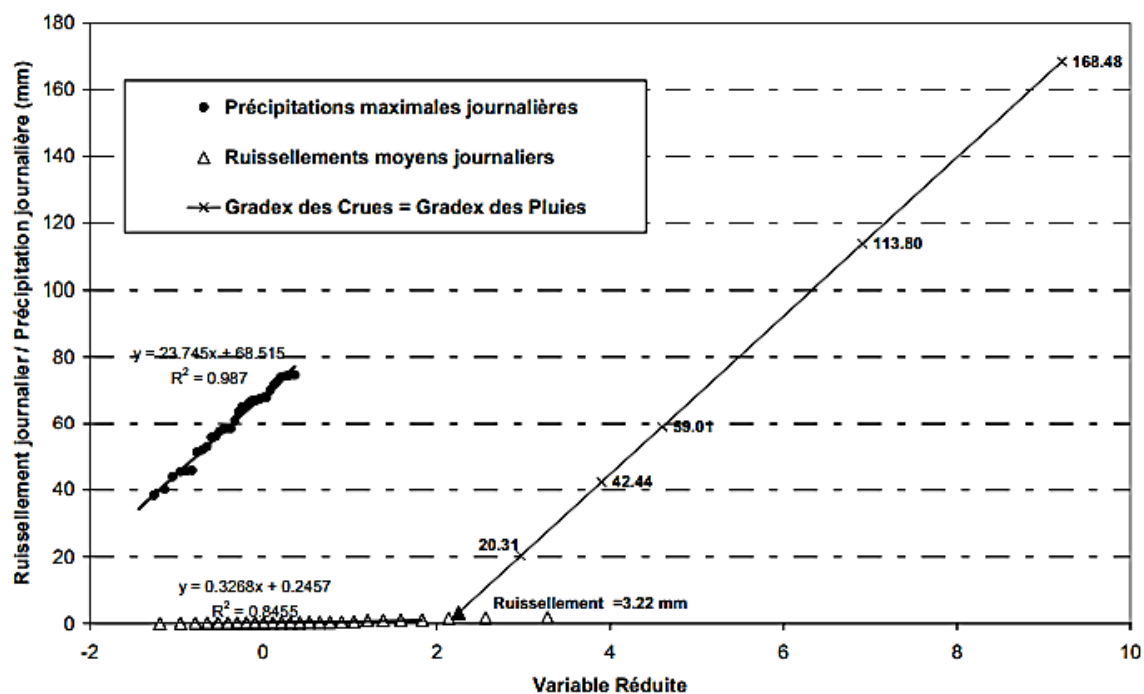


Figure VI.7: Méthode du Gradex pour l'Estimation des Débits de Crues.

Le rapport débit maximum/débit moyen est établi à partir des données existantes. Ce rapport pour le bassin de Sidi Khelifa est de 3,67 tel que déterminé par les données. Le ruissellement décennal de 3,22 mm a été choisi comme ruissellement saturant.

En conclusion, et grâce aux trois hypothèses principales déjà mentionnées, le principe de la méthode va consister à réaliser une analyse probabiliste sur les pluies, puis à transposer cette distribution à celle des débits, en prolongeant l'estimation du débit décennal. Les débits de pointes à différentes périodes de retour résultant de l'application de la méthode du Gradex sont montrés par le Tableau VI.4.

Tableau VI.4 : Débits de Pointe à Différents Périodes de Retour par la Méthode du Gradex.

Période de retour (ans)	Débits de pointe (m ³ /s)
50	707
100	984
1000	1897
10000	2809

VI.5- Les formules empiriques

VI.5.1- La formule de Mallet-Gauthier

L'application de la formule de Mallet – Gauthier :

$$Q_{f\%} = 2k \log(1 + AP_{\text{moy}}) \frac{S}{L} \sqrt{(1 + 4\log T - \log S)}$$

T : période de retour.

k : Paramètre (k adopté est de 2 à 3).

A : paramètre (A de 20 à 30).

P_{moy} : pluie moyenne annuelle [m].

S : surface du BV [km²].

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

Pour k égal de 2 à 3 et A égal de 20 à 30, la formule de Mallet-Gauthier donne des débits pour différentes périodes de retour présentés dans le Tableau VI.5.

Par mesure de sécurité en ce qui concerne l'estimation des crues, la valeur de la précipitation moyenne utilisée dans la formule de Mallet-Gauthier est celle de 1160 mm comme la moyenne de Tagma Celle est légèrement supérieure à la valeur de 1120 mm adoptée pour l'estimation de la pluviométrie annuelle.

Tableau VI.5 : Débits par la Formule de Mallet – Gauthier pour Différentes Périodes de Retour.

Période de retour (ans)	Q (Mallet-Gauthier)
50	De 523 à 891
100	De 571 à 972
1000	De 708 à 1205
10000	De 822 à 1399

VI.5.2- La méthode de Francou-Rodier

La méthode de Francou – Rodier illustrée par l'équation :

$$Q_{\max} = 10^6 \left(\frac{S}{10^8} \right)^{1-0,1K}$$

Un coefficient caractéristique de la région (4,7 pour l'Afrique du Nord), donne une valeur de 1003 m³/s.

VI.6- Conclusion

En conclusion, on a fait une comparaison entre les différentes méthodes utilisées, et le tableau VI.6 résume les différents résultats.

Période de retour	Mallet-Gauthier	France-Rodeer	Analyse Fréquentielle Maxima Annuels	Méthode du Gradex
10000	De 822à 1399	1003	2835	2809
1000	De 708 1205		1916	1897
100	De 571à 972		1682	984
50	De 523à 851		860	707
20			563	517

VII.1- Introduction

L'étude des apports solides fera l'objet d'une étude détaillée dans le cadre de la mission « Traitement du Bassin Versant ». En guise de première approche de l'estimation du transport solide et du volume mort, on fera une comparaison entre les mesures de transport solide sur la station d'Azeffoun et les relations empiriques basées sur l'envasement actuel des barrages en exploitation.

VII.2- Détermination du taux d'abrasion

VII.2.1- Moyenne Arithmétique

Des mesures de transport solide en suspension sont disponibles à la station D'Azeffoun, pour la période 1976-87.

La moyenne arithmétique est estimée à :

$$A_s = \frac{\sum_{i=1}^{i=11} A_s}{N}$$

$$N=11 \quad A_s = 62,04 \times 10^3 t$$

Le taux d'abrasion sera :

$$T_A = \frac{A_s}{S} = \frac{62,04 \times 10^3}{220} = 282 \text{ t/Km}^2/\text{an}$$

Ce chiffre semble relativement faible comparé aux valeurs généralement trouvées dans les bassins algériens et en région aride et semi-aride. Compte tenu de la grande variabilité dans le nuage de points, deux corrélations ont été déterminées pour les valeurs faibles ($Q < 15 \text{ m}^3/\text{s}$) et l'autre pour les valeurs élevées ($Q > 10 \text{ m}^3/\text{s}$).

Les courbes sont illustrées par la Figure VII.1. Les deux courbes se rencontrent en $14,2 \text{ m}^3/\text{s}$. Les coefficients des corrélations entre les valeurs prédites par l'équation des valeurs faibles (respectivement élevées) et celles observées s'élève à 0,7 (respectivement à 0,826); ce qui est considérée comme valeur très élevée et par conséquent fiable dans les études de sédimentologie.

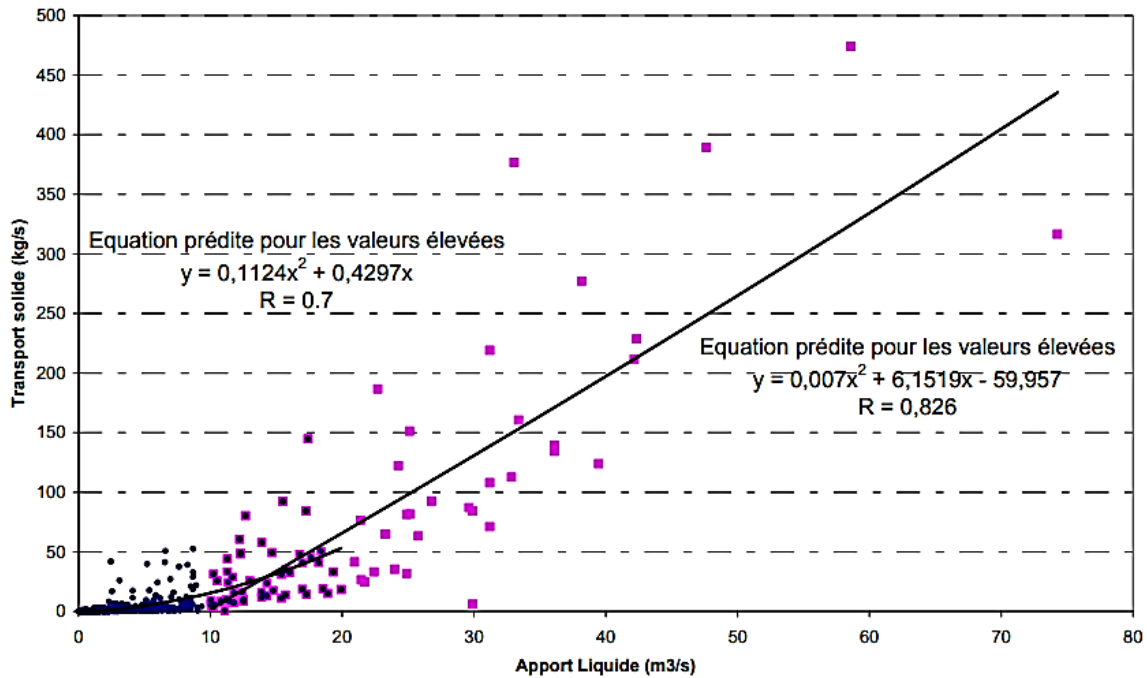


Figure VII.1: Relation apports liquides et apports solides en suspension

Basé sur les données de débit d'Azeffoun, une courbe de durée des débits est développée. Le pourcentage de durée de chaque gamme de débits est calculé et le transport en suspension pour cette gamme est estimé, basé sur l'équation de la Figure VII.1.

L'apport solide annuel spécifique résultant est de 420 t/km² /an.

VII.2.2- Méthode pseudo-empirique

VII.2.2.1-Méthode de Fourier

$$T_a = \frac{1}{36} \left(\frac{P^2}{P} \right)^{2,65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0,46}$$

P : Pluviométrie du mois le plus humide P=694mm.

P : Pluviométrie moyenne interannuelle sur bassin versant P=1120mm.

h : Différence entre altitude moyenne et l'altitude minimale.

h= 1009-22= 987 m

$$T_a = 0,527 \times 10^6 \text{ t/Km}^2 / \text{an}$$

VII.2.2.2- Méthode de GRAVILLOVIC

$$T_a = T_{ap} \times R_m$$

T_a : Taux d'abrasion.

T_{ap} : Taux de production interannuelle de matériaux.

R_m : Taux de rétention des sédiments.

Taux de production des matériaux : $T_{ap} = T \times P \times (Z^3)^{1/2}$

T : coefficient de température $T = \left(\frac{t_0}{10}\right)^{1/2} + 0,1 = 1,37$

t_0 : Température est de l'ordre de 16,25°C.

Z : Coefficient empirique liée à l'érosion du sol du bassin, Le bassin de Sidi Khelifa est considéré comme un bassin d'érosion moyenne (voir tableau VII.1). Donc $Z=0,4$.

Tableau VII- 1 : valeurs du coefficient empirique lié à l'érosion du sol du bassin

Type d'érosion	Très faible	Faible	moyenne	intense	excessive
z	0,1-0,2	0,2-0,4	0,4-0,7	0,7-1,0	1,0-1,5

$$T_{ap} = 388,17 \text{ t/Km}^2/\text{an}$$

Taux de rétention des sédiments production :

$$R_m = \frac{\sqrt{P} \times H}{0,1(L+10)} = 1,9$$

P : périmètre du bassin.

H : Altitude moyenne du bassin.

L : Longueur du tawleg principale.

Le taux d'abrasion sera : $T_a = 751,466 \text{ t/Km}^2/\text{an}$

VII.3- Calcul du volume mort de la retenue

Le volume mort est la partie de la retenue, destinée à recevoir et emmagasiner les apports solides, durant l'exploitation du barrage.

En supposant un poids spécifique de $1,4 \text{ t/m}^3$, le débit solide résultant est de $300 \text{ m}^3/\text{an}/\text{km}^2$. Ce chiffre pourrait être majoré de 20% pour tenir compte de la charge de fond. Le volume mort, pour 50 ans d'exploitation du réservoir.

On trouve une valeur de $3,96 \text{ Hm}^3$.

VII.3.1- Relation empirique

Plusieurs chercheurs ont démontré qu'il existe une corrélation entre la superficie du bassin et les apports solides, ces derniers ayant tendance, dans la plupart des cas, à diminuer avec l'augmentation de la superficie du bassin. Ceci est dû aux conséquences du transport des sédiments avec la diminution de la pente du bassin et l'augmentation de la probabilité de dépôt des sédiments lorsque la superficie du bassin croît.

L'influence de la superficie est prise en compte en utilisant un « Rapport du Dépôt Sédimentaire, RDS ». C'est le rapport entre l'apport solide provenant d'un bassin versant et celui mesuré, ou plus habituellement prédit, à partir d'une petite superficie de terrain.

$$\text{RDS} = k * S^{-n}$$

RDS = Rapport du Dépôt Sédimentaire (Sediment Delivery Ratio)

k et n sont des constantes.

VII.3.1.1- La formule d'Ounis

La formule d'OUNIS a obtenu une valeur de $n = 0,43$, en utilisant 18 barrages majeurs en Algérie. Il a proposé une relation entre les apports solides et la superficie du bassin, comme suit:

$$Q_s = 4077 \times S^{-0,43},$$

Q_s est l'apport solide en $\text{t}/\text{km}^2/\text{an}$.

S est la superficie du BV en km^2 .

Donne un volume mort de 3,15 Hm³.

VII.3.1.2- La formule de Lahlou

Les formules d'A. Lahlou sont groupées selon les variables d'entrée en deux catégories :

- formules qui prennent en compte la superficie du bassin et de la géologie / lithologie du bassin. Lahlou a obtenu des valeurs de n variant entre 0,018 et 0,419 pour des bassins marocains selon le substrat géologique.
- formules qui prennent en compte aussi la lame ruisselée.

Pour les barrages et les stations hydrométriques situés dans les bassins versants amont à moyenne érosion à formation lithologique dominante du type J (Calcaires, calcaires marneux, shales calcaires), la relation entre la dégradation moyenne annuelle D (t/km² /an) et S (km²) est : $D = 6,3 \times 10^2 \times S^{-0,018}$

Pour les mêmes la relation entre la dégradation moyenne annuelle D (t/km² /an), la superficie du bassin versant (km²) et les lames d'eau écoulées moyennes L (mm) est :

$$D = 10^{1,106} \times S^{-0,064} \times L^{0,651}$$

Le calcul du volume mort, pour des bassins la lithologie d'érosivité moyenne en tenant compte de la superficie seulement donne 4,5 Hm³.

Le calcul du volume mort, pour des bassins la lithologie d'érosivité moyenne en tenant compte de la superficie et de la lame écoulée donnent 5,29 Hm³.

VII.3.1.3- La formule empirique d'apport solide

$$Q_s = 5,7715 \times 10^{-3} \times S^{-0,4628}$$

Q_s est l'apport solide en Hm³ /an.

S est la superficie du bassin versant en km².

La valeur de n (0,4628) est en concordance avec les valeurs trouvées par Ounis et Lahlou. Par ailleurs, la relation trouvée est significative d'un point de vue statistique. D'après cette formule, le volume mort du réservoir de Sidi Khelifa dans 50 ans est estimé à 5,23 Hm³.

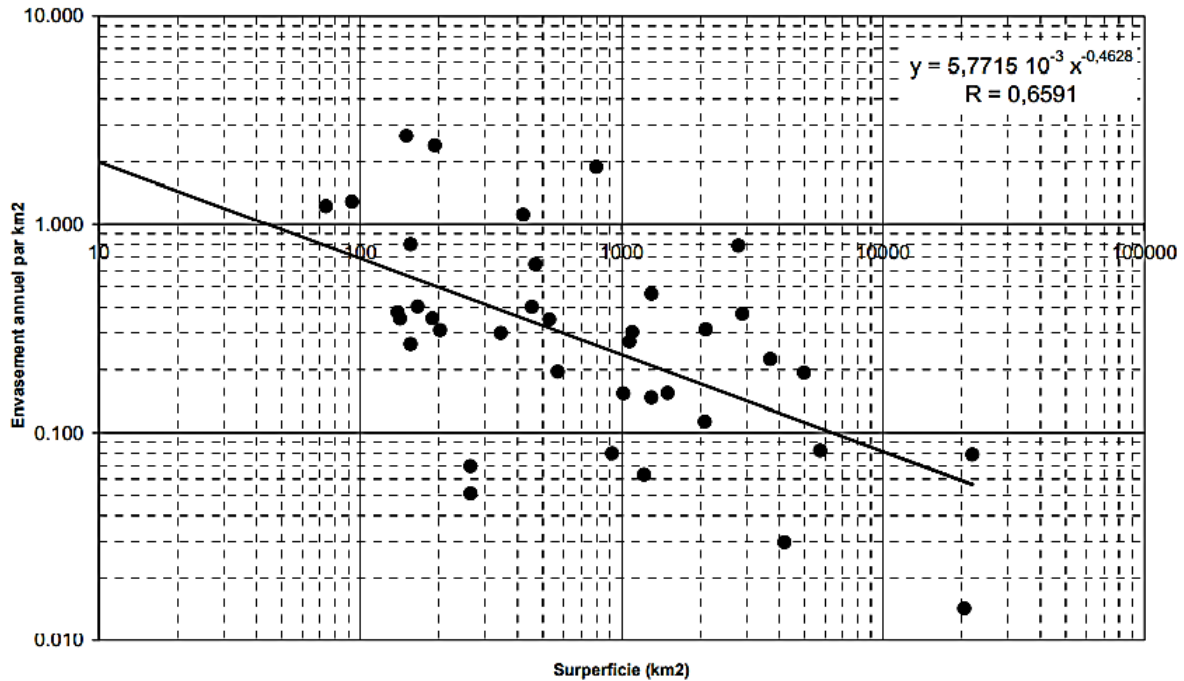


Figure VII.2: Relation envasement annuel et superficie des bassins versants des barrages algériens.

VII.4- Conclusion

En se basant sur les études régionales de l'érosion, et sur la valeur du transport solide des bassins versants avoisinants, et en prenant en considération les paramètres ayant un impact sur le transport solide du bassin versant, la valeur adaptée est celle de Gravillovic.

Une valeur moyenne de 5 Hm3 est adoptée pour la tranche morte du barrage de Sidi Khelifa. Cette valeur sera sujette de raffinement dans l'étude de traitement de bassin versant, pour calculer aussi le volume mort si les mesures de protection de bassin versant sont mises en œuvre.

VIII.1- Introduction

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

Le terme « terre » couvre donc toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même, on utilise des roches altérées facilement compactables, tel que des latérites, des schistes et grès tendres.

VIII.2- Dimensionnement de la digue

VIII.2.1- Hauteur du barrage

VIII.2.1.1- Niveau normal de la retenue

Dénommée cote de retenue normale (NR), il s'agit de la cote « habituelle » ou « normale » de remplissage du barrage, correspondant au niveau autour duquel le plan d'eau se situe une grande partie de l'année.

$$NR = H_{VM} + H_U + H_{TN}$$

NR : Niveau normal de retenue.

H_{VM} : Hauteur du volume mort.

H_U : Hauteur du volume utile.

H_{TN} : Niveau du terrain naturel.

$$NR = 61,20 \text{ m NGA}$$

VIII.2.1.2- Niveau maximal de la retenue

$$NPHE = NR + H_{dmax}$$

NPHE : Niveau de retenue maximale.

NR : Niveau normal de retenue.

H_{dmax} : Hauteur déversée maximale.

$$NPHE = 66,8 \text{ m NGA}$$

VIII.2.1.3- Détermination de la cote de crête du barrage

Le niveau de crête C est déterminé par la plus grande des trois valeurs suivantes :

- $C1 = RN + C_r * h_{max} + h_s$
- $C2 = PHE + C_r * h_{min} + h_s$
- $C3 = PHEE$

RN : Niveau de la Retenue Normale (61,20 NGA).

PHE : Niveau des Plus Hautes Eaux (atteint pour la crue de projet 1/1000).

PHEE : Niveau des Plus Hautes Eaux Exceptionnelles (atteint pour la crue extrême 1/10000).

H_{max} , h_{min} : Hauteurs des vagues correspondant respectivement aux cas de revanche normale et de revanche minimale.

C_r : Coefficient de majoration pour la remontée des vagues.

h_s : Tranche de sécurité En utilisant les cotes des plus hautes eaux déterminées par le laminage des crues et en admettant une tranche de sécurité de 50 cm, on obtient :

- $C1 = 61,20 + 1,2 \times 1,12 + 0,50 = 63,04$ NGA
- $C2 = 65,57 + 1,2 \times 0,97 + 0,50 = 67,23$ NGA
- $C3 = 66,78$ NGA

Ainsi, on choisit une cote de crête du barrage arrondie à la cote 67,50 m NGA.

VIII.2.3- Longueur en crête du barrage

La crête rectiligne, d'une longueur de 350 m touche à droite au parement du coursier de l'évacuateur de crue.

VIII.2.4- Largeur en crête du barrage

La largeur en crête doit être de 7 m pour faciliter la circulation des engins de terrassement avec une légère pente de 1 à 2% pour l'évacuation des eaux de pluie vers l'amont. Si une route passe sur le barrage, la largeur en crête doit être augmentée selon le type d'automobiles.

VIII.2.5- Pentés des talus

Les pentes des talus d'un barrage en terre sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Pour déterminer les pentes des parements, on se donne en général des pentes qui paraissent optimales, compte tenu des matériaux, de la

hauteur et du type de digue ; on vérifie ensuite que le barrage présente une sécurité suffisante avec ces pentes.

Le tableau suivant donne quelques valeurs des pentes des parements d'un barrage en terre.

Tableau VIII-1 : valeurs des pentes des parements d'un barrage en terre.

Hauteur de la digue	Type de digue	Pentes des parements	
		amont	aval
3 à 5 m	Homogène	2,5/1	2/1
	Zonée	2/1	2/1
5 à 10 m	Homogène, granulométrie étendue	2/1	2/1
	Homogène, à fort pourcentage d'argile	2,5/1	2/1
	Zonée	2/1	2/1
10 à 20 m	Homogène, granulométrie étendue	2,5/1	2/1
	Homogène, à fort pourcentage d'argile	3/1	2,5/1
	Zonée	2,5/1	2,5/1
20 m et plus	Homogène, granulométrie étendue	2/1	2,5/1
	Homogène, à fort pourcentage d'argile	3,5/1	2,5/1
	Zonée	3/1	3/1

A l'amont, la pente du talus est respectivement de 3,5/1 entre les cotes 67,50 et 50, de 3,5/1 entre les cotes 50 et 40 et de 3,5/1 entre les cotes 40 et 27. Cette dernière correspond au niveau d'arasement du batardeau amont, incorporé au barrage.

A l'aval, la pente du talus est respectivement de 3,5/1 entre les cotes 67,50 et 50, et de 3,5/1 entre les cotes 50 et 40 de 3,5/1 en dessous de cette dernière.

VIII.3- Dimensionnement du noyau

La granulométrie des matériaux constituant le noyau doit être continu.

VIII.3.1- Largeur en crête du noyau :

$$2m < b_n < \frac{H_b}{10}$$

$$b_n = 6 m$$

VIII.3.2- Pente du noyau

Les pentes sont choisies en fonction de la perméabilité du matériau (argile de perméabilité $k = 1.10^{-8} - 1.10^{-9}$ cm/s)

Perméabilité k (m/s)	pente
$10^{-13} - 10^{-11}$	1/2 - 1/3
$10^{-11} - 10^{-9}$	1/3 - 1/4
$10^{-9} - 10^{-8}$	1/4 - 1/5

Le noyau d'argile aura une pente de 1/4.

VIII.3.3- Largeur à la base du noyau

$$B_n = 2 H_n \operatorname{tg} \alpha + b_n$$

$$B_n = 22 \text{ m}$$

H_n : hauteur du noyau.

α : Angle d'inclinaison $\alpha = 12^\circ$.

b_n : largeur en crête du noyau.

IX.1- Introduction

Pour que l'ouvrage présente une sécurité suffisante avec ses pentes, certaines hypothèses ont été émises.

L'étude de la stabilité d'un barrage en terre met en jeu les méthodes générales d'étude de la stabilité des talus. Parmi les plus utilisées, citons celle de Fellenius et celle de Bishop.

Le coefficient de sécurité d'un talus est fonction de sa géométrie, des paramètres de cisaillement inter-granulaire du sol et des pressions interstitielles qui s'y développent.

Les paramètres de cisaillement du corps de l'ouvrage (surtout c') peuvent également subir des variations lors de la mise en eau.

La stabilité d'une digue en terre doit-elle être vérifiée à différents stades de son histoire :

- Pendant sa construction et en fin de construction.
- Lorsque l'eau est à son niveau maximal dans la retenue et qu'un écoulement permanent s'est établi à travers l'ouvrage, c'est-à-dire dans les conditions normales d'exploitation.
- Lorsque l'on abaisse rapidement le niveau de l'eau dans la retenue (vidange rapide).

IX.2- La stabilité du barrage

Le barrage est formé d'un remblai zoné avec un noyau argileux symétrique muni à l'aval d'un drain cheminé et d'un tapis horizontal drainant sous la recharge aval dont le matériau de remblayage est formé des alluvions de l'oued.

Pour la recharge amont, les matériaux de remblai prévus entre le parement amont et le noyau sont constitués respectivement d'un triangle de vidange formé de tout-venants alluvionnaires sélectionnés drainants puis d'alluvions de l'oued.

Des enrochements de protection, y compris une succession de couches de transition appropriés, sont prévus pour protéger le parement amont. Le talus aval est protégé par une couche de gravier séparée des matériaux de recharge par une transition en gravier sableux.

IX.3- Evaluation de volume d'infiltration à travers l'excavation de la tranchée para fouille

Vue la perméabilité variable rencontrée au niveau des alluvions, il est indispensable d'évaluer les venues d'eau par infiltration, nécessaires à épuiser pour pouvoir construire l'excavation de la tranchée para fouille à sec. Ces venues peuvent être observées des deux côtés, amont et aval, de la tranchée.

La loi de Darcy est utilisée afin d'évaluer le débit d'eau provenant de chaque côté. Cette loi relie la vitesse de cheminement de l'eau à la perméabilité du milieu par la formule suivante : $V = k \cdot i$

- V est la vitesse de cheminement de l'eau, c.à.d. la quantité d'eau circulant pendant une unité de temps à travers une section de sol normale à la direction d'écoulement.
- k est la perméabilité du sol.
- i est le gradient hydraulique, exprimé par la différence de charge hydraulique entre deux points considérés, divisée par la distance qui sépare ces deux points, soit $i = \frac{\Delta H}{L}$

En considérant une section A , le débit d'eau à travers cette section Q , peut être exprimé par la suite par : $Q = k \times \frac{\Delta H}{L} \times L$

Les deux valeurs extrêmes de perméabilité sont considérées pour les alluvions de l'oued, soit 0,01 cm/s et 0,2 cm/s. La section moyenne des alluvions, normale au sens d'écoulement, est de l'ordre de 2825 m².

Pour le côté amont, le niveau de crue vingtenale est considéré, soit 35,8 m NGA. Sachant que la base de la tranchée para fouille est située à un niveau moyen de +10,3 m NGA, donc la différence de charge serait de 25,5 m. La distance qui sépare le rideau d'injection sous le batardeau amont de la tranchée para fouille est égale en moyenne à 167,5 m. En appliquant la formule ci-dessus sur le côté amont pour les deux perméabilités des alluvions, et en négligeant l'effet du rideau d'injection du batardeau, on obtient des débits de 0,043 m³ /s et 0,860 m³ /s, soit 155 m³ /h et 3097 m³ /h respectivement pour des perméabilités des alluvions de 0,01 cm/s et 0,2 cm/s.

En considérant l'effet du rideau d'injection temporaire du batardeau, celui-ci est prévu de réduire la perméabilité des alluvions et donc l'écoulement vers la tranchée para fouille durant

son excavation. Une réduction de l'ordre de 50% est attendue puisque le rideau temporaire contiendrait des fenêtres qui permettent le passage des eaux, et donc les débits d'eau du côté amont seraient de $0,0215 \text{ m}^3/\text{s}$ et $0,430 \text{ m}^3/\text{s}$, soit $78 \text{ m}^3/\text{h}$ et $1584 \text{ m}^3/\text{h}$. Donc en présence du rideau d'injection, on peut s'attendre à des venues d'eau du côté amont de la tranchée para fouille contenues dans cet intervalle, et qui ont une valeur moyenne de $831 \text{ m}^3/\text{h}$.

Pour le côté aval, le pied du barrage est situé à une distance moyenne de 176,8 m de la tranchée para fouille. Le niveau d'eau au pied aval pourrait au maximum atteindre le terrain naturel à cet endroit, soit +25 mNGA. Pour un niveau moyen de la base de la tranchée égal à +10,3 mNGA, la différence de charge en aval serait de l'ordre de 14,7 m. En appliquant la formule ci-dessus sur le côté aval pour les deux perméabilités des alluvions, on obtient des débits de $0,023 \text{ m}^3/\text{s}$ et $0,470 \text{ m}^3/\text{s}$, soit $85 \text{ m}^3/\text{h}$ et $1692 \text{ m}^3/\text{h}$. Donc on peut s'attendre à des venues d'eau du côté aval de la tranchée para fouille contenues dans cet intervalle, et qui ont une valeur moyenne de $888 \text{ m}^3/\text{h}$.

IX.4- Stabilité de l'excavation

Cinq sections ont été considérées dans l'étude, dont deux sont situées au seuil (aux PM -0+090 et -0+040), deux dans le coursier (aux PM 0+000 et 0+090), et une au droit du bassin de dissipation (au PM 0+170).

Les cas suivants ont été examinés pour chaque section :

- Stabilité de l'excavation totale à court terme (en cas statique).
- Cas du barrage vide à long terme : Stabilité globale en cas statique et sismique.
- Cas de retenue normale, impliquant l'absence de l'eau dans l'évacuateur (long terme) : Stabilité globale en cas statique et sismique. Stabilité du talus excavé, ainsi que de ses bermes, lorsque applicable, en cas statique et sismique.
- Cas de retenue extrême, impliquant la présence de l'eau dans l'évacuateur (long terme) : Stabilité globale en cas statique. Stabilité du talus excavé, ainsi que de ses bermes, lorsque applicable, en cas statique.

Les analyses de stabilité pour les différentes sections de l'évacuateur de crues, le long du seuil, du coursier, et du bassin de dissipation, ont montré la nécessité de :

Pour les talus d'excavation situés sur le côté droit :

Adopter des pentes de 1H : 1V pour la berme inférieure, puis 1,5H : 1V pour les autres bermes.

Renforcer les bermes supérieures par des boulons de 36 mm de diamètre, et de longueur de 28, 25, 20, 16 et 8 m selon les emplacements. Un diamètre de 120 mm est adopté pour les forages. Des espacements de 2 m x 2 m et une inclinaison de 30° avec l'horizontale, sont nécessaires pour les boulons. Ces boulons sont requis comme suit :

- PM -0+090 : Deux rangs de boulons de 28 m de longueur aux niveaux +66,5 mNGA et +68,5 mNGA.
- PM -0+040 et PM 0+000 : Six rangs de boulons de 28 m de longueur aux niveaux +66,5 mNGA, +68,5 mNGA, +70,5 mNGA, +72,5 mNGA, +74,5 mNGA, et +76,5 mNGA ; et quatre rangs de boulons de 25 m de longueur aux niveaux +78,5 mNGA, +80,5 mNGA, +82,5 mNGA, et +84,5 mNGA.
- PM 0+090 : Quatre rangs de boulons de 20 m de longueur aux niveaux +53,75 mNGA, +55,25 mNGA, +57,25 mNGA, et +59,25 mNGA.
- PM 0+170 : Deux rangs de boulons de 16 m de longueur aux niveaux +31,9 mNGA et +33,9 mNGA ; et deux rangs de boulons de 8 m de longueur aux niveaux +35,9 mNGA et +37,9 mNGA.

Pour les talus d'excavation situés sur le côté gauche :

Des pentes de 1H : 1V sont suffisantes dans les colluvions, dans le cas où le talus gauche sera excavé dans alluvions de l'oued (au-delà du PM 0+170), des pentes de 1,5H : 1V sont requises.

- La stabilité globale le long du seuil latéral, c.à.d. entre les PM -0+110 et -0+010, est assurée par des boulons verticaux de 36 mm de diamètre, et de longueur variant entre 15 m et 25 m, implantés sous le radier, selon des espacements de 1,9 m x 2 m.
- De plus, il sera nécessaire d'examiner durant les travaux de construction le pendage des strates de flysch et de réaliser des travaux de protection par boulonnage et béton projeté selon les conditions géologiques rencontrées.

IX.5- Stabilité contre les sous pression hydraulique

Le système de renforcement retenu pour stabiliser le radier contre les sous-pressions est le boulonnage. Ce système est compatible avec la stabilisation envisagée pour les talus

d'excavation autour de l'évacuateur de crues. Les mêmes boulons de 36 mm de diamètre sont envisagés, avec des forages de 0,12 m de diamètres aussi.

Le calcul de la capacité et du nombre de boulons requis a été effectué selon la méthode simplifiée pour les boulons mobilisés uniquement en traction. Cette méthode consiste à vérifier la capacité du boulon selon deux critères, celui du frottement latéral ultime et celui de la rupture du boulon lui-même (résistance à la traction du boulon).

La vérification de la stabilité du coursier de l'évacuateur et du bassin de dissipation contre les sous-pressions hydrauliques, en considérant les charges appliquées, a montré qu'un risque de soulèvement du radier est présent à partir du PM 0+120.

Le calcul du nombre de boulons requis pour assurer la stabilité du coursier et du bassin de dissipation a été effectué par plots. Trois plots sont considérés :

- Entre les PM 0+120 et 0+140.
- Entre les PM 0+140 et 0+170.
- Entre les PM 0+170 et 0+227 (sous le bassin de dissipation).

Le poids de la superstructure, la sous-pression, la sous-pression nette appliquée sur le radier, et le nombre de boulons requis sont donnés pour chaque plot dans le tableau suivant :

Tableau IX.1 : Sous-pression Nette et Nombre de Boulons Requis par Plot.

Plot	Du PM 0+120 au PM 0+140	Du PM 0+140 au PM 0+170	Du PM 0+170 au PM 0+227
Sous-pression (kN)	48635	209128	502604
Poids de la superstructure (kN)	39675	75150	230850
Sous-pression nette pondérée (kN)	12312	154953	318709
Nombre de boulons requis Longueur=15m $\varphi_{\text{boulon}} = 36\text{mm}$ $\varphi_{\text{forage}} = 120\text{mm}$	28	350	720

IX.6- Conclusion

Les analyses de stabilité du barrage ont montré la nécessité d'adopter des pentes de 3,5H : 1V pour les parements amont et aval.

De plus, il s'est avéré nécessaire, afin d'atteindre les coefficients de sécurité requis, d'élargir les bermes sur les rives gauche et droite comme suit :

- Rive gauche amont : la berme au niveau +50 mNGA doit avoir une largeur de 20 m, et celle au niveau +40 mNGA doit avoir une largeur de 10 m.
- Rive gauche aval : les bermes aux niveaux +50 mNGA et +40 mNGA doivent avoir toutes les deux une largeur de 20 m.
- Rive droite amont et aval : la berme au niveau +50 mNGA doit avoir une largeur de 20 m, et celle au niveau +40 mNGA doit avoir une largeur de 10 m.

X.1- Introduction

Une étude comparative technico-économique des différentes variantes d'ouvrages annexes. Celle ci a pour but de déduire les ouvrages indispensables à l'exploitation d'un barrage en terre (l'évacuateur des crues, prise d'eau, vidange de fond, tunnel de dérivation provisoire).

X.2- Eau de l'oued SIDI KHELIFA

Des analyses physico-chimiques ont été effectuées par le laboratoire central de la Société des Eaux et de l'Assainissement d'Alger sur trois échantillons d'eau (un échantillon du côté amont, un de la zone des axes investigués, et un de la région de CHORFA).

Un pH moyen de 7,7 est obtenu. La teneur en chlorures varie entre 45,23 et 77,53 mg/l, avec une moyenne de 60,5 mg/l. Celle de sulfates varie entre 11 et 190,04 mg/l, et possède une moyenne de 108,6 mg/l, en notant que la valeur très basse de 11 mg/l est observée en amont. Les teneurs en chlorures et sulfates sont faibles, et non agressives contre le béton et l'acier.

De plus, les teneurs en matières polluantes, tels l'ammonium, les nitrites, etc. sont faibles et largement inférieures aux limites exigées par les normes algériennes y afférentes.

X.3- Tunnel de dérivation

Tableau X.1 : Récapitulative des caractéristiques de tunnel dérivation.

Implantation	Rive gauche
Type	Tunnel revêtu en béton armé
Diamètre	9,50 m
Longueur	590 m
Crue de chantier	$Q_{50} = 940 \text{ m}^3/\text{s}$
Volume des excavations	$150\,000 \text{ m}^3$
Volume de béton	$20\,000 \text{ m}^3$

X.3.1- Profil Géologique

La partie majeure du tunnel sera excavée dans le flysch mauritanien, sous une couverture variable qui atteint un maximum de 70 m approximativement. Cette couverture est

constituée principalement de flysch maurétanien non altéré, dont l'épaisseur varie entre 20 m et 38 m au centre du tunnel.

Le flysch mauritanien altéré est presque uniforme au-dessus flysch mauritanien sain avec une épaisseur de l'ordre de 10-12 m, avec une seule exception à l'endroit du sondage S17A, où le flysch mauritanien altéré affleure en surface et atteint une épaisseur de l'ordre de 30 m.

La couche de colluvions superficielles, qui couvre le flysch mauritanien altéré est variable. Son épaisseur varie entre 5 m et 13 m au centre du tunnel à part la zone où affleure le flysch mauritanien altéré. En s'approchant du portail d'entrée (portail sud), l'épaisseur des colluvions augmente progressivement pour atteindre 18-19 m. Alors que du côté du portail de sortie (portail nord), les colluvions diminuent en épaisseur et atteignent 3 m approximativement. Juste en aval des ouvrages de sortie du tunnel, les alluvions du lit majeur apparaissent, avec une profondeur de l'ordre de 6 m.

En examinant les zones des portails séparément, le portail amont (sud) est prévu d'être excavé entièrement dans les colluvions de 18-19 m d'épaisseur, et la partie supérieure altéré du flysch mauritanien. Quant au portail aval, il est prévu que son excavation traverse 3 m dans les colluvions, 7 m dans le flysch mauritanien altéré, puis 5 m à 11 m dans le flysch mauritanien non altéré.

X.3.2- Méthode d'Excavation des Portails

La stabilité des portails amont et aval du tunnel de dérivation est présentée dans une note de calcul séparée en se basant sur les paramètres géotechniques obtenus à partir de l'interprétation des essais de laboratoire effectués.

La stabilité des portails est assurée par un système de soutènement composé principalement d'une série d'éléments de renforcement (boulons et tirants d'ancrage). De plus, la surface exposée du talus est couverte par du béton projeté armé par des treillis soudés.

Le rôle de ce dernier est de supporter le sol situé entre les éléments de renforcement surtout lorsque la masse est fracturée et les éléments sont espacés. En vue d'éviter le développement d'une poussée hydrostatique derrière le béton projeté, des barbacanes sont prévues afin de capter et canaliser les eaux souterraines.

Les portails du tunnel seront excavés en escalier et par palier, et les pentes d'excavation doivent être soutenues par des tirants et boulons d'ancrage et protégées par du béton projeté. De plus, des repères topographiques, des inclinomètres, et des piézomètres crépines de type Casagrande sont prévus sur le sommet du talus afin de surveiller son comportement durant les travaux d'excavation.

X.3.3- Méthode d'Excavation du Tunnel

La coupe transversale du tunnel est gouvernée par l'exigence/condition hydraulique, c.à.d. une forme intérieure en fer à cheval avec un diamètre équivalent de $\approx 9,8$ m.

Les paramètres de résistance et de déformation utilisés pour la conception du tunnel sont dérivés des résultats d'essais disponibles. Ils sont récapitulés dans le Tableau X.1.

Tableau X.2 : Paramètres Géotechniques des Matériaux.

Matériaux		γ (KN/m ³)	C (kPa)	φ (°)	E (kPa)	V (-)
Alluvions	Court terme	19	10	35	45000	0,28
	Long terme	19	10	35	45000	0,28
Colluvions	Court terme	21	50	10	32000	0,4
	Long terme	21	5	25	26000	0,28
Flysch altéré	Court terme	24	100	15	90000	0,2
	Long terme	24	10	25	75000	0,2
Flysch non altéré	Court terme	25	120	25	200000	0,2
	Long terme	25	25	28	150000	0,2

Le système de soutènement a été conçu selon la Nouvelle Méthode Autrichienne (NATM). Ainsi, quatre classes de la roche ont été identifiées, pour lesquelles le système de soutènement primaire a été calculé.

Ce dernier consiste en une calotte renforcée par du béton projeté, des cintres profilés (HEB 160), des boulons d'ancrages du type SN ou IBO, et des micro-pieux formés de tubes (Arcelor 114/98), et des boulons d'ancrages en « fibre de verre », un stross renforcé par du béton projeté et des boulons d'ancrage de type SN ou IBO, et d'un radier en béton armé.

De plus, un radier intermédiaire est parfois introduit selon la classe de roche considérée. La stabilité du front d'attaque durant l'excavation est assurée par des boulons

d'ancrage lorsqu'ils s'avèrent nécessaires. Concernant le revêtement final, il est constitué de béton renforcé d'épaisseur variant entre 0,7 m et de 1,3 m.

X.4- Vidange de fond

Le barrage sera équipé d'une vidange de fond, afin pouvoir abaisser le plan d'eau en cas de besoin, ou de vider complètement la retenue. Elle est également utilisée pour évacuer les sédiments qui se déposent dans la retenue.

Cet ouvrage, adossé à la rive gauche en amont du barrage, sera édifié en tête de la galerie droite de dérivation provisoire qui sera alors, dans la phase finale de travaux, convertie en exutoire vers l'aval des débits contrôlés par les vannages.

Tableau X.3 : les caractéristiques de la vidange

Implantation	Rive gauche
Type	Pertuis rectangulaire aménagé à la base de la tour de prise
Cote de radier	25 m NGA
Nombre de pertuis	1
Vanne de garde	Wagon 1,50*2,50
Vanne de réglage	Wagon 1,50*2,20
Capacité de la vidange	47 m ³ /s
Temps de vidange	14,50 jours

X.5- Prise d'eau

La prise d'eau est aussi un ouvrage annexe de grande importance. C'est à partir d'elle que l'eau accumulée va pouvoir atteindre, par une conduite, le but qui lui est assigné. Pour les accumulations destinées à l'alimentation en eau, elle est située à plusieurs niveaux dans la structure d'une tour immergée, ce qui permet de pouvoir capter l'eau de la qualité souhaitée. La solution envisagée pour l'implantation de la prise d'eau, est celle consistant en une tour inclinée adossée au rocher, le long de l'appui de droite du barrage principal.

Afin de pouvoir exploiter l'eau à plusieurs niveaux, la prise est muni de deux pertuis disposés de telle manière que chacun est en mesure de capter la moitié du volume utile.

Tableau X.4 : Les caractéristiques de la prise d'eau.

Implantation des prises	Tour de prise en rive gauche
Hauteur de la tour	52 m
Accès a la tour	Passerelle métallique
Niveau des prises	40,5 – 48 – 53 m NGA
Equipement amont des prises	3 Grilles relevables 2*2,5 m 3 Vannes wagon 1,5*1,5
Equipement aval des prises	Conduite Ø1000 avec bifurcation Ø700/Ø800 Vanne papillon Ø700 pour l'AEP Vanne papillon Ø800 pour l'irrigation

X.6- L'évacuateur de crue**Tableau X.5 : Les caractéristiques de l'évacuateur de crue**

Type	Seuil libre latéral
Crue de projet	Millénale (1855 m ³ /s)
Crue extreme	Décamillénale (2660 m ³ /s)
Implantation	Rive droite
Longueur déversante	80 m
Cote du seuil	61,2 m NGA
Charge d'eau max sur le seuil	5,60 m
Débit maximum évacué	2300 m ³ /s (crues 1/10000)
Mode de restitution	Bassin de dissipation à ressaut type USBR
Longueur du bassin	55 m
Largeur du bassin	50 m
Volume des excavations	530000 m ³
Volume des bétons	47800 m ³

X.6.1- Conditions Géologiques de la Fondation de l'Évacuateur

La rive droite du barrage est caractérisée par le flysch mauritanien affleurant en contact anormal sur le flysch massylien. Le substratum rocheux est masqué par une couverture colluviale épaisse.

Le seuil latéral et le coursier de l'évacuateur sont fondés dans la partie supérieure altérée du flysch mauritanien qui surmonte le flysch massylien. La couverture colluviale le long du seuil et du coursier atteint un maximum de 21 m, puis diminue progressivement jusqu'à 4-5 m à l'aval. Le bassin de dissipation est fondé dans le flysch massylien, surmonté par une partie du flysch mauritanien et les alluvions de l'oued.

X.6.2- Caractéristiques Géotechniques de la Fondation

Les propriétés mécaniques de la fondation sont obtenues à partir de l'interprétation des essais de laboratoire effectués. Pour les analyses à long terme, les paramètres de résistance résiduels ont été considérés, afin de tenir compte de la présence du contact anormal entre les deux types de flysch dans la zone de l'évacuateur, résultants ainsi en une chute de la résistance de ces flyschs.

Tableau X.6 : Paramètres Géotechniques de la Fondation de l'Évacuateur.

Matériaux	Densité apparente KN/m ³	Court terme		Long terme	
		Cohésion KN/m ²	Angle de frottement Degré	Cohésion KN/m ²	Angle de frottement Degré
Alluvions	19	0	35	0	35
Colluvions	21	50	10	5	17
Flysch Mauritanien altéré	24	100	15	10	19
Flysch Mauritanien non altéré	25	120	19	25	23
Flysch Massylien altéré	24	100	15	10	19
Flysch Massylien non altéré	25	120	19	25	23

X.7- Batardeaux**Tableau X.7 : Les caractéristiques de batardeaux.**

	amont	aval
Type	Remblai en alluvions à étanchéité	Remblai en enrochement
Cote de crête	40 m NGA	30,5 m NGA
Largeur en crête	3 m	3 m
Pente amont	3,5 H/1V	1H/1V
Pente aval	3H/1V	3,5H/1V
Hauteur su TN	14 m	5,5 m

X.8 – Conclusion

La majorité du tunnel de dérivation, caractérisé par une forme intérieure en fer à cheval de diamètre équivalent de 9,8 m approximativement, est contenue dans le flysch mauritanien, sous une couverture qui atteint un maximum de 70 m et constituée de colluvions et flyschs.

Le portail amont est contenu entièrement dans les colluvions (18-19 m) et la partie supérieure altéré du flysch mauritanien. Quant au portail aval, son excavation sera réalisée dans les colluvions (3 m), le flysch mauritanien altéré (7 m), puis dans le flysch mauritanien non altéré où il sera encastré.

Le seuil latéral et le coursier de l'évacuateur sont fondés dans la partie supérieure altérée du flysch maurétanien qui surmonte le flysch massylien. La couverture colluviale le long du seuil et du coursier atteint un maximum de 21 m, puis diminue progressivement jusqu'à 4-5 m à l'aval. Le bassin de dissipation est fondé dans le flysch massylien, surmonté par une partie du flysch maurétanien et les alluvions de l'oued.

Le site du barrage Sidi Khelifa se trouve à seulement 5 km de l'embouchure de l'oued Sidi Ahmed Youcef à environ 10km à l'est de la ville d'Azeffoun et à 3 km environ en amont du pont de la route RN24 reliant Alger et Bejaia en passant par Azeffoun.

Le bassin versant a une superficie de 220 km² et couvre 6 communes dont 5 dans la Wilaya de Tizi Ouzou (Azeffoun, Ait Chaffaa, Akerrou, Yakouren, Zekri) et une dans la Wilaya de Bejaia (Adekar).

Cette zone est affectée par une structure géologique complexe caractérisée par de nombreux charriages, failles, plissements, et des glissements. L'endroit des variantes de digue étudiées, le lit mineur est constitué de blocs gréseux arrondis, de 20 à 50 cm de diamètre, renfermant des galets et graviers avec du sable en faible proportions. L'épaisseur maximale des alluvions du lit mineur varie entre 14 et 25 m selon les endroits.

Le flysch soit de faible perméabilité, il est nécessaire de prévoir un voile d'injection pour traiter les zones fissurées et les intercalations calcaires. De plus, il est indispensable de prévoir un voile d'étanchéité afin d'imperméabiliser la couverture alluviale importante sous le noyau du barrage.

La solution adoptée est une digue en matériaux meubles, d'une hauteur de 67,5 m environ, avec un noyau central argileux. Au niveau de la retenue normale (R.N.) fixée à 61,20 m NGA, une capacité utile de 30 Mm³.

Une digue d'une hauteur maximale de 43 m et de 350 m de longueur, sera réalisée pour fermer la retenue en rive gauche. En plus des critères géologiques et géotechniques, hydrologiques nécessaires pour l'étude de faisabilité du barrage, on a traité l'aspect dimensionnement de la digue en terre, de son noyau en argile et de ses ouvrages annexes.

Dans ce travail, nous nous sommes concentrées sur l'étude de faisabilité du barrage. Nous avons essayé de donner un aperçu global sur le projet, dont l'état d'avancement est actuellement de 15%. Ce travail devra être approfondi et développé par d'autres étudiants, notamment pour la vérification de la stabilité des parements et des rives, le calcul des infiltrations et le dimensionnement des ouvrages annexes.

Bibliographie

- Expertise de l'avant-projet détaillé du barrage de Sidi Khelifa à Azeffoun, 2008 (Document ANBT Alger).
- R. Rolly, 1985, Technique des barrages en aménagement rural, Editions Eyrolles.
- Comite Internationale des Grands Barrages, Filtres et transition pour barrages en remblai, Bulletin 55, Page129.
- George Post et Pierre Londe, 1953, Les barrages en terre compactés pratiques Américaines, Edition Gauthier Villars.
- CHETATHA Nawel, 2016, Etude d'un barrage en terre (Digue) Barrage de Oued Halib à Sétif, Université Ziane Achour de Djelfa. Thèse de Master en Conception et Calcul des structures.
- AFIRI Ryma, 2012, Etude de faisabilité d'un barrage en terre : Barrage de Souk Tleta à Tizi Ouzou. Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. Thèse de Master en Géotechnique et Environnement.
- MEHAMMEDI Lakhdar, 2014, Etude de faisabilité et dimensionnement d'un barrage inferoflux. Cas du barrage sur l'Oued Aguenar à Tamanrasset. Thèse de Master en Géotechnique, Université Saad Dahleb Blida.
- ABDEDDAIM, H, 2008, Contribution à la mise en œuvre d'une méthode d'analyse du risque d'inondation et de prévision des solutions d'aménagement, Thèse de Magister En Hydraulique, Université Colonel El Hadj Lakhdar de Batna .