

**Ministère de l'enseignement supérieur
Et de la recherche scientifique**

Université Mohamed Boudiaf - M'sila



Faculté de technologie

Département d'Hydraulique

MEMOIRE

**Présenté pour l'obtention du diplôme
De MASTER**

**FILIERE : Hydraulique
Option : Ouvrages Hydrauliques et Aménagements**

THEME

**Dimensionnement et stabilité d'un petite
barrage en béton sur oued SIDI ALI à
Saggana Wilaya de Batna**

**Dirigé par :
Mr. NEBBAR Mohamed Lakhdar**

**Présenté par :
NOUAOUI ABD ELMALEK**

Promotion : 2015/2016.

REMERCIEMENTS

Je remercie mon Dieu qui m'a donné la force et la sagesse pour achever ce modeste travail.

J'adresse tous mes respects et mes remerciements à ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour l'élaboration de cette étude et particulièrement à :

- *Mon promoteur Monsieur NEBBAR Med LAKHDAR pour ses orientations et son soutien.*
- *Monsieur BERGOVTALI pour l'effort qu'a fourni pour m'aider.*
- *A tous les enseignants de DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE qui ont contribué à ma formation.*
- *Aux membres de jury qui ont bien voulu examiner mon travail et de l'apprécier à sa juste valeur.*

✍ ABD ELMALEK MALEK

DEDICACES

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

- *A mes très chers parents .*
- *A ma grand mère BAYA*
- *A ma sœur. YAMINA*
- *A mes tantes ALDJIA, FATIMA, DJAOUIDA, TAOUSE*
- *A mon oncle DHAIMI*
- *A ma femme SABRINA*
- *A mon ptite enfant : MESSOUD MEATAZ BI ELLAH*
- *A toute ma famille*
- *A Tous mes amis à Berhoum, et en travail :*

✍ ABD ELMALEK

SOMMAIRE

N°	CHAPITRES	Page
	INTRODUCTION GENERALE1	
	Objet de l'étude.....	
	CHAPITRE I	
	Généralité sur les barrages	
	I. Introduction2	
	I.1 Définition2	
	I.2 Différents types de barrage2	
	I.2.1 Barrage en béton2	
	I.2.1.1 Typologie et description2	
	I.2.1.2 Barrage-voûte2	
	I.2.1.3 Barrages à contreforts3	
	I.2.1.4 Barrage-poids5	
	I.3 Avantages et inconvénients de divers type de barrage6	
	CHAPITRE II	
	Etude topographique	
II.1	Introduction	9
II.2	Présentation du projet	9
II.3	Situation générale de la zone du projet	9
II.4	Géotechnique du site de l'ouvrage	9
II.5	Situation du projet	10
	CHAPITRE III	
	Etude géologique et géotechnique	
III.1	introduction	12
III.1	Eléments de géographie physique et climatique	12
III.2	Contexte géologique régional et local	12
III.2.1	Contexte géologique régional	12
III.2.1.1	Stratigraphie régionale	12
III.2.2	Contexte géologique local	13
III.3	Tectonique et sismicité de la région	14
III.3.1	différents phases tectoniques	17
III.3.2	la sismicité d'Aures	18
III.4	formation géologique perspectives	18
III.4.1	formation argileuses	18
III.4.2	formation carbonatées	18
III.5	Programme des travaux et essais géotechniques du terrain ...	19
III.5.1	Terrain de fondation	19
III.5.2	Terrain des matériaux de construction	19
III.5.3	Conclusion	19

CHAPITRE IV
Etude hydrologique

IV	Introduction	25
IV.1	Situation du bassin versant	25
IV.2	Données de base	26
IV.3	Climatologie	27
IV.3.1	Climat	27
IV.3.2	Température	27
IV.3.3	les vents	29
IV.3.4	la pluviometre	30
IV.3.5	repartition de l'evaporation	31
IV.4	Le bassin versant et son complexe	31
IV.4.1	Le bassin versant	31
IV.4.2	Caractéristiques physiques et leurs influences sur l'écoulement des eaux	32
IV.4.3	Caractéristiques géométriques	32
IV.4.3.1	Surface et périmètre	32
IV.4.3.2	Forme	33
IV.4.3.3	Relief	34
IV.5	Réseau hydrographique	37
IV.5.1	Structure du réseau et ordre des cours d'eau	37
IV.5.1.1	Longueurs et pentes caractéristiques du réseau	38
IV.5.1.2	Degré de développement du réseau	39
IV.5.1.3	Temps de concentration	40
IV.5.2	Conclusion	41
IV.6	apports pluviaux	44
IV.6.1	Pluviométrie moyenne annuelle	44
IV.6.2	Apport Moyen Inter Annuel	46
IV.6.3	Apport fréquentiel	46
IV.6.3.1	Coefficient de variation.....	46
IV.6.4	Etude fréquentielle des apports liquides	46
IV.6.4.1	Apports solides	47
IV.7	pluies journalières maximales.....	47
IV.8	pluies de courte durée.....	49
IV.9	Etude des crues.....	49
IV.9.1	débits maxims réquentiels.....	49
IV.9.2	hydrogramme de crues.....	53
IV.10	Conclusion.....	56
IV.11	etude de la regularisation	57
IV.11.1	Objectifs et methodologie	57
IV.11. 2	parametres de base de l'etude de la regularisation	57
IV.11. 2.1	apport liquid mensuels	57
IV.11. 2.2	courbe hauteur/surface/capacité	57
IV.11.2.3	lévapotranspiration	61
IV.11.3	estimation des besoins en eau	61
IV.11.4	principe de calcule	62
IV.11.5	resultats et conclusion	62
IV.12	etude de laminage de crue	67
IV.12. 1	parametres utililises dans le calcule de laminage	67
IV.12. 1.1	parametres de la courbe hauteur surface capacité	67
IV.12. 1.2	type de deversoir	67
IV.12.2	CONCLUSION	68
IV.13	Conclusions:.....	69

CHAPITRE V
Etude de stabilité

V.1	Calcul statique de la digue	70
V.2	Forces appliquées	70
V.3	Actions aux quelles soumis le barrage	77
V.3.1	Introduction	77
V.3.2	Actions permanentes	77
V.3.2.1	Poids propre	77
V.3.2.2	Poussée des sédiments saturés	77
V.3.3	Action Variables	78
V.3.2.1	Poussée de l'eau et des matières en suspension	78
V.3.2.2	Poids de l'eau	79
V.3.2.3	Actions des sous-pressions sous la fondation	80
V.3.3	Calcul de la stabilité	81
V.3.3.1	Stabilité au glissement	81
V.3.3.2	Stabilité au renversement	83
V.3.3.3	Stabilité interne	85
V.3.3.4	Stabilité poinçonnement	85
V.4	Etude Génie Civil	85
V.4.1	Radier Du Déversoir	85
V.4.2	Voiles Du Déversoir	85
V.4.3	Murs Bajoyers	85
V.4.4	Radier des Parties non déversantes	86
V.4.5	Voiles D'étanchéité Des Parties Non Déversâtes	86
V.4.6	La Chambre des Vannes	86
V.5	Etude Hydraulique	86
V.5.1	Conception de la forme du déversoir	86
V.5.2	Calcul du débit spécifique en dessus du seuil	87
V.5.3	La hauteur critique au niveau du seuil	87
V.5.4	La vitesse critique	87
V.5.5	La charge totale au dessus du seuil	87
V.5.6	La pente critique.....	87
V.5.7	Détermination de l'énergie cinétique	87
V.5.8	Calcul des paramètres du bassin.....	88
V.5.9	Canal de fuite	88
V.5.10	Calcul de la revanche.....	88
V.6.	Caractéristiques des matériaux	90
V.6.1	Sol D'assise de la retenue (Rocher).....	90
V.6.2	Bétons des Ouvrages Hydrauliques.....	91
V.6.3	Aciers.....	92
V.6.4	Béton Arme.....	92
V.6.5	Maçonnerie.....	92

Conclusion générale

Annexes

Bibliographie



INTRODUCTION

INTRODUCTION

L'Algérie, un pays en voie de développement, qui donne une grande importance aux ressources hydriques et les eaux de surface en particulier.

Et puisque la demande en eau d'irrigation et d'eau potable est devenue de plus en plus importante, la politique Algérienne se dirige vers la conception des petites retenues collinaires sur les différents endroits du pays à cause de leurs facilité d'exécution, adaptation au reliefs algériens, et pour remplir les déficits, et améliorer ces services envers les citoyens.

La construction d'une retenue collinaire sur Oued SIDI ALI , Commune de Saggana, dans la Wilaya de BATNA, s'inscrit dans cette perspective qui vise à mobiliser les eaux de ruissellement et apports naturels de son bassin versant et les exploiter dans l'irrigation des terres environnantes, et même pour les besoins en eaux potables.

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

OBJET DE L'ETUDE

Dans le but de la mobilisation des eaux de surface à travers la wilaya de BATNA et dans le but de l'irrigation et le développement des terres agricoles.

Le présent document à pour but de calculer les caractéristiques morpho métriques, les données climatiques, pluviométriques .de déterminer l'apport de différentes fréquences.

Egalement les débits maximums et les apports solides .Ce qui constituera le premier volet de document.

Le deuxième volet concernera l'étude de la régularisation et l'etude de laminage des crues.

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



Généralitié sur les barrages

Chapitre 01 : généralité sur les barrages

1- Introduction.

1-1 Définition.

Les barrages sont des ouvrages réalisés en travers des cours d'eau pour modifier leur régime d'écoulement et permettre une utilisation rationnelle de l'eau avec de meilleures conditions pour les divers usages.

Les barrages peuvent avoir deux rôles en corrigeant le régime d'écoulement des cours d'eau dans le temps et dans l'espace.

1.2 Différents types de barrage

1.2.1 Barrage en béton

Les barrages en béton se partagent en trois groupes (Figure 1.1)

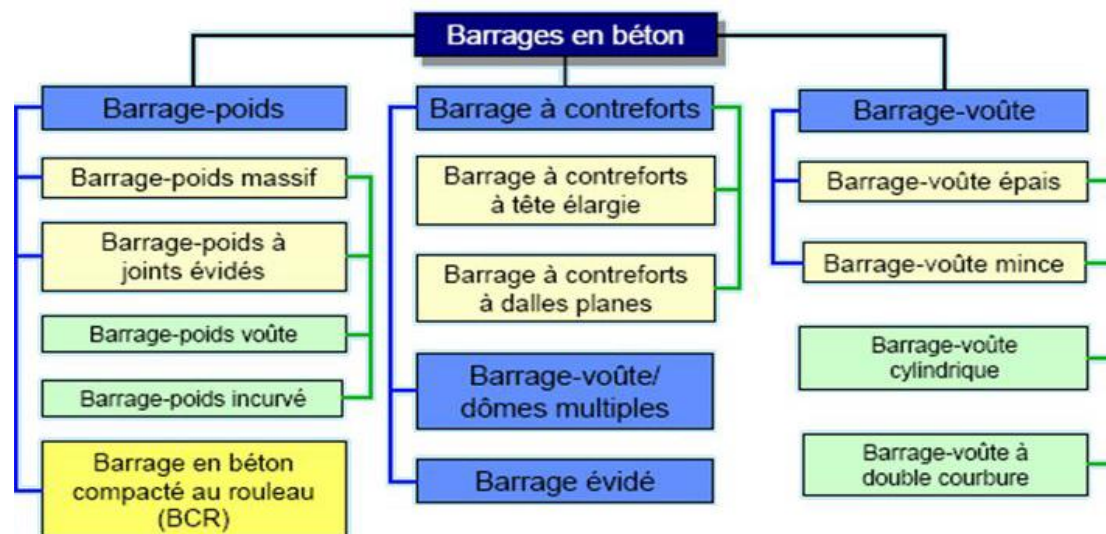


Figure 1.1 : Les différents types de barrage en béton

1.2.1.1 Typologie et description

Les petits barrages en béton se regroupent principalement en trois types :

Barrages voûtes

Ils résistent à la poussée de l'eau par leur forme qui leur permet de répercuter la poussée hydrostatique sur la fondation par des arcs travaillant en compression. La voûte des ouvrages de faible hauteur, peut être très mince et présente une simple courbure.

Barrages poids

Par leur poids et par leur section trapézoïdale, ils résistent à la poussée de l'eau. Tout comme les barrages en maçonnerie, les barrages en béton sont des ouvrages rigides et en conséquence leur conception sera aussi conditionnée par la qualité des fondations

Barrages à contreforts

Ils sont composés d'un voile en béton armé et d'une série de contreforts destinés à reprendre la poussée de l'eau et à la transmettre à la fondation .

1.2.1.2 Barrage-voûte

Il est généralement en béton dont la forme courbe permet report des efforts de poussée de l'eau sur les rives rocheuses de la vallée .

Ce type de barrage convient bien lorsque la topographie permet de fermer la vallée par une forme arquée de longueur réduite (figure 1.2).

Les barrages-voûtes sont en effet peu employés pour les retenues de petite hauteur. Les conditions pour adopter une telle solution sont par ailleurs assez strictes. Nous envisageons en effet la construction d'un barrage-voûte que lorsque la vallée est étroite et rocheuse .

La qualité mécanique de la fondation est à vérifiée scrupuleusement. Sa rigidité doit être suffisante pour que les arcs trouvent leurs appuis en première approximation, nous devons s'assurer que le module de déformation du rocher dépasse 4 ou 5 Gpa. Mais elle devra également ne pas se rompre sous l'effet des contraintes élevées transmises par la voûte.

Le choix d'un barrage-voûte est donc à réserver à des situations géomorphologiques bien particulières (figure 1.2) .

Cependant, lorsqu'elles sont réunies, c'est une solution qui peut être économiquement viable en regard des quantités de matériaux nécessaires à la réalisation d'un ouvrage poids.

En outre, face aux incertitudes hydrologiques, ce type de construction supporte des submersions



Figure 1.2 : Exemple d'un Barrage voûte (barrage de St-Pierre-Cognet)

1.2.1.3 Barrages à contreforts

Il est constitué (figure 1.4) :

D'une série de murs parallèles, généralement de forme triangulaire, plus ou moins épais et plus ou moins espacés (les contreforts);

D'une bouchure entre les contreforts transmettant à ceux ci la poussée de l'eau.

Il est bien adapté aux vallées larges avec une fondation rocheuse de bonne qualité .

Dans des vallées plus larges où le barrage-poids supposerait des volumes de béton trop importants et où le barrage voûte ne serait pas réalisable, nous pensons à construire des

barrages à contreforts, par ailleurs beaucoup moins sensibles aux sous-pressions que le barrage-poids, mais plus fragiles (figure 1.3) .

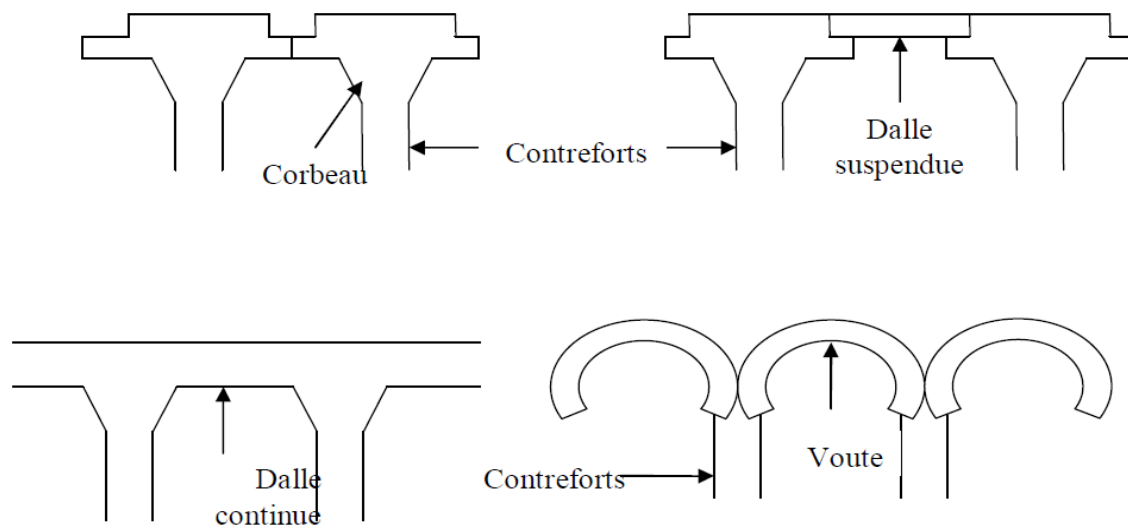


Figure 1.3 : Différents types de barrages à contreforts

Dans ce type d'ouvrages, l'étanchéité est assurée par le voile en béton armé situé en amont et la stabilité vis à vis de la poussée de l'eau par les contreforts .

Il faut noter que la stabilité est améliorée en donnant un fruit de 0,5 à 1/1 au voile, car la poussée de l'eau comporte alors une composante verticale dirigée vers le bas .

Le voile peut être conçu de plusieurs façons (figure 1.3) :

Solidaire des contreforts avec parement amont plan. Les diverses sections de voile sont liées aux contreforts et fonctionnent en consoles courtes ;

Constitué d'une dalle posée aux extrémités sur les têtes des contreforts. Le voile travaille en flexion comme une poutre posée sur deux appuis simples aux extrémités ; Solidaire des contreforts avec parement amont cylindrique. Cette disposition massive facilite la transmission de la poussée au contrefort ;

Constitue d'une voûte de faible portée et donc de faible épaisseur s'appuyant sur les contreforts.



Figure 1.4 : Barrage à contre fort (Grandval)

1.2.1.4 Barrages-poids

Les barrages poids en béton sont très proches mécaniquement des barrages en maçonnerie .

Seul le poids en effet résiste, à la poussée hydrostatique, à la poussée des sédiments et aux sous-pressions. Celles-ci ont une action déstabilisatrice très importante et il conviendra de les diminuer à l'aide de dispositifs tels que rideaux d'injection et galeries de drainage .

Quoi qu'il en soit, le calcul de l'ouvrage, par ailleurs peu complexe, devra les prendre soigneusement en compte .

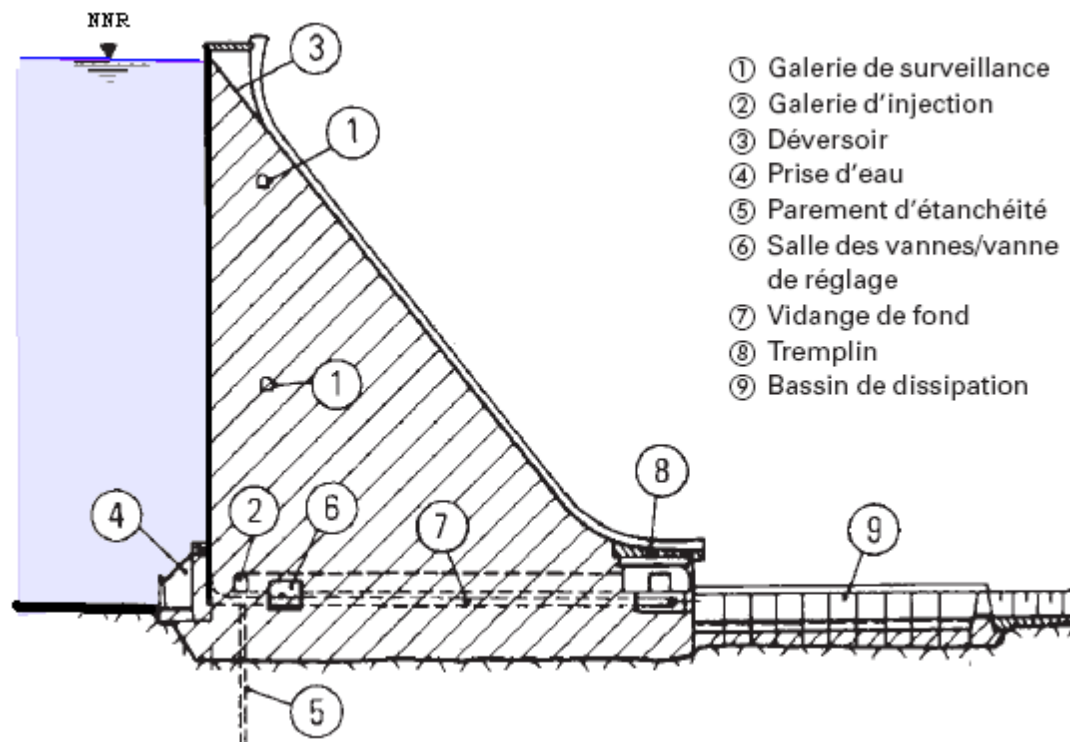


Figure 1.5 : Coupe transversale d'un barrage en béton

Les profils adoptés pour ces ouvrages sont bien souvent un compromis technico-économique découlant directement de calculs de stabilité .

De plus, nous évitons autant que possible des formes complexes qui entraînent une augmentation inutile du coût de coffrages .

Enfin, pour améliorer l'étanchéité du contact béton fondation et la résistance au glissement, il sera souvent bénéfique de réaliser une clé d'ancrage armée .

Les barrages-poids, de forme massive et triangulaire, résistent à la poussée de l'eau grâce à leur poids (figure 1.5) .

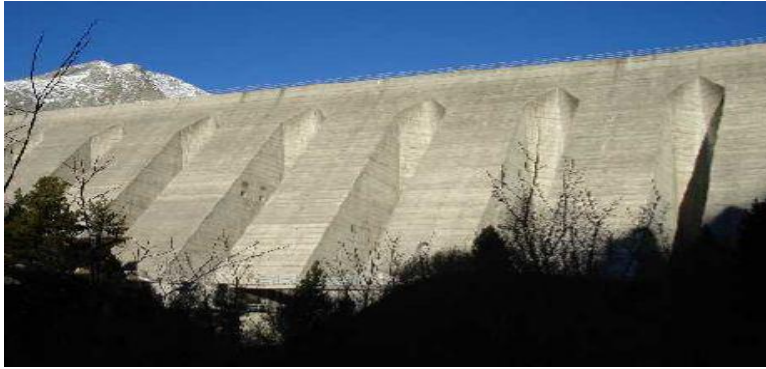


Figure 1.6 : Barrage poids à contreforts de Plan d'Amont (Aussois)

dizaine de mètres de hauteur par exemple, pour éviter le déversement des enrochements sur une grande hauteur qui d'une part provoque une certaine ségrégation et d'autre part provoque dans le massif des tassements irréguliers .

Les chocs des blocs tombant et roulant sur les enrochements déjà en place produisent un certain compactage et sont donc favorables, et constituent comme un essai de qualité pour les blocs : ceux qui se cassent ainsi auraient fini par casser, mais après la mise en service de l'ouvrage, ce qui produit alors des tassements différés plus gênants.

Cependant, de plus en plus, on compacte les enrochements mis en place en couches de 0,5 à 2 ou 3 m au moyen de rouleaux vibrants, lourds (8t), exactement comme s'il s'agissait d'un massif de terre.

Les tassements résiduels, après mise en eau, se comptent alors en dixièmes d'unités pour cent, et la consommation d'eau est bien plus faible (500 litres/m³ d'enrochement, par exemple).

1.3 Avantages et inconvénients de divers type de barrage

1.3.1 Barrage poids

1.3.1.1 Avantages

Faibles contraintes dans le béton .

Faibles contraintes transmises par la fondation au rocher.

Les variations de températures ne produisent que de faibles variations de contraintes.

L'évacuateur de crue peut facilement combiner avec le barrage (diriger les crues directement par dessous).

Le gradient des sous-pressions à travers la fondation est faible.

Les points délicats sont : la résistance mécanique et l'étanchéité.

1.3.1.2 Inconvénients

Les sous-pressions sont importantes dans la fondation.

Moyen risque de tassement.

Le volume du béton est important (pour le barrage-poids évidé, il est plus faible).

Le volume d'excavation de la fouille est important.

Fragilité au séisme (si les joints entre les blocs ne sont pas faits par injections).

L'échauffement du béton par la prise du ciment est assez problématique.

1.3.2 Barrage à contrefort

1.3.2.1 Avantages

Les contraintes transmises par la fondation au rocher sont moyennes.

Les sous-pressions au niveau de la fondation sont faibles.

Le volume du béton est faible.

L'échauffement du béton est faible.

Les risques de tassements sont moyens.

1.3.2.2 Inconvénients

Très susceptible au séisme. La résistance à l'accélération latérale est presque inexistante.

La fouille est importante.

Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation est localement très élevé.

Les contraintes dues au gradient de température peuvent devenir importantes à la tête du contrefort.

1.3.3 Barrage à voûte multiple

1.3.3.1 Avantages

Le volume du béton est faible.

La fouille est assez petite.

Les sous-pressions au niveau de la fondation sont faibles.

L'échauffement du béton est très faible pendant la construction.

1.3.3.2 Inconvénients

Les contraintes sont importantes dans les voûtes.

Grand risque de tassements. Les contraintes de température peuvent être très grandes.

Très susceptible au séisme.

La combinaison du barrage avec l'évacuateur de crue est difficile.

Les sous-pressions dans les fissures du rocher peuvent provoquer des glissements d'appuis.

La structure est très vulnérable (attentats, guerre).

1.3.4 Barrage à voûte

1.3.4.1 Avantages

Le volume du béton est faible.

La fouille est assez petite.

La résistance au séisme est haute.

Les sous-pressions au niveau de la fondation sont faibles (la surface de la fondation est petite).

1.3.4.2 Inconvénients

Les contraintes sont importantes dans le béton et dans le rocher.

Les forces sont transmises obliquement dans les appuis.

Moyen risque de tassements.

L'échauffement du béton par la prise du ciment est à considérer.

L'intégration de l'évacuateur de crues (grands débits) dans le barrage est difficile.

Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation est très grand.

Les sous-pressions dans les fissures du rocher peuvent provoquer des glissements d'appuis.

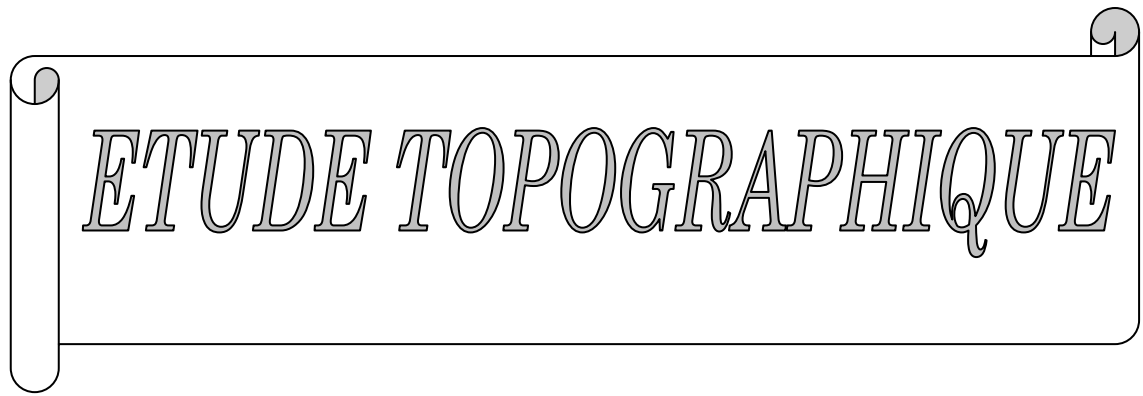
Le masque amont présente l'avantage de pouvoir être exécuté après l'édification du remblai et de pouvoir être réparé aisément.

Diminué les infiltration à travers le massif.

1.3.6.2 Inconvénients

Mise en place de grands volumes de matériaux.

Le gradient est très élevé près de la connexion entre le masque et le rocher (plinthe).
d'étanchéité. Le choix des organes d'étanchéité est l'un des éléments les plus importants du processus de conception et de construction d'un barrage en remblai.



ETUDE TOPOGRAPHIQUE

Chapitre 02 :Etude topographique

II. INTRODUCTION:

Le but principal de l'étude topographique est d'établir les documents nécessaires pour les avants projets (plans, cartes, documents...) qui permettront aussi en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes.

II.1 Présentation du projet

IL s'agit de réaliser la retenue collinaire (barrage rigide en béton et en maçonnerie) sur le lieu dit Sidi Ali, commune de Seggana.

II.2 Situation générale de la zone du projet

Le site alloué pour cette nouvelle retenue collinaire se trouve dans la partie Sud de Seggana environ 2 à 3 km, limité au Nord par la pleine de Seggana.

II.3 Géotechnique du site de l'ouvrage

Le sol rencontré est constitué principalement d'une roche sédimentaire de type calcaire. Les essais de laboratoire se sont limités à des essais physiques (poids volumique, poids spécifique, porosité) et des essais chimiques (teneurs en carbonate et de sulfate).

II.4 Situation du projet

Une reconnaissance qui a eu lieu en présence des Représentants de maître de l'ouvrage, ingénieur géologue ont proposés un axe sur place d'après les coordonnées Lambert, L'axe choisi présente un relief favorable à la projection d'un ouvrage déversoir en béton - maçonnerie.

Il est délimité par les coordonnées Lambert suivantes :

X= 751,950 Km

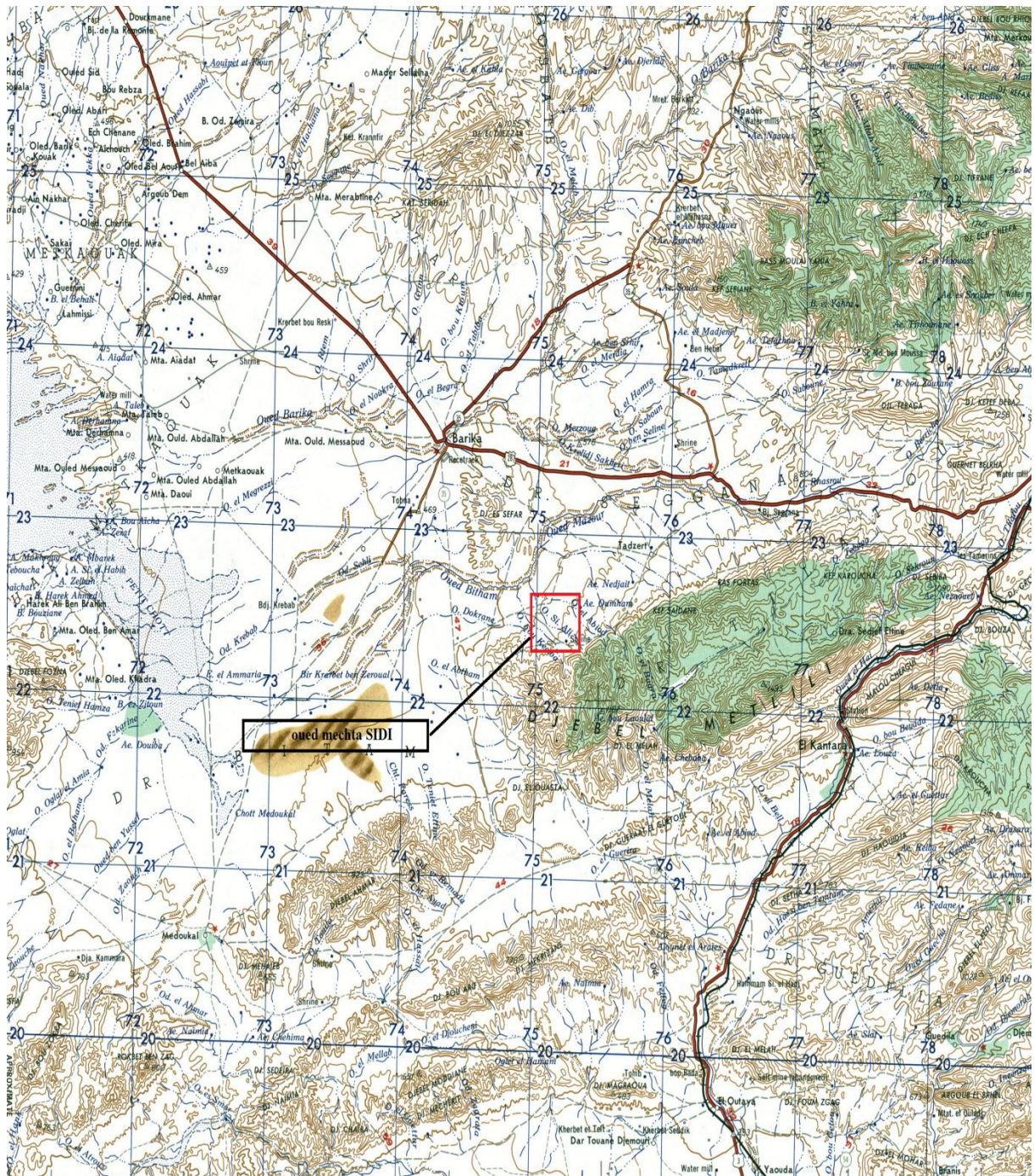
Y= 222,850 Km

Z= 646 m



Figure 01: Carte d'orientation

Extrait de la carte Touristique Algérie (Nord-Est) 1/500 000





ETUDE GEOLOGIQUE

Chapitr03 : Etude géologique et géotechnique

III. INTRODUCTION.

Etude géologique et géotechnique de la retenue collinaire à mechta de SIDI ALI dans la commune de Seggana wilaya de Batna sur oued mechta SIDI ALI, et qui à aboutit à ce rapport , débute par l'analyse des caractéristiques géologiques et géotechniques de la région d'étude en vue d'affirmer la définition de la réaction de l'ouvrage .

La tache technique assignée a ce projet, prévoit la recherche et l'étude des gisements de matières premières, destines a la réalisation de la retenue collinaire.

L'objet de la réalisation de la retenue est l'irrigation des terres , une protection de la phone et la flore , crie un microclimat pour la région ,

III-1 Eléments de géographie physique et climatique.

Reliefs : les monts de la région étude forment une région montagneuse moyennement élevée constituée de deux serres de montagnes allonges Nord –Est Sud-Ouest .les sommets de certains chaînons atteignent parfois 1495m d'altitude comme djebel metlili et 1160 kefsefiane .

Le climat de cette région est continental, un hiver caractérise par de fréquentes chute de neige sur les sommets des montagnes, la température peut dans certains cas descendre jusqu'à – 3°C à 4°C.

L'été est chaud et sec , les grandes chaleurs occupent les périodes de juin, juillet et août ou les températures monter jusqu'à plus 40°C.

III-2. Contexte géologique régional et local.

III-2-1 Contexte géologique régional.(Fig n°01)

La région d'étude appartient à l'ensemble du nord de (atlas tellien), caractérisés par deux Séries de massifs orientés Nord –Est Sud- Ouest, massif du djebel metlili 1495 m et massif de kefsefiane 1160 m.

Les deux massifs s'élargie vers le Sud –Ouest pour constituer la plaine du tobna et medoukel .

Les monts de la région forment une séries montagneuse moyennement élevée, constituée de chaînons allonges, orientés Nord –Est Sud –Ouest.

Les sommets de certains chaînons atteignent parfois 1400 m et plus d'altitude.

III.2.1.1 Stratigraphie régionale.

La description géologique des différentes formations litho stratigraphique:

Du point de vue litho stratigraphique, la région de l'étude est constituée par des formations :

Quaternaire

Essentiellement des alluvions récentes à actuels, formations très développées dans la région, sont limitées à quelques fonds d'oueds et à la vallée d'oued du projet. Principalement constituée par des éboulis, dunes de sables, graviers, et des limons d'argiles.

Cretace Superieur Marin :

Essentiellement constituée par des dolomies, marnes, marno-calcaire, calcaires calcaires rudistes, marnes noir ou marnes crayeuse.

Cretace Moyen Marin Ou Lagunaire :

Constituée par le turonien et le cénomanien.

Moi – Pleocene :

Constituée par le Pontien localement équivalent du miocène continental autepontien.

MIOCENE INFERIEUR:

Essentiellement des marnes grisâtre sain, des grès et des calcaires, et alternances sable, grès, et argiles rouges.

Trias :

Principalement des sels gemme, gypse, marnes gypseuses, des grès.

III.2.2 Contexte géologique local.

Les observations géologiques d'ensemble du bassin versant de la retenue collinaire sur oued mechta SIDI ALI montre la présence des formations dite terrasses alluvionnaires au niveau du lit de l'oued repose sur un tapis d'argile très fins blanchâtre à rougeâtre de part et d'autre de l'oued très compactes.

L'estimation de la perméabilité des différentes formations qui seront baignées par la retenue collinaire de oued mechta SIDI ALI, à partir d'un levé géologique, et des observations in situ.

Les terrains sont constitués principalement par les argilites miocènes imperméables pour la rive gauche et la rive droite du miocène. Surmontés par des bancs de calcaire très épais grisâtre à jaunâtre orientés NORD-EST * SUD-OUEST.

La cuvette caractérisée par l'apparition des formations argileuses surmontée par une couche végétale.

Carte Géologique De La Region D'études Retenue Collinaire Sidi Ali
Coordonnées lombaires X= 751.950 Y=222.850 Z=646.

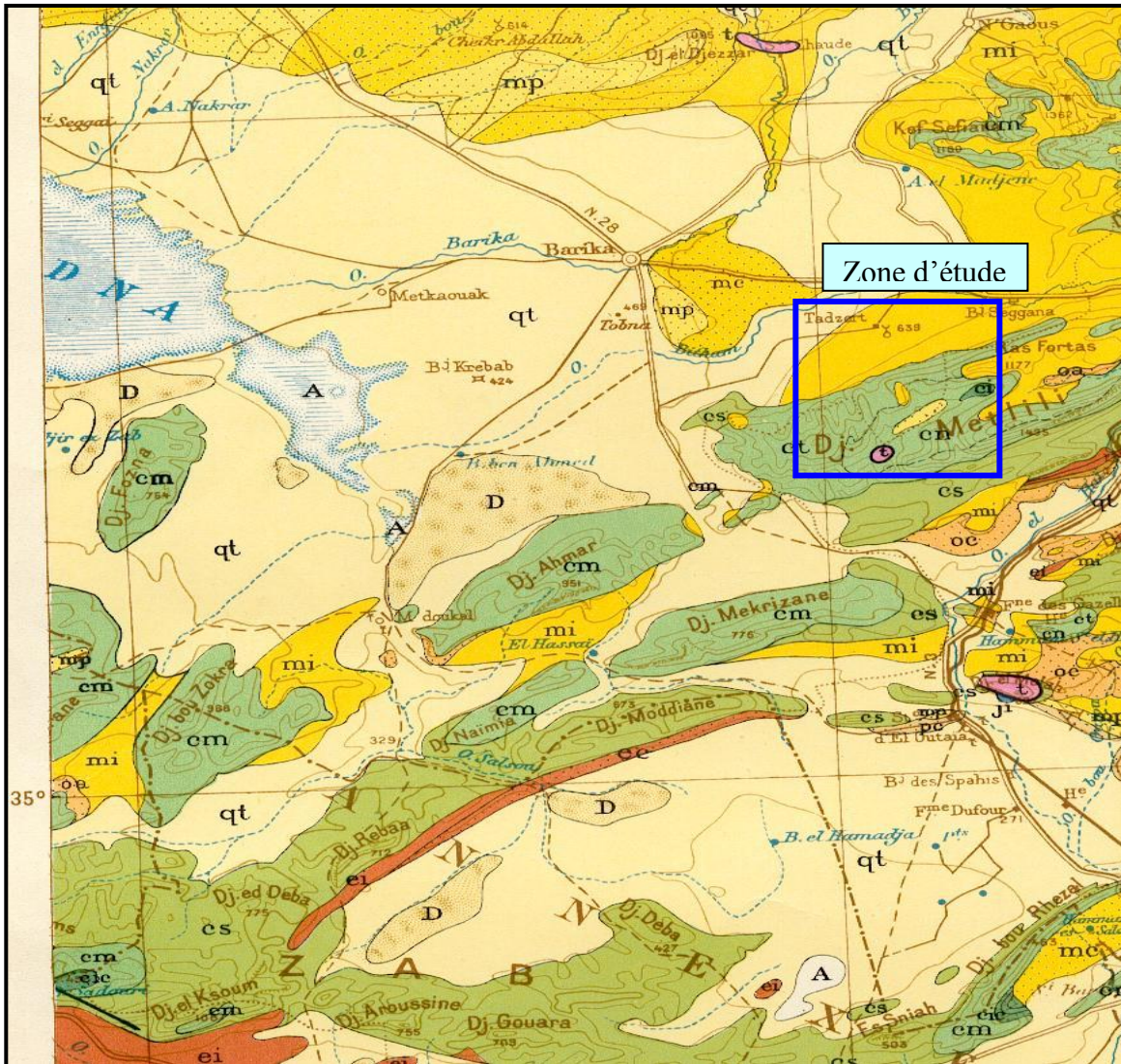


Fig :01 - Carte géologique des Aurés échelle 1/200.000 (laffite)

Qt : quaternaire ; **D** : dunes de sable ; **mi** : miocène ; **mp** : mio-pléocène
Cr : crétacé ; **Ct** : crétacé terminal ; **Cm** : crétacé moyen ; **Ci** : crétacé inf
lagunaire **marin** **trias** : t . **Cretacesuperieur** **marin** : Cs .

La carte géologique des Aurès au **1/200.000** (Laffite) nous a permis d'avoir un aperçu sur la nature des formations rencontrées qui sont essentiellement du secondaire et tertiaire.

De point de vue lithologique, on retrouve des marnes, marnes sableuses, sables, calcaires et argiles cailloutis des limons argileux bruns de la terrasse « Rharbienne », très épais en bordure des Oueds de la région. Toutefois ces dépôts renferment en quantité non négligeable des lentilles et niveaux plus ou moins continus de sables et graviers.

L'analyse des documents géologiques laisse relever que le dépôt superficiel quaternaire sont relativement épais et très étendus dans la région.

III-3 Tectonique Et Seismicite :

Contrairement aux monts de la région de Barika avec une tectonique relativement stable du fait de la présence d'un grand accident d'orientation

NW-SE dont un tronçon reliant les pointements de Trias du Koudiat El Hammam (feuille Dj- El Dezzar) et du Dj Khala (feuille AIN TOUTA) et limitant le kefSefiane au sud-ouest.

La vergation dextre de l'extrémité occidentale de l'axe de l'anticlinal principal démontre que cet accident a joué en décrochement. Cependant, à la bordure ouest du kefSefiane, il correspond à une faille inverse, le jeu principal de cet accident en décrochement dextre pourrait être anté-miocène.

Le décrochement va jouer de sorte que nous aurons un domaine qui présente une tectonique très active et fracturée au niveau du massif de l'Aurès qui apparaît comme le plus imposant bombement de relief de l'Algérie du nord et le résultat de deux actions conjuguées :

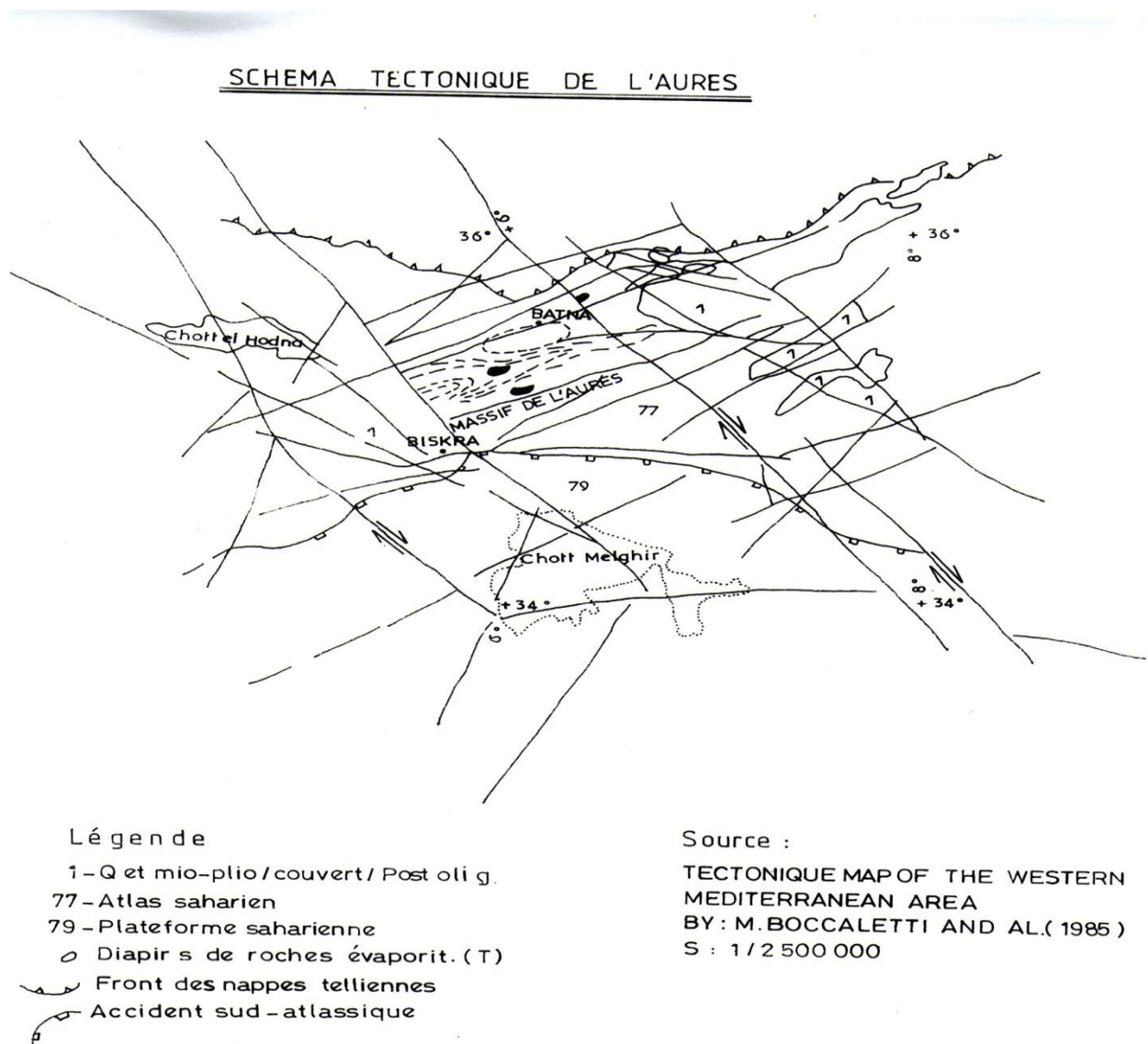
- L'interférence ou la superposition par réactivation tardive des effets tectoniques de deux méga structures, l'Atlas saharien et l'Atlas Tellien, dont la zone de jonction se situe géographiquement au niveau de l'Aurès, du moins dans la partie septentrionale. Elle serait responsable, en partie, de la surrection du massif fortement écrasé entre les deux ensembles.
- Une tectonique de bloc due à deux systèmes quasi orthogonaux d'accidents majeurs, ayant engendré la polygonalement du bloc de l'Aurès (voir schéma tectonique).

Le schéma tectonique présente des cassures à l'EST du décrochement qui se répartissent selon trois directions comme suit :

- N70° à N110°E (43% avec un maximum à N90°E).

- N110° à N 130°E (24.5%).
- N130° à N 170°E (41%, avec un maximum à N150°E).

A l'opposé, de ce domaine EST se positionne un domaine Ouest relativement stable dont appartient la ville de Barika ; présentant quelques grands accidents E-W, le fait qu'ils se situent dans une zone à faible tectonique. Cette zone est restée stable et loin de l'action des deux mégastructures, dont la zone de jonction qui se situe au niveau de l'Aurès.



La figure ci-dessous montre le schéma structural des Monts du Bellezma et des régions voisines.

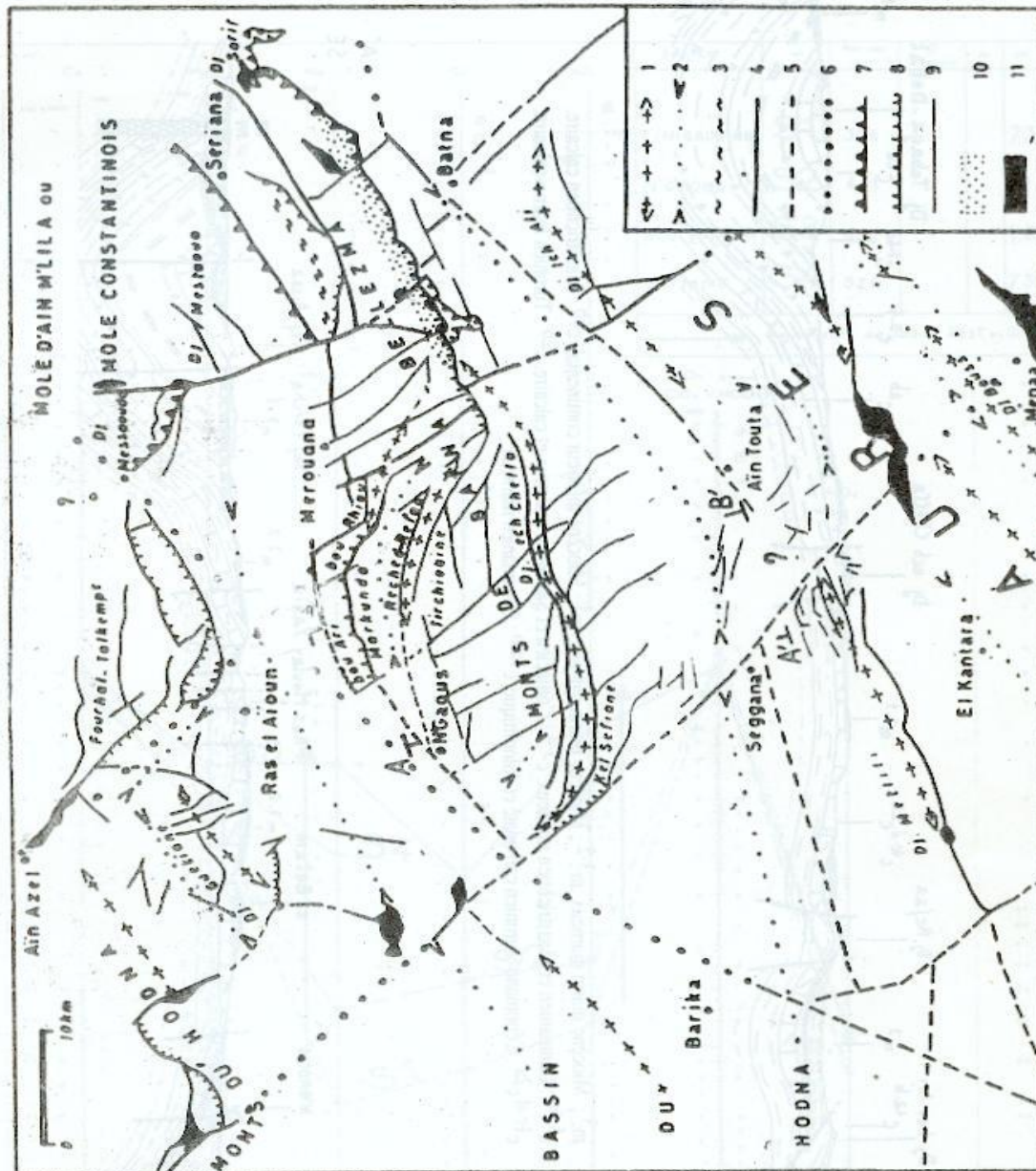


Fig. 3 : Schéma structural des Monts du Bellezma et des régions voisines.
 1 : Anticlinal. 2 : Synclinal. 3 : Zone replissée. Grand accident visible (4), non visible (5) ou supposé (6). 7 : Contact anormal. 8 : Faille inverse. 9 : Faille normale. 10 : Jurassique des Monts de Batna. 11 : Trias gypso-salin. AA', BB' : Coupes de la figure 4.

III-3-1 Les Différentes Phases Tectoniques:

L'absence totale de paléogène démontre que la phase atlasique a débuté par la surrection et l'émersion des reliefs, et lors de la période de distension oligocène, la fracturation du massif se produit selon des directions NW-SE et E-W.

Les dépôts continentaux miocènes se sont accumulés en partie dans des compartiments effondrés, comme sur le flanc nord du Kef Sefiane ou dans le fossé d'effondrement De Oued Tifrane. En outre, les calcaires miocènes marins ont fossilisés des diaclases orientées N150°E.

On note que le miocène plissé recouvre le crétacé en discordance ceci résulte de l'intervention d'au moins de deux phases tectoniques principales.

La dernière phase tectonique se place à la base du Quaternaire, immédiatement après la sédimentation de l'épaisse série continentale conglomératique du Djebel Djezzar attribuée au Pliocène supérieur, et la phase « pyrénéenne » ayant prédéterminé la phase du « quaternaire basal ».

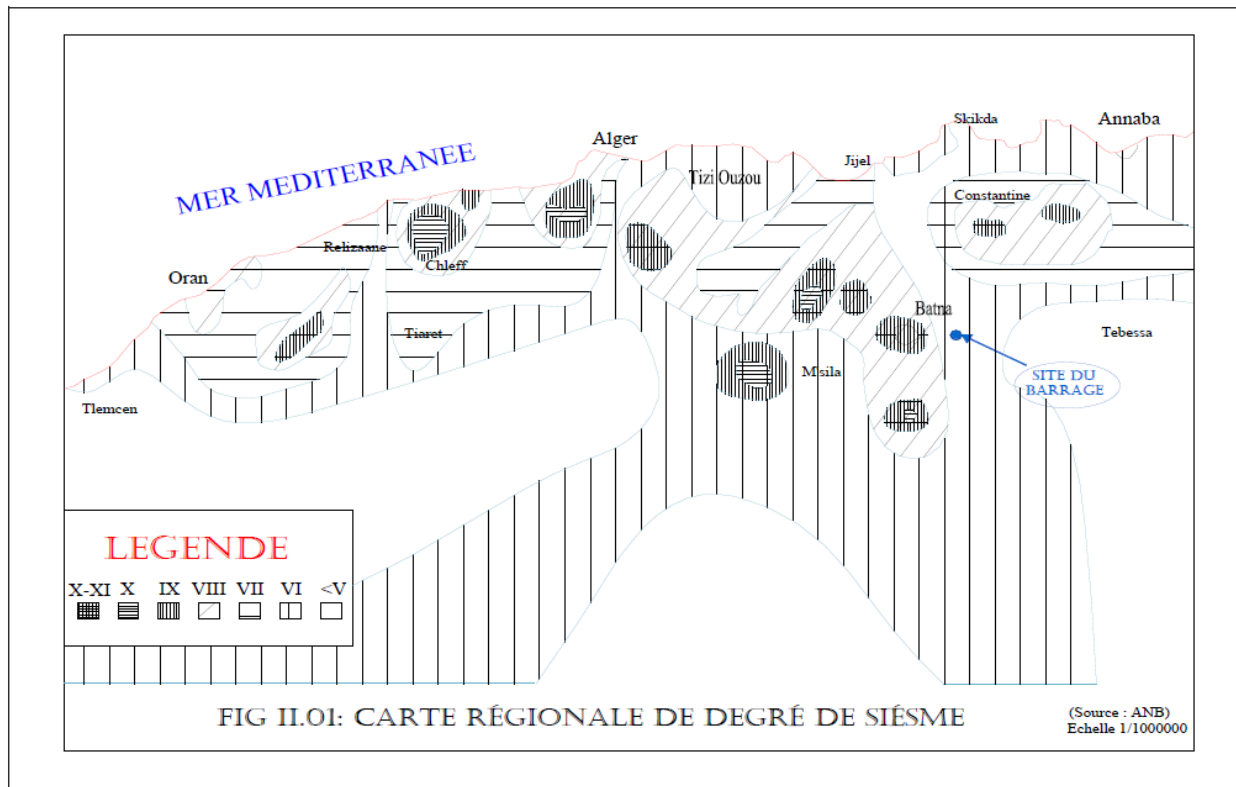
III.3.2 La Séismicité De L'aurès :

la région étude fait partie de la wilaya de Batna, est une zone de faible séismicité. Cette zone appartient à l'atlas saharien. Par sa séismicité, il lui est conforme.

L'examen de la carte séismique de l'Algérie fait ressortir les éléments suivants :

- l'Aurès s'incère entre un domaine Tellien très actif (Jijel-Skikda) au nord d'un domaines non séismique au sud (Biskra-Ouargla). Sa séismicité propre est intermédiaire est de faibles fréquence et intensité.
- Les principaux séismes enregistrés dans la région de l'Aurès se focalisent au niveau de l'accident sud atlasique qui passe au sud de l'Aurès et au voisinage duquel, on enregistre cinq séismes dans la région de Biskra-Rhoufi et la faille orientée 40° NE qui limite le Belazma axe orienté (Batna-Ain Touta – Bdj. Seggane-Barika). Une demi-douzaine de séismes y est recensée, d'intensité parfois maximum (sur la ligne de fracture Constantine –N'gaous) et de magnitude moyennes .

Il est permis de dire que l'Aurès est épargné par les séismes historiques. Toutefois, il faut être conscient qu'il n'est pas pour autant à l'abri des effets des séismes des régions voisines.



III. 4 Formations Géologiques Perspectives :

Les formations géologiques susceptibles d'être utilisées comme matériaux premiers de la construction de la retenue sont :

III.4.1 Les formations argileuses :

Dominantes dans la partie amont du site de la retenue dans un rayon de 500 à 1000 m dans la cuvette. essentiellement des argiles disponibles en quantité insuffisantes..

III.4.2 Les formations carbonatées : essentiellement des calcaires très épais de couleur grisâtre à jaunâtre disponibles en quantité importantes dans le site de la retenue collinaire , calcaire grisâtre à jaunâtre dur à la cassure très fins .

Les affleurements naturels au niveau des parois de l'oued (axe de la digue), montre essentiellement les formations suivantes :

Une formation dite terrasses alluvionnaires qui sont des dépôts sédimentaires récentes.

Au niveau de lit de l'oued .

Des affleurements des bancs de calcaire de part et d'autre de l'axe de la digue .

III.5 Programme des travaux et essais géotechnique du terrain.

III.5.1 Terrain de fondation.

La réalisation des sondages (fouilles) non effectuées a cause de l'accès du terrain qui devin très difficile .

D'autre part le terrain d'assise est constitue d'une formation rocheux de type calcaireux qui nécessite pas de sondage .

III.5.2 Terrain des matériaux de construction.

Les analyses du paramètre physique , chimique et mécanique du sol et de substratum ainsi que les matériaux de construction argileux indiquent une mauvaise réaction de la retenue collinaire les argiles (zone d'emprunt) se trouvent dans la partie aval .

Concernant ces matériaux les essais de laboratoire ne sont pas réalisés car les argiles contient un pourcentage très élevés des colluvions .

Les formation carbonates es trouvent dans la partie amont dans un rayon de 300m , indiquent une bonne réaction de la réalisation d'un retenue collinaire mixte (béton + enrochement) .

Ces formation essentiellement des calcaires grisâtres a jaunâtres très durs a la cassure .

ESSAIS D'IDENTIFICATION ET CLASSIFICATION .**CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DES SOLS.**

Poids volumiqueYd.

Poids spécifiqueYs.

Porositén.

ARACTERISTIQUE MECANIQUES.

Résistance a la compressionRC .

Traction simpleRT.

Module de l'élasticitéE.

CARACTERISTIQUES CHIMIQUE .

Teneur en carbonates.....CaCo3.%

Teneur en sulfatesSo4--%

CARACTERISTIQUES MACROSCOPIQUES IN STU.

Degré d'altération légèrement altérée (altération superficielle) = bonne .

Type de fissuration (avec au sans remplissage) la persistance des discontinuités = bonne.

Conclusion.

Les analyses géologique de la roche et de substratum (calcaires), ainsi que les matériaux de constructions indiquent une bonne réaction de la réalisation d'une retenue collinaire de type zone béton et enrochement .

Les calcaires (zone d'emprunt) sont disponibles quantitativement dans la région de la retenue cote amont et aval environ de 50m a 100 m près de l'axe de la digue .

L'axe de la digue est principalement constituée par des bancs de calcaires grisâtre a jaunâtre compactes sain avec même orientation que l'axe de la digue et avec un pendage de 48° .

Les matériaux nécessaires pour la construction de la digue ont un grand intérêt économique puisqu'ils se trouvent dans la cuvette et ses alentours.

Les caractéristiques physiques –mécaniques et chimique des calcaires destines a la réalisation de la retenue collinaire zones en béton et enrochement seront réalisées ultérieurement.

RETENUE COLLINAIRE DE SIDI ALI COMMUNE DE SEGGANA W DE BATNA
COORDONNEES LOMBAIRES X= 751.950 Y=222.850 Z=646.



PHOTOS GENERAL DU BASSIN VERSANT DE LA RETENUE



PHOTO GENERAL DE LA CUVETTE DELA RETENUE



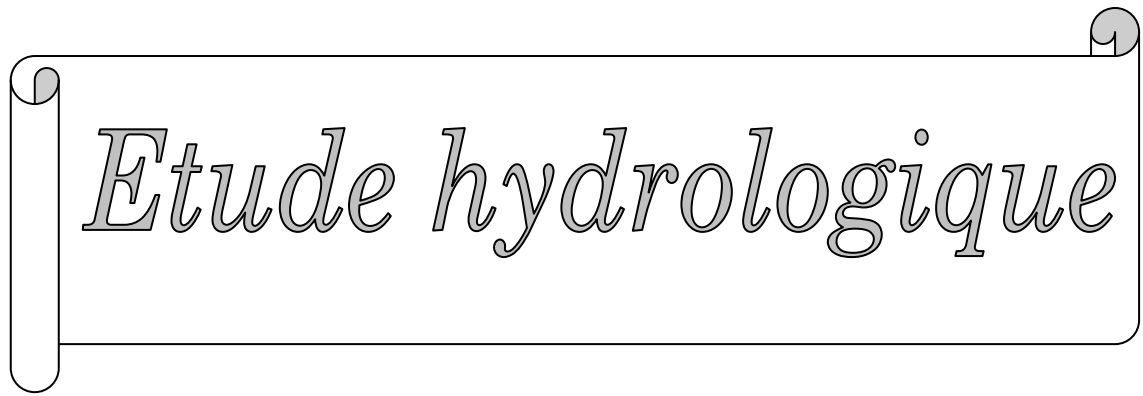
PHOTO DE L'AXE DE LA RETENUE



PHOTO DE LA RIVE DROITE DE L'AXE DE LA RETENUE



PHOTO DE LA RIVE GAUCHE DE L'AXE DE LA RETENUE



Etude hydrologique

Chapitre 04 : Etude hydrologique

IV. INTRODUCTION

La faisabilité d'une collinaire est tributaire de l'évaluation des potentialités hydriques de surface et des débits de crue.

Aussi est-il nécessaire de s'intéresser à :

La description et la détermination des paramètres morphométriques et hydrographiques du bassin versant.

L'étude des apports et de leurs caractéristiques.

IV.1 Situation du bassin versant

Le bassin versant, objet de cette étude, ou «bassin versant de l'Oued Sidi Ali » est situé dans la commune de Saggana, , appartient au grand bassin du Hodna numéroté 05 selon la nomenclature adopté par l'A.N.R.H.

Le sous bassin versant de Oued sidi Ali est délimité (voir figure) :

- Au Nord par Djebel Kaf N'Sara (510m);
- Au Sud par Oued Oum hani (598 m);
- A l'Est par les plaines de OuledHamida.
- A l'Ouest par djebalMetlili (963)

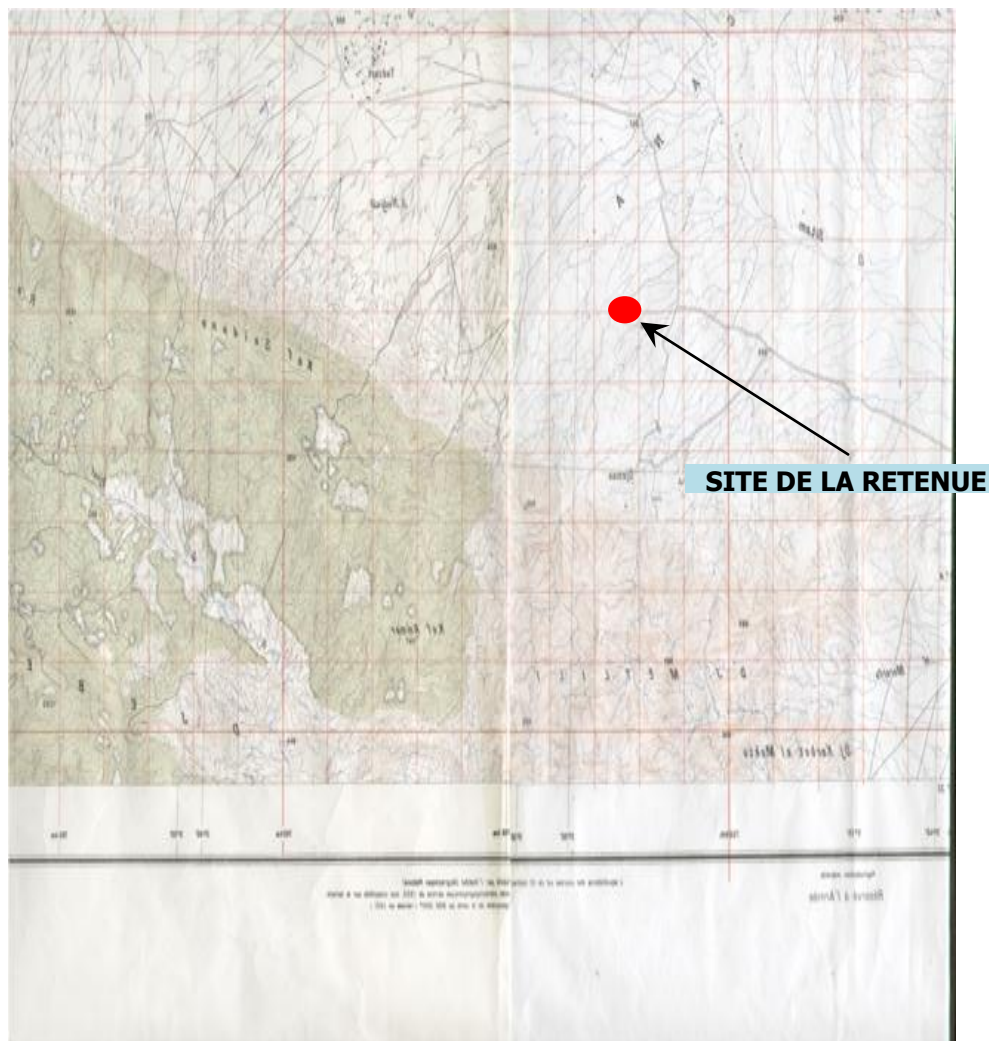


Figure 1 : Situation du bassin versant de l'Oued Sidi Ali

IV.2 Données de base

Les différents paramètres morphométriques du bassin versant (forme, altitude, pente, relief etc...) interviennent souvent de façon combinée dans les modalités de l'écoulement. Ils ont l'avantage de se prêter à une analyse quantifiée. Cette analyse intéresse deux domaines :

- La surface topographique,
- Le réseau hydrographique.

Pour quantifier ces paramètres, les documents cartographiques et moyens de mesures suivants ont été utilisés :

- Carte topographique à l'échelle 1/50.000ème, BARIKA FEUIELLE 227 B-II C-23.
- Planimètre.

- Curvimètre.

IV.3 Climatologie :

IV.3.1 Climat :

- Au site considéré, le bassin versant est dominé par un climat de type aride avec des hivers froids et des étés relativement chauds et secs.

IV.3.2 Temperature :

- Les données concernant les températures relèvent toujours de la station de BARIKA (période D'observation 1984/1993), les tableaux en annexes 2et3 montrent des minima moyens mensuels oscillant entre 0° C en hiver (janvier) et $23,5^{\circ}$ C au mois D'août, les maximums moyens sont de $14,3^{\circ}$ C en hiver $37,9^{\circ}$ C été, l'amplitude est 15° C environ.
- Station météo : (BARIKA)
- Paramètre : Température mini moyennemensuelle
- Période : (1984-1993)

Tableau 1 : Température mini moyenne mensuelle

Années	Jan	Fev	Mar	Avr	mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
1984	2,3	4	5,1	10,3	12,8	19,9	22,4	22,1	17,7	11,9	8,1	3,8
1985	1,4	6,2	5,3	10,6	14,2	21,7	23,7	23,5	18,1	13,1	9,5	2,8
1986	2,4	3,3	6,2	8,2	15,9	19,2	21	22,9	18,3	14,7	7,6	3,9
1987	2	4,1	7,3	11,3	14,5	20,4	24	22,8	20,4	15,9	8,1	5,9
1988	4,9	3,8	6,9	10,5	16,9	19,9	24	24,2	17,4	14,7	9,7	2,5
1989	2,3	4,4	8,2	9,3	14,6	17,8	21,4	23,3	18,4	13,1	8,3	6,7
1990	3,8	4,9	6,9	8,3	14,5	20,7	21,3	20,1	19,9	12,8	8	2
1991	1	2,3	7,6	8,2	9,7	17,3	22	21	18	11,9	4,7	2,3
1992	1,1	2,3	6	8	13,5	17,5	20,7	22	18,6	12,2	7,6	3,8
1993	0,8	3,5	5,6	8,3	14,6	20,9	22,6	22,8	16,9	14,4	8,7	4

Tableau2 : Température maximale moyenne

Années	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
1984	12,5	13,5	17,3	23,1	25,7	32,2	36,7	35,8	30,3	21,9	18,7	14
1985	11,3	18,2	15,5	23,7	25,8	35,3	38,4	37,8	31,6	24	19,7	12,2
1986	12,4	14,2	16,6	22	30	33	35,7	31,8	31,3	24,5	17,3	13,3
1987	12,3	13,9	18,3	25	27,4	33,8	36,9	37,8	34,1	28,1	17,2	13,3
1988	15,1	15,4	19	23,6	29,6	31,9	39,2	37,1	30,4	27	18,8	12,3
1989	12,9	14,8	20,8	21,1	27,6	30,6	35,7	36,6	30,2	25,2	20,3	16,8
1990	12,5	19,9	19,3	20,6	25,9	35	36,3	34,4	34,6	26,4	18,1	12,2
1991	13,5	13,2	17,9	19,3	23,6	33,1	38	37,3	31,3	22,4	16,7	11,3
1992	11,6	14,4	16,5	20,5	16,5	30,5	35,1	37,2	32,2	25,6	19,5	14,9
1993	14,3	13,3	17,1	22,7	28,7	36,5	37,9	37,7	31	26,1	18,2	15,3

Le tableau suivant illustre les données sur les valeurs moyennes mensuelles et annuelles

Tableau3 : Température moyennes mensuelles et annuelles

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
Minimal	0,8	2,3	5,1	8	9,7	17,3	21	20,1	16,9	11,9	4,7	2
Maximal	15,1	19,9	20,8	25	30	36,5	39,2	37,8	34,6	28,1	20,3	16,8
Moyennes Mensuelles	7,9	11,7	12,9	16,5	19,8	26,9	30,1	28,9	25,7	20	12,5	9,4

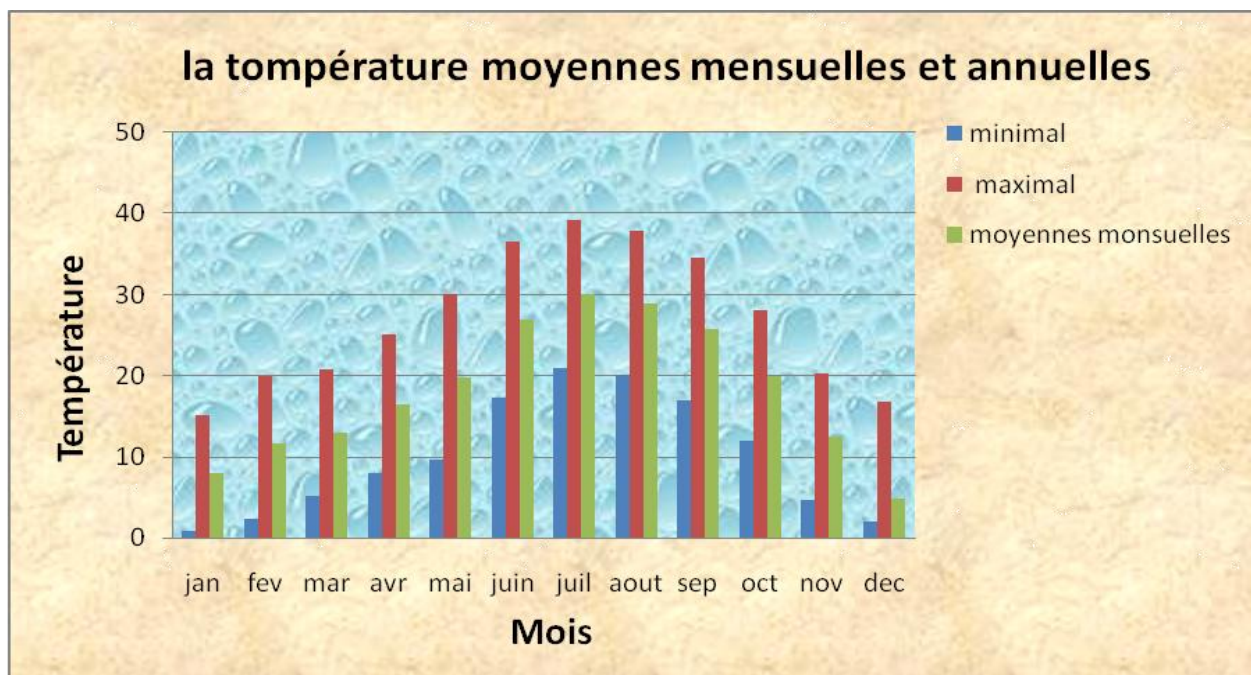


Figure 3: Température moyennes mensuelle et annuelles

L’analyse du tableau Ci- dessus nous renseigne sur :

Une période chaude s’étalant du mois de juin au mois de septembre, marquée par une température moyenne 27.9C⁰

Le mois le plus chaud étant le mois de juillet.

Une période de froid s’étalant du mois d’octobre au mois d’avril avec une valeur moyenne de 12.9C⁰

Le mois le plus froid étant le mois de janvier avec une température moyenne de 7.9C⁰

IV.3.3 Les vents :

Les vents les plus dominants sont ceux provenant du NORD – OUEST et du SUD – EST la zone connaît le SIROCCO pendant les mois de JUILLET et AOUT avec une moyenne annuelle de 15 jours.

Le tableau suivant indique les variations concernant les moyennes mensuelles et annuelles.

Tableau4 : les variations concernant les moyennes mensuelles et annuelles des vents.

Mois	jan	fev	mar	avr	mai	juin	juil	aout	sept	oct	nov	dec	moy
VIM	6,0	7,1	6,6	6,7	6,9	6,5	5,9	5,5	3,7	5,3	5,2	7,0	6,2
DIV	SN	SN	SN	SN	ESW	SN	SN	SN	SN	SN	ESW	SN	SN
FREQU	39	32	33	30	27	27	29	38	38	37	45	38	35,1
%													

VIM = Vitesse du vent moyenne en *m/s*

DIV = Direction du vent

MOY = Moyenne annuelle de la période (1980-1984).

FREQU = Fréquence moyenne mensuelle %

IV.3.4 La pluviométrie:

Les moyennes mensuelles et totales annuelles des précipitations en mm sont données par le tableau suivant :

Pour la Période (1984-1993)

Tableau5 : Les moyennes mensuelles et totales annuelles des précipitations

Mois	jan	Fev	mar	Avr	mai	juin	juil	aout	sep	oct	nov	dec	total annuel
Moyennemensuelle	26,4	19,1	22,5	16,6	14,4	15,2	1,6	4,7	24,8	29,8	25,3	22,3	222,7

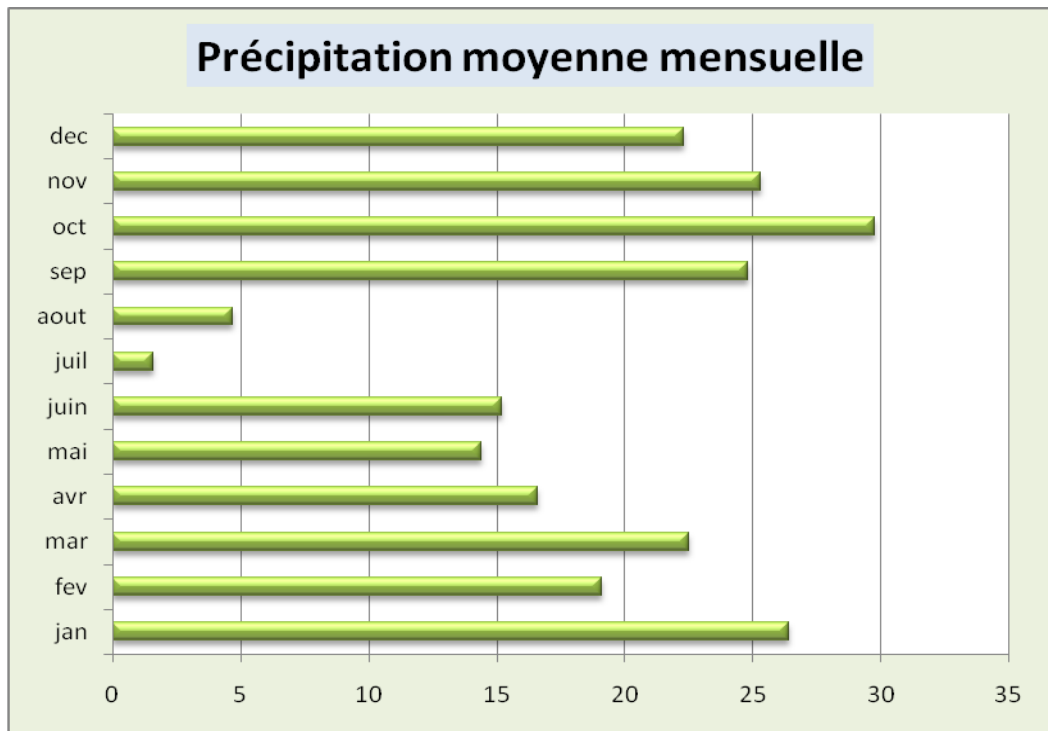


Figure 4 : variations mensuelle des précipitations de la station de BARIKA

IV.3.5 Répartition de l'évaporation (en %)

On utilise les données du barrage Foug El Guerza situé au Sud des Aurès

Tableau6: l'évaporation mensuelle et totale annuelle

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	TL
Evap (mm)	58	67	124	172	210	298	310	270	241	14 4	87	55	2036
%	2.8	3.3	6.1	8.4	10.3	14.6	15.2	13.3	11.8	7.1	4.3	2.7	100
	Source ANBT												

IV.4 Le bassin versant et son complexe

IV.4.1 Le bassin versant

Le bassin versant, unité géographique sur laquelle se fonde l'analyse hydrologique, peut être considéré comme étant un " système hydrologique clos" à l'intérieur duquel aucun écoulement extérieur n'intervient et où tous les apports pluvieux s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire.

Le bassin versant ainsi défini correspond à la totalité de la surface topographique drainée par un cours d'eau principal et ses affluents à l'amont de cette section. Il est matérialisé par son exutoire à partir duquel est tracé le point de départ et d'arrivée de la ligne de partage des eaux qui le délimite. Celle-ci correspond généralement à la ligne de crête et caractérise alors le bassin versant topographique.

Dans notre cas, le bassin versant ainsi délimité et stylisé correspond au bassin versant réel en raison d'un sol, peu perméable qui recouvre un substratum à dominante marneuse. Par ailleurs, aucun apport latéral artificiel ne modifie la surface drainée circonscrite à l'intérieur du bassin versant.

IV.4.2 Caractéristiques physiques et leurs influences sur l'écoulement des eaux

Les caractéristiques physiographiques du bassin versant influencent largement sa réponse hydrologique. Le temps de concentration T_c est influencé par diverses caractéristiques

morphologiques : la taille du bassin (sa surface), sa forme, son altitude, sa pente et son orientation. A ces facteurs s'ajoutent le type de sol, le couvert végétal et les caractéristiques du réseau hydrographique. Ces facteurs, d'ordre purement géométrique ou physique, s'estiment aisément à partir de cartes adéquates.

IV.4.3 Caractéristiques géométriques

IV.4.3.1 Surface et périmètre

Le bassin versant étant l'aire de réception des précipitations et d'alimentation des cours d'eau, les débits vont être en partie reliés à sa surface. La surface du bassin versant a été mesurée à l'aide d'un planimètre.

La superficie (S) drainée déterminée par planimétrie en utilisant l'outil informatique (après scanner de la carte topographique) est égale à 5.06 Km². Le périmètre (P) délimité, stylisé et mesuré au curvimètre en utilisant l'outil informatique (après scanner de la carte topographique) présente une longueur de 11.86 Km.

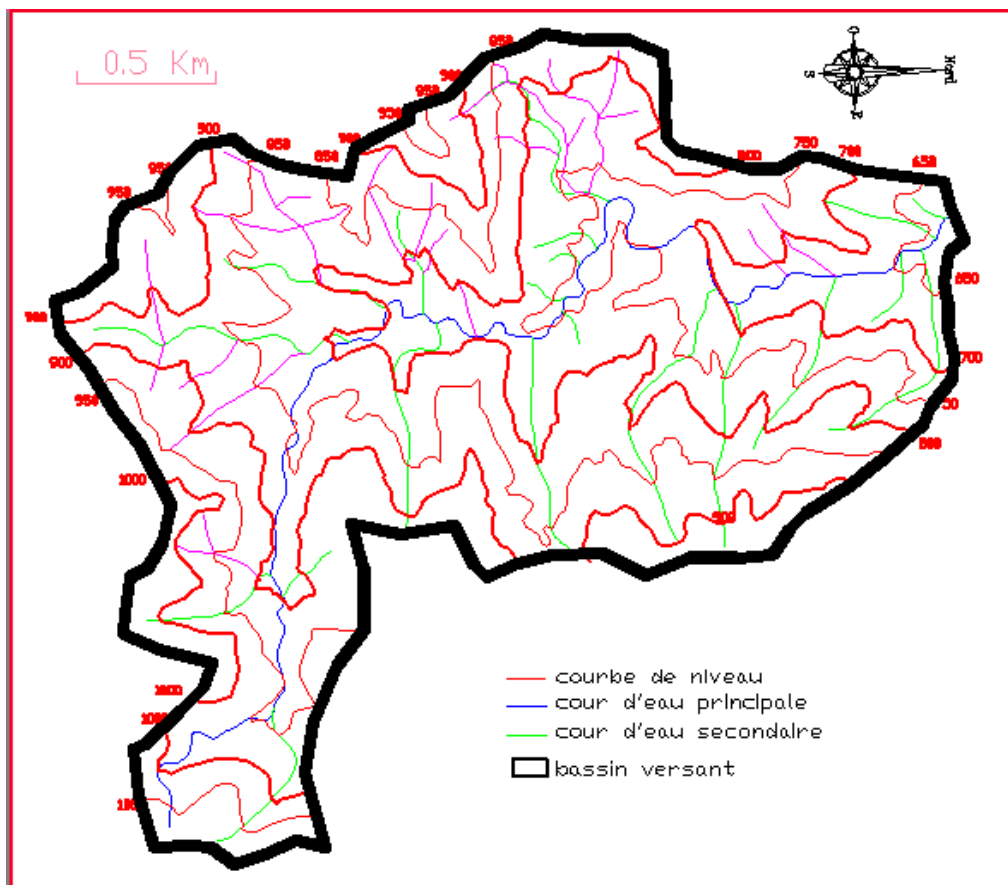


Figure 5 : Délimitation du bassin versant de l'Oued Sidi Ali

IV.4.3.2 Forme

La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'hydrogramme à l'exutoire du bassin versant. Par exemple, une forme allongée favorise, pour une même pluie, les faibles débits de pointe de crue, ceci en raison des temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire plus importants. Ce phénomène est lié à la notion de temps de concentration.

En revanche, les bassins en forme plus ramassée, présentant un temps de concentration plus court auront les plus forts débits de pointe.

Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu, l'indice de compacité de Gravelius (1914) définit comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface :

$$K_G = \frac{P}{2 \cdot \sqrt{\pi \cdot A}} \approx 0,28 \cdot \frac{P}{\sqrt{A}} \quad \text{Équation 1}$$

K_G est l'indice de compacité de Gravelius, A : surface du bassin versant [km^2], P étant le périmètre du bassin [km].

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

Dans notre cas, les calculs conduisent à un indice de compacité égal à **1.48** qui traduit un bassin versant relativement allongé.

La notion de rectangle équivalent, introduite par Roche (1963), résulte d'une transformation géométrique du bassin réel dans laquelle on conserve la même superficie, le même périmètre (ou le même coefficient de compacité) et donc par conséquent la même répartition hypsométrique. Les courbes de niveau deviennent des droites parallèles aux petits côtés du rectangle. La climatologie, la répartition des sols, la couverture végétale et la densité de drainage restent inchangées entre les courbes de niveau.

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

Le périmètre du rectangle équivalent vaut : $P = 2 \cdot (L+l)$; ; la surface $A = L \times l$;

K_G : représente le coefficient de compacité. En combinant ces trois relations, on obtient :

$$L = \frac{K_G \cdot \sqrt{A}}{112} \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{112}{K_G} \right)^2} \right) \text{ si } K_G \leq 112$$

Équation 2

Après calculs, les résultats obtenus sont :

Longueur = 4.92 Km et largeur = 1.03Km.

IV.4.3.3 Relief

L'influence du relief sur l'écoulement est évidente en raison de nombreux paramètres hydrométéorologiques qui varient avec l'altitude (précipitations, végétation, températures, etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. Le relief se détermine au moyen de caractéristiques suivantes :

- **Courbe hypsométrique**

La courbe hypsométrique traduit une vue synthétique sur la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle exprime la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

La courbe hypsométrique sert en particulier à déterminer la pluie moyenne sur un bassin versant et donne des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

Tableau 7 : Répartition altimétrique du bassin versant de l'Oued Sidi Ali

Tranche d'altitude (m)	Surface partielle (km ²)	Surface cumulée (km ²)	Surface partielle (%)	Surface cumulée (%)
646-650	0,057	5,055	1,122	100
650-750	0,741	4,998	14,66	98,878
750-850	1,876	4,257	37,12	84,219
850-950	1,761	2,381	34,83	47,1
950-1050	0,62	0,62	12,27	12,269

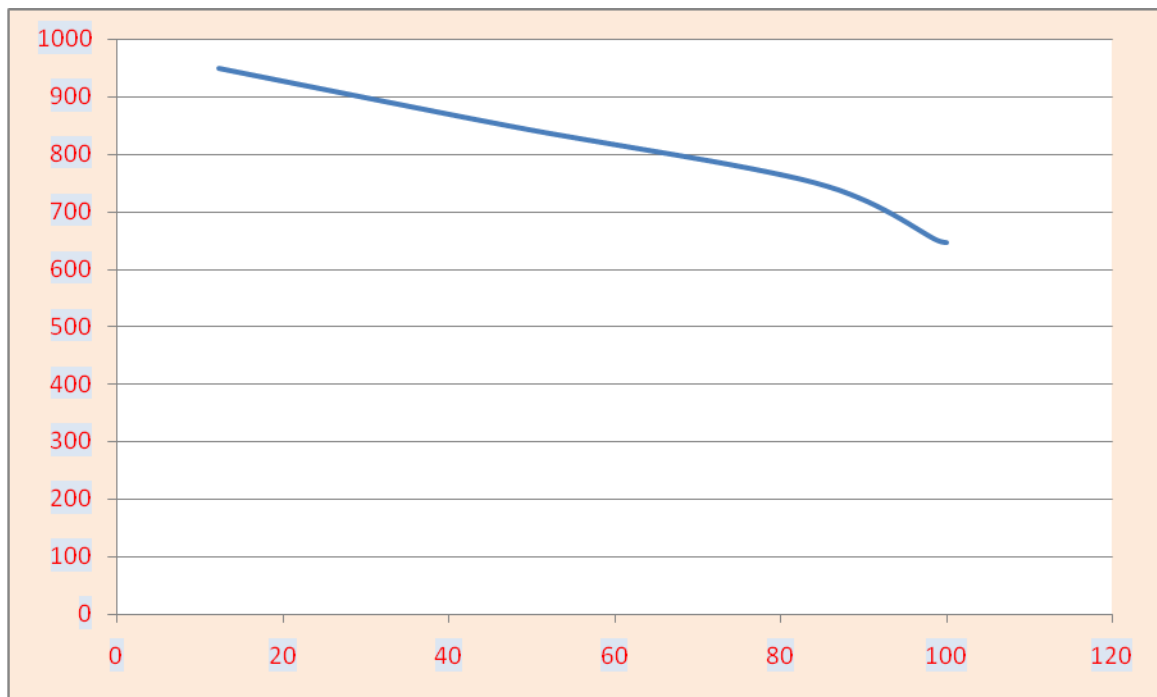


Figure 6 : Courbe hypsométrique du bassin versant de l'Oued Sidi Ali

• **Indice de pente**

Le relief joue un rôle prépondérant dans l'aptitude au ruissellement des terrains. Son appréhension peut être faite à l'aide de l'indice de pente global (I_g).

L'indice de pente globale se calcule d'après la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} ; (\text{m/km}) \quad (3)$$

D : dénivelée simple ou bien la distance verticale qui, exprimée en mètres, sépare les altitudes ayant 5% de la surface du bassin au-dessous d'elles ; elle peut être assimilée à la distance séparant les deux courbes de niveau maîtresses extrêmes qui délimitent le bassin.

L : longueur du rectangle équivalent telle que définit par M.Roche (km)

Pour permettre une comparaison plus poussée des bassins entre eux du point de vue relief, on détermine la dénivelée spécifique (D_s) puis déduit de l'indice de pente globale.

$$D_s = I_g \sqrt{A} ; \quad (4)$$

(A) la superficie du bassin versant en Km²

Sous classes de relief au sens des hydrologues de l' O.R.S.T.O.M. (IRD actuellement)

Ds < 10 m Classe R1 – relief très faible
 10 < Ds < 25 m Classe R2 – relief faible
 25 < Ds < 50 m Classe R3 – relief assez faible
 50 < Ds < 100 m Classe R4 – relief modéré
 100 < Ds < 250 m Classe R5 – relief assez fort
 250 < Ds < 500 m Classe R6 – relief fort
 Ds > 500 m Classe R7 – relief très fort

Tableau 8 : Indice de pente globale et classe de relief.

Superficie A (km ²)	Indice de pente globale Ig (m/km)	Dénivelée Spécifique Ds (m/km)	Classe de relief
5.06	60.01	134.98	Relief assez fort

Toutefois, les résultats (tableau 2) permettent de montrer la forte valeur de l'indice de pente globale (Ig) et la dénivelée spécifique (Ds). On constate, que le bassin de l'Oued Sidi Ali se range dans les classes du relief modéré à assez fort.

• Altitudes caractéristiques

1. Les altitudes maximal et minimal

L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point à l'exutoire. Ces deux données permettent entre autre de déterminer l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente.

Altitude maximale = 1070 m. Altitude minimale = 646 m. Altitude la plus fréquente se situe entre 950 m et 700 m.

2. L'altitude moyenne

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

$$H_{moy} = \sum H_i \times \frac{A_i}{A} \quad \text{Équation 5}$$

Avec : H_{moy} : altitude moyenne du bassin [m] ; A_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km²] ; H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m] ; A : superficie totale du bassin versant [km²].

L'altitude moyenne est égale à = **843.01 m.**

3. L'altitude médiane

L'altitude médiane correspond à l'altitude est lue sur la courbe hypsométrique au point 50% de la surface totale du bassin. Elle est égale à **842.19 m**.

Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière. Ce qui n'est pas le cas du bassin versant de Oued Sidi Ali où on observe une altitude moyenne calculée un peu différente de l'altitude de fréquence 50% indiquant ainsi une dissymétrie à l'échelle du bassin versant.

IV.5 Réseau hydrographique

Le réseau hydrographique correspond à l'ensemble des cours d'eau, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Il traduit certainement une des caractéristiques les plus importantes du bassin. Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes conditionnées par quatre facteurs principaux :

La géologie, par ses caractéristiques, influence en particulier la forme et l'orientation du réseau hydrographique.

Le climat, par ses effets, conditionne l'existence et la densité du réseau hydrographique.

La pente du terrain, par son importance, détermine l'action des cours d'eau. Souvent érosive dans les zones élevées, les cours d'eau s'écoulent sur un lit où la sédimentation prédomine en plaine.

La présence humaine, par son action (drainage des terres agricoles, construction de barrages, endiguement, protection des berges et correction des cours d'eau) modifient continuellement le tracé originel du réseau hydrographique.

Divers paramètres descriptifs sont utilisés pour définir le réseau hydrographique.

IV.5.1 Structure du réseau et ordre des cours d'eau

Le schéma du chevelu hydrographique (Cf. planche 1) a été établi à partir de la carte topographique à l'échelle 1/25.000ème.

La classification est facilitée par un système de numérotation des tronçons de cours d'eau (rivière principale et affluents). L'ordre des cours d'eau est donc une classification qui

reflète la ramification du cours d'eau. Il existe plusieurs types de classifications des tronçons des cours d'eau, dont celle de Strahler (1957), la plus utilisée et que nous avons adopté ici.

Cette classification permet de décrire sans ambiguïté le développement du réseau de drainage d'un bassin de l'amont vers l'aval. Elle se base sur les règles suivantes :

- Tout cours d'eau dépourvu de tributaires est d'ordre un.
- Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau d'ordre différent prend l'ordre du plus élevé des deux.
- Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau du même ordre est augmenté de un.

Tableau 9: Classification des cours d'eau

ORDRE X	NOMBRE (Nx)	LONGUEUR LX (KM)	LX (LONGUEUR MOYENNE)
1	18	6.69	0.37
2	22	12.20	0.55
3	1	6.31	6.31
Total	31	35.95	

Un bassin versant à l'ordre du plus élevé de ses cours d'eau, soit l'ordre du cours d'eau principal à l'exutoire. Il existe d'autres classifications de ce type comme celle de Horton (1945) qui est parfois utilisée dans le même but.

IV.5.1.1 Longueurs et pentes caractéristiques du réseau

• Longueur caractéristique

Un bassin versant se caractérise principalement par la longueur du cours d'eau principal (L) qui est la distance curviligne depuis l'exutoire jusqu'à la ligne de partage des eaux. La longueur ainsi mesurée est égale à **6.31 Km**.

• Pente moyenne d'un cours d'eau

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau circule jusqu'à l'exutoire du bassin donc le temps de concentration. Cette variable influence donc le débit maximal observé. Toute chose égale par ailleurs, une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel, tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps de s'infiltrer, entièrement ou en partie, dans le sol.

Le calcul des pentes moyennes et partielles de cours d'eau s'effectue à partir du profil longitudinal du cours d'eau principal et de ses affluents. La méthode la plus fréquemment utilisée consiste à diviser la différence d'altitude entre les points extrêmes du profil par la longueur totale du cours d'eau.

$$P_{moy} = \frac{\Delta H_{max}}{L} \quad \text{Équation 6}$$

P_{moy} : pente moyenne du cours d'eau ; ΔH_{max} : dénivellation maximale de l'oued (différence d'altitude entre le point le plus éloigné et l'émissaire) ; L : longueur du cours d'eau principal. La pente moyenne du thalweg principal est égale à **0.067**

IV.5.1.2 Degré de développement du réseau

• Densité de drainage

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

$$D_d = \frac{\sum L_i}{A} \quad \text{Équation 7}$$

Avec :

D_d : densité de drainage [km/km^2] ; L_i : longueur de cours d'eau [km] ; A : surface du bassin versant [km^2].

L'application numérique donne une densité de drainage D_d égale à **4.98 Km/Km^2** . Ce résultat caractérise un écoulement peu développé et centralisé.

• Densité hydrographique

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

$$F = \frac{\sum N_i}{A} \quad \text{Équation 8}$$

Où :

F : densité hydrographique [km^{-2}] ; N_i : nombre de cours d'eau ; A : superficie du bassin [km^2]. Le résultat obtenu est égal à **6.13**.

Le Coefficient de torrentialité se calcule à partir de la relation $CT = D_d \times Fl$, avec $Fl = N1 / S$ fréquence de thalwegs d'ordre 1

Dans notre cas $Fl = 13.21$ et $CT = \mathbf{65.79}$

IV.5.1.3 Temps de concentration

La réaction hydrologique d'un bassin versant dépendra du type et de l'intensité de la précipitation qui le sollicite mais aussi de l'état du bassin versant : le *temps de concentration* des eaux sur le bassin.

Le temps de concentration T_c des eaux sur un bassin versant se définit comme la durée maximum nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier.

Il est composé de trois termes différents :

t_h : Temps d'humectation. Temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau qui tombe avant qu'elle ne s'écoule.

t_r : Temps de ruissellement ou d'écoulement. Temps qui correspond à la durée d'écoulement de l'eau à la surface ou dans les premiers horizons de sol jusqu'à un système de collecte (cours d'eau naturel, collecteur).

t_a : Temps d'acheminement. Temps mis par l'eau pour se déplacer dans le système de collecte jusqu'à l'exutoire.

Le temps de concentration T_c correspond donc à la somme de ces trois termes, soit :

$$t_c = \max(\sum(t_h + t_r + t_a)) \quad \text{Équation 9}$$

Le temps de concentration peut être déduit de mesures sur le terrain ou s'estimer à l'aide de formules le plus souvent empiriques. Il existe plusieurs types de relations qui permettent d'estimer T_c (Giandotti, Kirpich, Basso, Passini, Service routier de Californie etc...). Les travaux du service hydrologique de l'A.N.R.H fondés sur la comparaison et le contrôle de six de ces relations ont permis de constater que la relation (anonyme) relevée de l'ouvrage de R.BOURRIER (2, p55) était la plus performante.

Cette relation se présente sous la forme :

- **Relation anonyme :**

$$\text{Équation 9 } T_c = 4 \left(\frac{\sqrt[3]{SL}}{\sqrt{P}} \right)^{0,75}$$

- **Formule de GIANDOTTI**

$$\text{Équation 11 } T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_p}{0,8\sqrt{H_{MOY} - H_{MIN}}}$$

Les calculs conduisent à la valeur $T_c = 2.04$

IV.5.2 Conclusion

Les principaux résultats auxquels nous sommes parvenus apparaissent dans le (Tableau 10 Caractéristiques principales du bassin versant de l'oued Sidi Ali).

La valeur de l'indice de compacité de Gravélius caractérise un bassin de forme relativement ramassé.

Les paramètres de relief révèlent une dissymétrie des altitudes et une forte pente matérialisée par des reliefs assez fort dans la partie amont. La densité de drainage caractérise un réseau hydrographique développé (7.10 Km/Km^2).

Ces caractéristiques indiquent à l'échelle du bassin un temps de concentration élevé entraînant un coefficient de torrencialité fort et déterminent un ruissellement et une évaporation plus importante par rapport à l'infiltration. Le ruissellement est d'autre part ralenti par une couverture végétale relativement développée à l'amont du bassin et une assise lithologique à caractère essentiellement imperméable.

Tableau 10 : Caractéristiques principales du bassin versant de l'oued Sidi Ali.

Superficie	5.06 Km ²
Périmètre	11.86 Km
Indice de compacité de Gravélius	1.45
Longueur du rectangle équivalent	4.92 Km
Largeur du rectangle équivalent	1.03 Km
Indice de pente globale	60.01
Altitude maximum	1070 m
Altitude minimum	646 m
Altitude moyenne calculée	843 m
Altitude de fréquence	842.19 m
Altitude la plus fréquente	950-700 m
Longueur du thalweg principal	6.31 Km
Pente du thalweg principal	0.067 m/m
Densité de drainage	4.98 Km/Km ²
Temps de concentration	2.04 h

IV.6 Pluviométrie moyenne annuelle

Le bassin étant de taille réduite, il existe peu de pluviomètres situés directement à l'intérieur. Nous avons donc utilisé les mesures des pluviomètres localisés dans les sous bassins versants mitoyens à celui dans lequel s'intègre le bassin de Oued djerrataiouaz. Nous avons utilisé la station positionnée sur le même versant que l'emplacement du sous bassin versant de l'oued djerrataiouaz, donc soumises au même régime climatique. Les paramètres pluviométriques la station sont regroupés dans le tableau .

Tableau 11 : Stations pluviométriques utilisées

RÉFÉRENCES A.N.RH		COORDONNEES LAMBERT (M)		ALTITUDE (M)	PERIODE D'OBSERVATIO N
Code	Station	X	Y	Z	Années
050905	BARIKA	742,30	235	456	1975-1994

La pluviométrie moyenne annuelle pour la station de Barika est 222.7 mm.

Variations saisonnières des précipitations

La variation mensuelle des précipitations dans l'année conditionne, en relation avec les facteurs thermiques, l'écoulement saisonnier et par là même le régime des cours d'eau ainsi que celui des nappes aquifères.

Tableau 12: Pluies Moyenne mensuelle de la station de Barika

Mois	jan	fev	mar	avr	mai	juin	juil	aout	sep	oct	nov	dec	total annuell
Moyenne mensuelle	26,4	19,1	22,5	16,6	14,4	15,2	1,6	4,7	24,8	29,8	25,3	22,3	222,7

IV.6.2 Apport Moyen Inter Annuel

L'apport moyen inter annuel (A_{moy}) peut se calculer à l'aide de la relation :

$$A_{moy} = P_{moy} \times C_e \times S \quad (m^3) \quad \text{Équation 10}$$

Dans laquelle :

P_{moy} = Pluviométrie moyenne inter annuelle sur le bassin versant en (m)

C_e = Coefficient d'écoulement

S = Superficie du bassin versant en (m^2)

Pour l'estimation du coefficient d'écoulement, l'A.N.R.H propose d'utiliser la relation $C_e = f(P_{\text{moy}})$ élaborée à partir de données hydrologiques de 18 petits bassins versants. Cette relation tient compte des conditions d'écoulements spécifiques.

Plusieurs autres relations expérimentées en Algérie du Nord ont été proposées pour le calcul de l'apport moyen inter annuel. Citons :

Relation de SAMIE : $Le = (293 - 2.2 \times \sqrt{S}) P_{\text{moy}}^2$ Équation 11

Relations de DERI : $Amoy = 0.513 \times P_{\text{moy}}^{2.683} \times D_d^{0.50} \times S^{0.842}$
 $Amoy = 0.915 \times P_{\text{moy}}^{2.683} \times D_d^{0.50} \times S^{0.842}$ Équation 14

Formule de MALLET-GAUTHIER

Équation 15 $C_e = 0,6 \left(1 - 10^{-0,36P^2} \right)$

$Le = P \cdot C_e$

. Les résultats obtenus apparaissent dans le tableau n 7 ci-dessous.

Tableau 13: Apport moyen inter annuel

Données Auteurs	Apport moyen interannuel (Hm^3)	Lame Ecoulée L_e (mm)
Mallet - G	0.02722281	5.38
SAMIE	0.07228708	14.29
DERI.1	0.09518633	-
DERI.2	0.16977681	-
Moyenne	0,091118258	9.84

Nous retiendrons donc notre bassin versant un apport moyen interannuel moyen égal à **0.10 Hm³**. Cette valeur sera utilisée pour la suite des calculs.

IV.6.3 Apport fréquentiel

IV.6.3.1 Coefficient de variation

Pour les cours d'eau non jaugés, on a recours généralement soit à l'analogie des Oueds observés, soit aux formules empiriques.

$$\text{Ou: } C_v = \frac{0,93}{M_o^{0,23}} * K_s \quad \text{Équation 16}$$

Mo: module spécifique 1/s/Km²

Ks: coefficient de réduction qui tient compte de la pérennité d'écoulement de l'oued (Ks = 1 pour les oueds temporaires et Ks = 0,25 pour les oueds pérennes).

Nous adoptons la distribution LOG NORMALE (GALTON) qui s'ajuste bien en général aux séries observées, l'expression de la loi s'écrit:

Dans notre cas Ks = 1, ce qui donne un Cv = 0.370

IV.6.4 Etude fréquentielle des apports liquides

$$\text{Équation 17 } A_f \% = \frac{Ae^{u\sqrt{\ln(CV^2+1)}}}{\sqrt{CV^2+1}}$$

Ou :

A : apport moyen annuel

Af % : apport liquide de fréquence donnée

Cv : coefficient de variation

U : variable de Gauss

L'expression simplifiée s'écrit:

$$A_f \% = 0,094 e^{u \cdot 1.066}$$

Tableau14: les apports liquides de différentes fréquences

Fréquence	80	50	20	10	5	2	1	0.5	0,2
Variable de Gauss	-0.845	0.00	0.845	1.284	1.640	2.057	2.327	2.579	3.089
Af %	0.069	0.094	0.127	0.149	0.169	0.196	0.216	0.237	0.285

IV.6.4.1 Apports solides

L'estimation du volume d'envasement de la retenue est déterminée en utilisant la relation de

TIXERONT :

$$T_a = K R^{0,15}$$

K	DEGRÉ DE PERMÉABILITÉ
8.5	Élevée
75	Moyenne
350	Moyennefaible
1400	Faible
3200	Imperméabilité

Ou

$$K = 75$$

R: lame d'eau écoulée, mm (R =Le = 9.84 mm)

Ta: taux d'abrasion, T/Km²/an

On trouve un taux d'abrasion égal a:

$$T_a = 105.7 \text{ T/Km}^2/\text{an}$$

En considérant un poids spécifique de 1,6 T/m³ , le volume mort ou garde d'envasement se calcule comme suit:

$$\text{Équation 18 } V_s = \frac{S * T_a * t}{1,6}$$

Ou:

t: est la durée de vie du barrage en années

(dans notre cas on prendra t = 10 années)

On majore le taux d' abrasion à 115 T/Km²/an

On aura un volume mort majoré à :3636.88m³

On majore le volume mort par 10.000 m³

IV.7 Pluies journalières maximales

La série des pluies maximales journalières enregistrées à la station de Barika a été choisie car la plus représentative des maximas journaliers pouvant se produire dans le bassin versant de Oued Sidi Ali..

Cette série a été ajustée à différentes lois de probabilité, la loi de Gumbel s’est révélée la plus adéquate (figure 07).

Les résultats apparaissent ci-dessous.

Moyenne	Ecart type	Minimum	Maximum
24,578	10,01	0	54,0

Nous reproduisons les valeurs de la pluie maximale journalière pour différentes périodes de retour.

Tableau 15 valeurs de la pluie maximale journalière

Période de retour (ans)	500	200	100	50	20	10	5	2
Variable de Gauss	2.879	2.576	2.327	2.054	1.645	1.282	0.841	00
\bar{P}_{maxj} (mm)	69.13	61.52	55.90	50.32	42.99	37.38	31.54	22.88

Ajustement à une loi de Gumbel

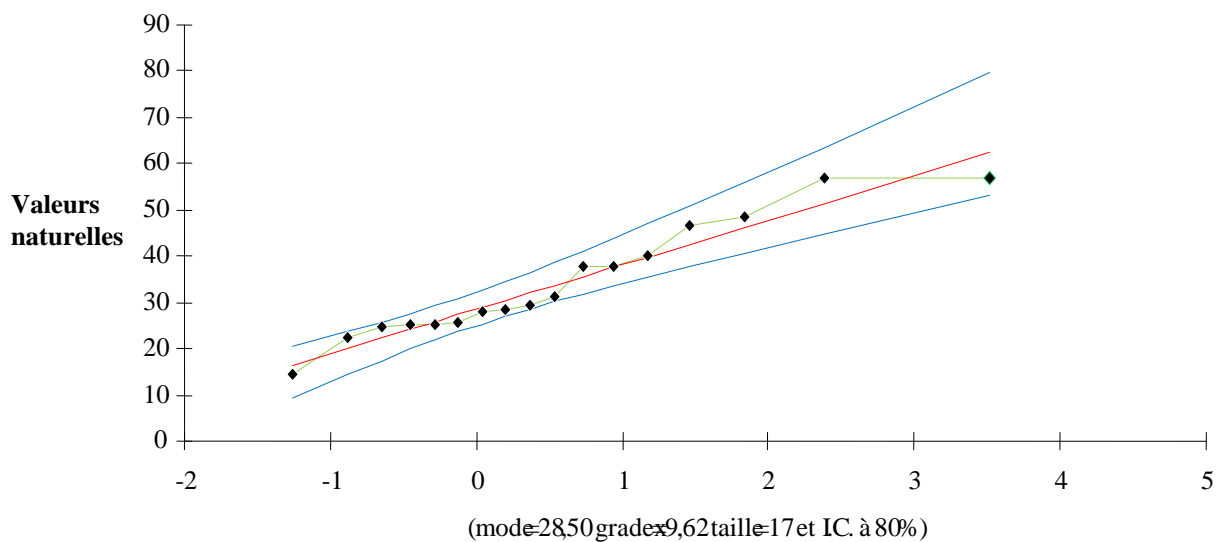


Figure 7 : Ajustement à la loi de Gumbel

IV.8 Pluies de courte durée

Les pluies de courte durée pour différentes fréquences ont été déterminées à l'aide de la relation préconisée par l'A.N.R.H (Body) :

$$\text{Équation 12} \quad P_{tc} = P_{j_{\max}} \left(\frac{t}{24} \right)^b$$

Avec :

P_{tc} = Pluie de courte durée de fréquence égale à celle de $P_{j_{\max}}$ (mm)

$P_{j_{\max}}$ = Pluie journalière maximale de fréquence voulue (mm)

t = Temps considéré en heures.

b = Exposant climatique (pour notre région, $b = 0.23$).

Les résultats obtenus pour une durée égale au temps de concentration (T_c) et pour différents temps de retour sont reportés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 16 Pluies fréquentielles de courte durée

Période de retour (ans)	500	200	100	50	20	10	5	2
$\bar{P}_{\max j}$ (mm)	69.13	61.52	55.9	50.32	42.9	37.3	31.5	22.8
			0		9	8	4	8
P_{tc} (mm)	39,21	34,9	31,71	28,54	24,39	21,2	17,89	13

IV.9 Etude des crues

IV.9.1 Débits maximaux fréquents

L'absence de données observées nous a contraint à utiliser les formules empiriques les plus adéquates.

L'une des formules les plus utilisées est celle de TURAZZA qui s'exprime de la manière suivante :

$$Q_{p\%} = \frac{1}{C} \times I_{p\%} \times S \quad \text{Équation 20}$$

Où : $Q_{p\%}$ = Débit maximum de fréquence (P%)

C = Coefficient de ruissellement lié à la probabilité d'occurrence

$I_{(P\%)} =$ Intensité de la pluie de fréquence (P%) pour une durée égale au temps de concentration T_c .

$S =$ Superficie du bassin versant.

D'après son auteur, il est recommandé d'affecter les valeurs suivantes au coefficient (C).

Tableau 17 : les valeurs de coefficient (C).

Période de retour (ans)	500	200	100	50	20	20	5	2
P_{tc} (mm)	39,21	34,9	31,71	28,54	24,39	21,2	17,89	13
C	0,75	0,725	0,7	0,65	0,625	0,6	0,55	0,525

Rappelons que : $I_{p\%} = \frac{P_{tc(p\%)}}{T_c}$ Équation 21

Tableau 18 : Intensité de la pluie de fréquence (P%) pour une durée égale au temps de concentration T_c .

Période de retour (ans)	500	200	100	50	20	10	5	2
P_{tc} (mm)	39,21	34,9	31,71	28,54	24,39	21,2	17,89	13
I (P%)	13,93	12,39	11,26	10,14	08,66	07,53	06,35	04,61

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 19 : Débits fréquents obtenus par la méthode Turraza

Période de retour (ans)	500	200	100	50	20	10	5	2
P_{tc} (mm)	39,21	34,9	31,71	28,54	24,39	21,2	17,89	13
I (P%)	19,22	17,11	15,54	13,99	11,95	10,39	8,77	6,36
$Q_{p\%}$	20,26	17,43	15,29	12,78	10,5	8,77	6,78	4,69

La 2eme méthode celle de SOKOLOVSKY):

$$Q_{\max} = \frac{0,28 P_{tc(p\%)} C_e S}{t_m} * f \quad \text{Équation 22}$$

f : coefficient de forme de la crue , $f = 12/(4+3\gamma)$, on prend $\gamma=2,50$ d'où $f=1.04$

hydrogramme triangulaire

γ	2,0	2,5	3,0	4,0
F	1,20	1,04	0,92	0,75

t_m : temps de montée , en heures où $t_m = f (t_a)$

t_a : étant la durée de l'averse $t_a = t_c, = t_m$ cas des petits bassins versants

C_e : Coefficient de ruissellement en fonction de la fréquence,

Tableau 20 : Débits fréquentiels obtenus par la méthode Sokolovsky

Période de retour (ans)	500	200	100	50	20	10	5	2
Ce	0,75	0,725	0,7	0,65	0,625	0,6	0,55	0,525
Ptcp%(mm)	39,21	34,9	31,71	28,54	24,39	21,2	17,89	13
Qmaxp% (m3/s)	20,83	17,92	15,72	13,14	10,8	9,01	6,97	4,83

La 3eme method celle de Mallet–Gauthier

$$Q_{\max,p\%} = 2K \log(1 + AP) S / \sqrt{Lp} \sqrt{(1 + 4 \log T - \log(s))} \quad \text{Équation 2}$$

S : superficie du Bassin versant, (Km^2);

P : pluie moyenne annuelle en (m);.

A : Coefficient régionale; **A=20**.

K : Constante du bassin Varie entre 1 et 3; **K=2**.

T : période de retour en années.

Lp : longueur du talweg principale en (km) ;

Tableau 21 Débits fréquentiels obtenus par la méthode Mallet–Gauthier

Période de retour (ans)	500	200	100	50	20	10	5	2
Ce	0,75	0,725	0,7	0,65	0,625	0,6	0,55	0,525
Ptcp%(mm)	39,21	34,9	31,71	28,54	24,39	21,2	17,89	13
Qmaxp% (m3/s)	19,77	18,29	17,09	15,81	13,92	12,3	10,4	7,27

Choix du débit de crues (débit de dimensionnement)

D'après les résultats obtenus par les différentes méthodes de calcul de débit de crues, on remarque que les valeurs obtenues par la méthode de SOKOLOVSKY et celle de TURRAZA sont très proches l'une de l'autre et cela pour les différentes fréquences de calcul.

On remarque que les résultats obtenus par la méthode de MALLET GAUTHIER sont en rapport aux autres valeurs.

Pour ces raisons, et pour ne pas faire un surdimensionnement ou sous dimensionnement, on opte pour les valeurs moyennes données par les quatre formules comme débits de dimensionnement.

Tableau 22 : Débits fréquents arrêtés pour les calculs

Période de retour (ans)	500	200	100	50	20	10	5	2
Q_{max}% (m³/s)	20,29	17,88	16,04	13,91	11,74	10,03	8,06	5,6

Les volumes des crues maximales pour un temps de retour donné sont calculés à l'aide de la formule suivante :

Les volumes des crues maximales pour un temps de retour donné sont calculés à l'aide de la formule suivante :

$$\text{Équation 13} \quad V_{\text{max \%}} = \frac{(Q_{\text{max \%}} \times T_c)}{F} \quad (\text{m}^3)$$

$Q_{\text{max \%}}$ = Débit de crue maximale pour une fréquence donnée (m³/s)

T_c = Temps de concentration (s)

F = Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue,

Tableau 23 Les volumes des crues maximales pour un temps de retour

Temps de retour (ans)	10	20	50	100
V_{max} (10⁶m³)	1,148	1,149	1,1428	1,1429

IV.9.2 Hydrogramme de crues

La schématisation géométrique proposée par SOKOLOVSKI pour le tracé des hydrogrammes de crues permet de pallier l'absence de stations de mesures hydrométriques.

Cet auteur donne à l'hydrogramme de crue la forme d'une courbe fermée par deux paraboles jointes au sommet dont les équations sont les suivantes :

$$\text{Équation 14} \quad Q_t = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^m$$

Avec :

Q_t = Débit à l'instant t en heures après le début de la crue (m^3/s)

Q_{\max} = Débit maximal de la crue (m^3/s)

t_m = Temps de montée de la crue en heures. L'auteur préconise pour les bassins $t_m = T_c$

m = Exposant de la parabole, pour les crues pluviales $m = 2$.

Equation de la courbe de décrue :

$$\text{Équation 15} \quad Q_{(t')} = Q_{\max} \left(\frac{t_d - t'}{t_d} \right)^n \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

Avec :

$Q_{(t')}$ = Débit à l'instant t' en heures, après la pointe de la crue (m^3/s)

t_d = Durée de la décrue en heures. $t_d = \delta \times t_m$, pour les petits bassins peu perméables on prend $\delta = 2$ et donc $t_d = 2.t_m$

n = Exposant de la parabole pour les crues pluviales, $n = 3$.

Le détail des calculs est reporté dans le tableau 18 et les hydrogrammes de crues pour différents temps de retour sont représentés sur la figure 8.

Tableau 24: Histogrammes de crues pour différentes périodes.

Temps (h)	Q10 ans	Q25 ans	Q50 ans	Q100 ans
0	0	0	0	0
1	1,14	0,984	0,829	0,707
1,2	1,642	1,418	1,194	1,017
1,4	2,235	1,929	1,626	1,385
2	4,562	3,938	3,317	2,826
2,2	5,52	4,764	4,014	3,42
2,4	6,569	5,67	4,777	4,07
3	10,26	8,86	7,464	6,359
3,1	10,96	9,46	7,97	6,79
3,2	10,44	9,01	7,591	6,467
3,4	9,445	8,152	6,868	5,851
4	6,846	5,909	4,979	4,242

4,2	6,1	5,265	4,436	3,779
4,4	5,41	4,67	3,934	3,352
5	3,656	3,156	2,659	2,265
5,2	3,169	2,736	2,305	1,964
5,4	2,728	2,355	1,984	1,69
6	1,653	1,426	1,202	1,024
6,2	1,37	1,183	0,996	0,849
6,4	1,122	0,968	0,816	0,695
7	0,56	0,483	0,407	0,347
7,2	0,426	0,368	0,31	0,264
7,4	0,315	0,272	0,229	0,195
8	0,101	0,087	0,073	0,063
8,2	0,061	0,053	0,045	0,038
8,4	0,034	0,029	0,024	0,021

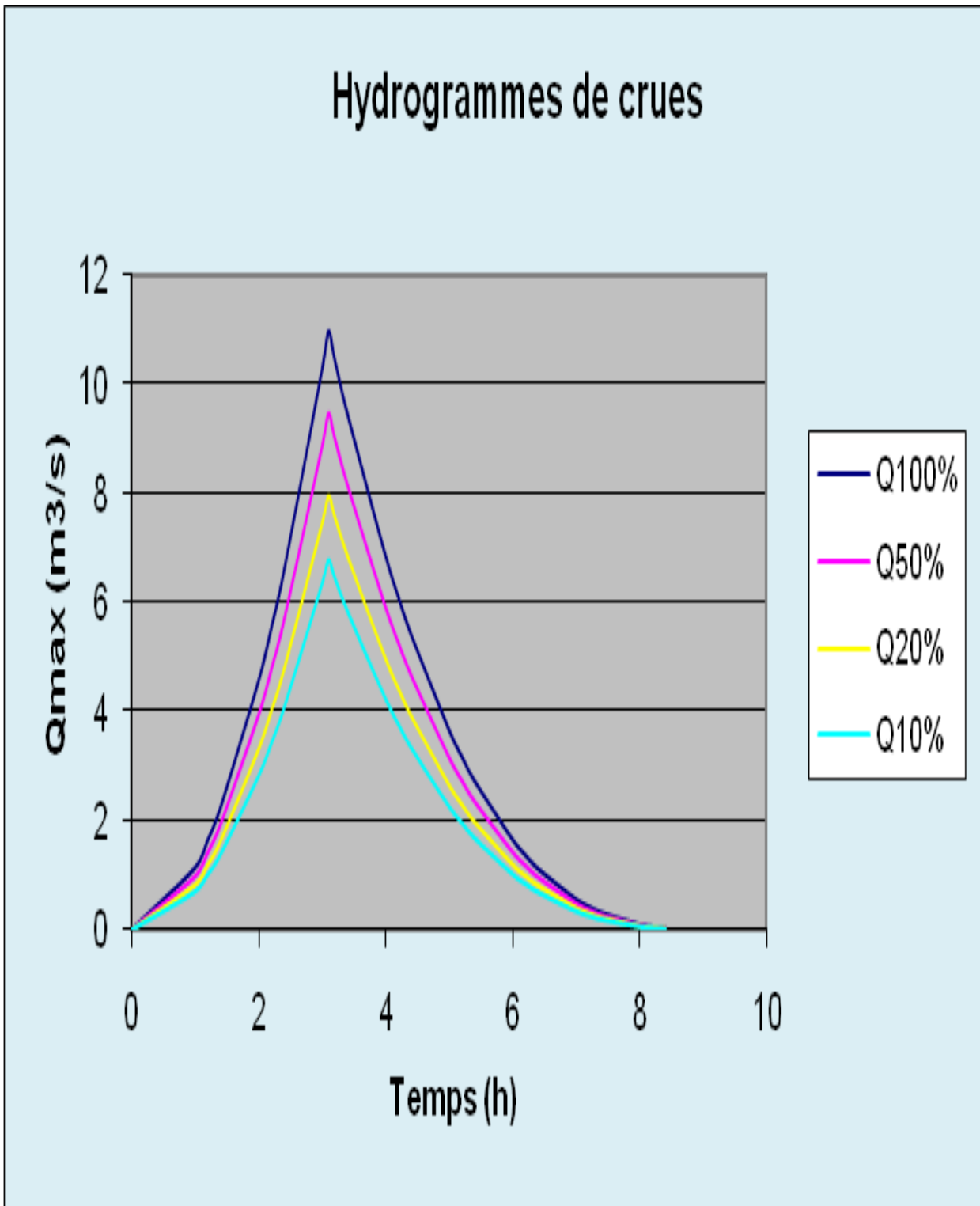


Figure 8 :Hydrogrammes de crues

IV.10 Conclusion

Pour le calcul des apports et de ses différentes caractéristiques, nous avons été amené à utiliser la station pluviométrique située à BARIKA à proximité du bassin versant de l'Oued Sidi Ali.

Plusieurs formules empiriques ont été utilisées pour la détermination de l'apport moyen interannuel, le résultat retenu est égal à **0.10 Hm³**. Valeur qui a été utilisée pour la suite des calculs.

Concernant l'apport solide, il est de l'ordre de 3700 m³ pour une durée de 10 ans.

La série des pluies maximales journalières enregistrées à la station de Barika a été choisie car la plus représentative des maximas journaliers pouvant se produire dans le bassin versant de Oued Sidi Ali. Cette série a été ajustée à différentes lois de probabilité, la loi de Gumbel s'est révélée la plus adéquate. Pour une période de retour 20 ans, on trouve une valeur de 42.99 mm. Pour la même période de retour, les pluies fréquentielles de courte durée pour une durée égale au temps de concentration a donné 24.39 mm.

Les débits maximaux fréquents déterminés à l'aide de formules empiriques (Turazza , SOKOLOVSKY et Mallet–Gauthier) donnent des résultats assez concordants. Toutefois, nous avons retenu la moyenne des méthodes qui nous paraît la plus adaptée aux petits bassins versants. qui prend en considération l'ensemble des paramètres physico climatiques du bassin versant. Ces résultats ont permis le calcul des volumes des crues maximales pour un temps de retour donné.

Nous avons enfin clos ce chapitre par la schématisation géométrique proposée par SOKOLOVSKI pour le tracé des hydrogrammes de crues.

IV.11 ETUDE DE LA REGULARISATION

IV.11.1 Objectifs et méthodologie

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

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

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

IV.11. 2 Paramètres de base de l'étude de la régularisation

IV.11. 2. 1 Apports liquides mensuels

Compte tenu de l'absence de stations hydrométriques sur l'oued en étude, la répartition mensuelle des débits retenus est celle des précipitations

Les calculs ont été réalisés sur des bases mensuelles.

Tableau 25 : Les Apports liquides mensuels

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Année
Ai%	11,14	13,38	11,36	10,01	11,85	8,58	10,1	7,5	6,47	6,83	0,72	2,11	100%
Ai (10 ⁶ m ³)	0,0077	0,0092	0,0078	0,0069	0,0082	0,0059	0,0070	0,0052	0,0045	0,0047	0,0005	0,0015	0.069

IV.11. 2. 2 Courbes Hauteur/Surface/Capacité.

Après les levés topographiques de la surface de la retenue collinaire, On trace la courbe, HAUTEUR/SURFACE/CAPACITE a partir de l'équation suivante.

$$\Delta V = \Delta h \times (S1+S2)/2$$

ou :

ΔV : volume partiel de la retenue collinaire.

Δh : la hauteur entre $h_n - h_{n+1}$ m.

S1 : surface partielle 1 (ha).

S2 : surface partielle 2 (h).

L'établissement du Plan d'eau en courbe de niveau donne, d'une part les variations des volumes de la retenue en fonction de la cote du Plan d'eau, ce qui permettra de fixer la variation de la retenue normale ; d'autre part la variation de la surface submergée de la retenue en fonction de la cote du Plan d'eau permettra de calculer les pertes par évaporation.

Les résultats sont portés dans le tableau 26

Tableau 26: COURBE/HAUTEUR/SURFACE VOLUME

N	Cotes (m)	Surfaces (m²)	Surfaces Moyennes (m²)	Volumes Partiaux (m³)	Volumes Totaux (m³)
1	645	0			
2	646	190	95	95	95
3	647	852	521	521	616
4	648	2115	1483,5	1483,5	2099,5
5	649	3533	2824	2824	4923,5
6	650	5313	4423	4423	9346,5
7	651	7324	6318,5	6318,5	15665
8	652	9326	8325	8325	23990
9	653	12318	10822	10822	34812
10	654	16289	14303,5	14303,5	49115,5
11	655	20497	18393	18393	67508,5

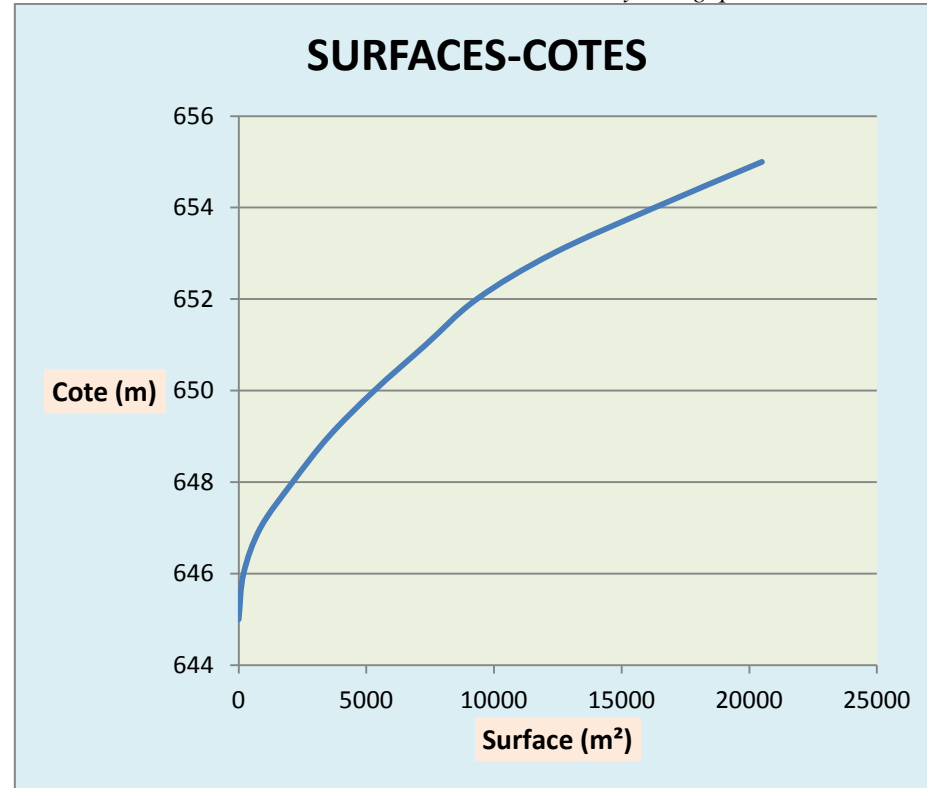


Figure 9 : Courbe Surface Cote

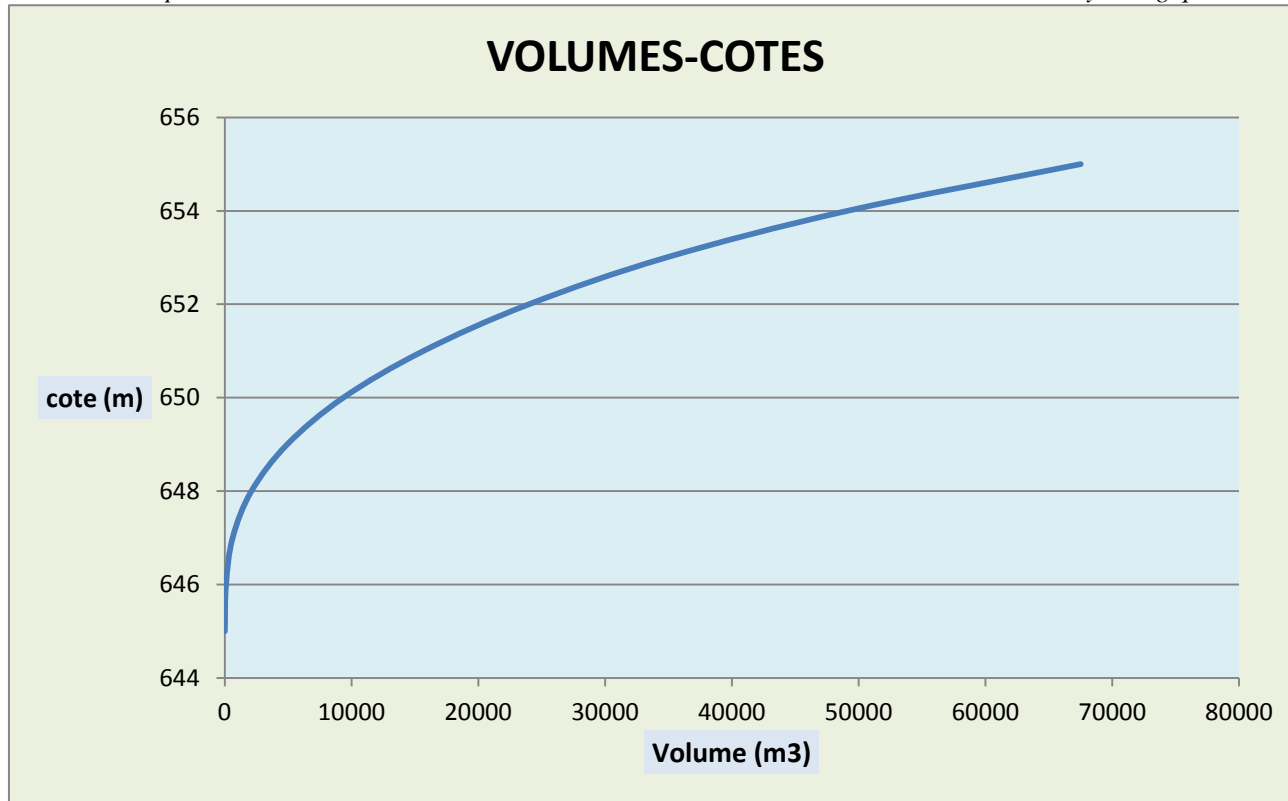


Figure 10 : Courbe Volume Cote

IV.11.2.3 L'évapotranspiration.

L'évapotranspiration a été déterminée par la relation en utilisant l'évaporation.

$$ETP \text{ (mm)} = 0.6 * E_{vp} \text{ (mm)} / 0.8 * K$$

K = coefficient de correction mensuel pris dans le tableau N° XII selon la méthode utilisée par L'ANRH (Notice explicative de la carte des évapotranspirations potentielles du nord de l'Algérie : Edition juin 2002).

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Somme
Evaporation (mm)	58	67	124	172	210	298	310	270	241	144	87	55	2036
K	0.9	0.85	0.60	0.55	0.55	1	1	1	0.65	0.70	0.85	0.90	
ETP (mm)	48,33	59,12	155	234,5 5	286,3 6	223,5	232, 5	202,5	278,0 8	154,29	76,76	45,83	1996,8 2

Tableau 27: Répartition de l'évapotranspiration

IV.11.3 Estimation des besoins en eau.

Etant donné que le périmètre d'irrigation n'est pas encore défini, nous avons estimé les besoins en eau d'irrigation par le bilan simplifié :

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Somme
EVP(mm)	241	144	87	55	58	67	124	172	210	298	310	270	2036
ETP (mm)	278,08	154,29	76,76	45,83	48,33	59,12	155	234,55	286,36	223,5	232,5	202,5	1996,82
Pluie brute (mm)	24,8	29,8	25,3	22	26	19,1	22,5	16,6	14,4	15,2	1,6	4,7	222,7
K	0.65	0.70	0.85	0.90	0.90	0.85	0.60	0.55	0.55	1	1	1	
Pluie utile (mm)	17.9	20.3	15.9	13.4	15.9	12.0	14.6	11.6	10.2	14.9	1.6	4.4	151.2
ETR	180,80	108,00	65,25	41,25	43,50	50,25	93,00	129,00	157,50	223,5	232,5	202,50	1527
Besoins (mm)	162.9	87.7	49.3	27.8	27.6	38.2	78.4	117.4	147.3	208.6	230.9	198.1	1374.3
Besoins (%)	11.9	6.4	3.6	2.0	2.0	2.8	5.7	8.5	10.7	15.2	16.8	14.4	100.0

$$\text{Besoin} = \text{ETR} - P_{\text{utile}}$$

$$\text{ETR} = K * \text{ETP}$$

La pluie utile est déterminée selon le TAB N° 8 du Bulletin FAO d'irrigation et d'aménagement N°25, Précipitations efficaces (édition FAO 1977).

Tableau 28: Répartition des Besoins

IV.11.4 Principe de calcul

La méthode de calcul du bilan hydrique est basée sur la formule suivante:

$$C_r = v_{\text{initial}} + A_1 + \sum \text{pertes}$$

Ou:

C_r : capacité de la retenue.

V_{initial} : volume au début du mois.

A_1 : apport mensuel.

B_1 : besoin mensuel.

$$\sum \text{pertes} = V_{\text{eva}} + V_{\text{inf}} + B_i$$

$$V_{\text{eva}} = E_{\text{va}} * s$$

Ou:

E_{va} : évaporation en (mm).

S : surface du plan d'eau qui correspond au volume initial en m^2 .

Ou:

V_t : volume total ($39.500 m^3$)

V_u : volume utile en m^3

V_{mort} : volume mort m^3

IV.11.5 Résultats et conclusion

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

Niveau normal de la retenue: 653,30 m,NGA

Volume au niveau normal: 0,040 hm^3

Volume mort: 10.000 m^3

Volume régularisable : 45.800 m^3

Ainsi, la retenue sera dimensionnée pour un apport de fréquence 80% ;

Résultats sans tenir compte des pertes.

TABLEAU D'ÉQUILIBRE ANNUEL						
Mois	Répartition	Apports	Répartition	Besoins	V +	V -
	App. %	x 10 ⁶ m ³	Bes. %	x 10 ⁶ m ³	x 10 ⁶ (m ³)	x 10 ⁶ (m ³)
1	11.8	8142	2.0	1380	6762	0
2	8.6	5934	2.8	1932	4002	0
3	10.1	6969	5.7	3933	3036	0
4	7.5	5175	8.5	5865	0	690
5	6.5	4485	10.7	7383	0	2898
6	6.8	4692	15.2	10488	0	5796
7	0.7	483	16.8	11592	0	11109
8	2.1	1449	14.4	9936	0	8487
9	11.1	7659	11.9	8211	0	552
10	13.4	9246	6.4	4416	4830	0
11	11.4	7866	3.6	2484	5382	0
12	10.0	6900	2.0	1380	5520	0
	100.0	69000	100	69000	29532	29532

Volume total = 10.000 + 29.532 = 39.532 m³.

Volume régularisé = 69.000 m³.

Cote N.N.R. = 653,30 m; Surface inondable : 13620 m²; Volume Total : 39.500,00 m³.

REGULARISATION ANNUELLE (en tenant compte des pertes)

Mois	Repartition des apports %	Vol, ent, m ³	Repartition des besoins %	Vol, besoin m ³	V + m ³	V - m ³	V ini, m ³	V moy, m ³	S moy, m ²
1	11.8	8142.0	2.0	916.0	7226	0	26434	30047	11001
2	8.6	5934.0	2.8	1282.4	4652	0	32722	35048	12384
3	10.1	6969.0	5.7	2610.6	4358	0	36193	38372	13306
4	7.5	5175.0	8.5	3893.0	1282	0	38518	39159	13525
5	6.5	4485.0	10.7	4900.6	-416	0	37082	36874	12890
6	6.8	4692.0	15.2	6961.6	0	2270	33591	32456	11667

7	0.7	483.0	16.8	7694.4	0	7211	27520	23914	9308
8	2.1	1449.0	14.4	6595.2	0	5146	17184	14611	6989
9	11.1	7659.0	11.9	5450.2	2209	0	10000	11104	5872
10	13.4	9246.0	6.4	2931.2	6315	0	10683	13840	6743
11	11.4	7866.0	3.6	1648.8	6217	0	15888	18997	8125
12	10.0	6900.0	2.0	916.0	5984	0	21208	24200	9384

100.0 69000 45800

Apport total

: 69000 m³ Volume utile : 29500 m³

Volume utile+ mort

: 39500 m³

V fin m³	Z evap, Mm	Vol, evap, m³	Vol, inf, m³	Pertes m³	Rejets m³
32722	58	638	300	939	0
36193	67	830	350	1180	0
38518	124	1650	384	2034	0
37082	172	2326	392	2718	0
33591	210	2707	369	3076	0
27520	298	3477	325	3801	0
17184	310	2885	239	3125	0
10004	270	1887	146	2033	0
10683	241	1415	111	1526	0
15888	144	971	138	1109	0
21208	87	707	190	897	0
26434	55	516	242	758	0

Pertes : 23196 0

Volume		
barrage:	39500	m^3
Surface inondable :	13620	m^2
Cote N.N.R. :	653,30	m

Cote N.N.R. = 653,30 m; Surface inondable : 13620 m^2 ; Volume Total : 39500 m^3 .

Légende :

1: Mois

2: App. : Apport mensuel (%)

3 : App. : Apport mensuel (m^3)

4 : Bes. : Besoin mensuel (%)

5 : Bes. : Besoin mensuel (m^3)

6 : V + : Apport – Besoin (+) (m^3)

7 : V - : Apport – Besoin (-) (déficit) (m^3)

8 : V ini : Volume au début du mois = Volume à la fin du mois précédent (m^3)

(Septembre = Volume mort)

9 : V moy: Volume moyen du mois = Volume au début du mois

+ 1/2 (Apport – besoins) (m^3)

10 : S moy : Surface du plan d'eau moyenne du mois (m^2)

11 : V fin : Volume à la fin du mois = Volume au début du mois

+ Apport – Besoins – Pertes (m^3)

12 : Z eva. : La lame évaporée (**mm**)

13 : P ev. : Pertes par évaporation mensuel = Z ev. X Surfaces du plan d'eau

moyenne du mois (m^3)

14 : P inf : Pertes par infiltration mensuelle (majorée à 1 % du volume moyen

mensuel de la retenue) (m^3)

15 : Pertes : Pertes totale mensuelle = P ev. + P inf (m^3)

16 : Rejet : l'excès d'eau (m^3)

Vol. Reg. : Volume régularisé : Volume donné par la retenue : **45800 m^3**

Surf. à irrig. : Surface à irriguée par la retenue = Vol.Reg./ 5000 = **9 Hectares.**

Le volume régularisé représente 46 % des apports moyens du bassin versant.

IV.12 Etude de laminage des crues

Après l'identification des crues et la définition de leurs paramètres représentatifs, nous décrivons à présent les conditions hydrologiques de l'amortissement des crues et en particulier l'effet de laminage engendré par la retenue qui réduit le volume et la pointe des débits instantanés déversés par l'évacuateur.

La définition de la longueur définitive de l'évacuateur de crue est un problème en relation avec l'avant projet. De ce fait, l'étude du laminage de crue a été réalisée pour des valeurs variables de longueurs du déversoir.

IV.12. 1. Paramètres utilisés dans le calcul de laminage

IV.12. 1. 1 Paramètres de la courbe Hauteur/surface/capacité.

$$H(T) = \left[\frac{Vb(T)}{wx} \right]^{wx}$$

Relation qui rend compte d'une courbe parabolique.

Ou bien $Hb(T) = V * K + A$; Relation qui rend compte d'une droite linéaire.

Cette dernière relation a été prise en considération dans le calcul du laminage des crues .car au delà de la cote 882,50 m, la courbe devient approximativement linéaire.

IV.12. 1. 2. Type de déversoir

Le déversoir considéré est du type droit avec un coefficient de débit égal à 0,42.

L'expression du débit sortant est exprimée par la relation suivante:

$$Q(T) = Md * \sqrt{2g} * B * [H(T) - H_{crit}]^{3/2}$$

Avec.

B : longueur du déversoir, m

H crête : cote du seuil du déversoir, m NGA

H(T): variation de la lame d'eau au dessus du seuil du déversoir, m NGA

Q(t) : variation du débit lamine, m³/s.

IV.12.2. CONCLUSION

Le laminage de crues est effectuée en considérant la cote du niveau normal de retenue soit $NNR = 653,30 \text{ m}$, NGA et un volume correspondant de $VNNR 0,040 \text{ Hm}^3$. Par ailleurs, la hauteur maximale des hautes eaux prise en compte est de $654,17 \text{ m}$, NGA, cote correspondant à la crête de la retenue est $654,30$.

Les calculs proprement dits ont été réalisés sur ordinateur et les résultats de laminage de crues pour des longueurs de déversoir considérées sont présents dans les tableaux qui suivent (annexes).

L'étude du laminage fait apparaître un effet de laminage faible en égard à la capacité de la retenue .

En effet, si nous prenons une longueur de déversoir $b=30\text{m}$, la crue centennale ($Q= 16,04 \text{ m}^3/\text{s}$) est réduite par effet de laminage à un débit de $15,06 \text{ m}^3/\text{s}$ soit une efficacité de laminage de $6,1 \%$.

Les résultats de laminage des crues pour des longueurs b (8,10 et 12 m) sur les tableaux suivants. (voir les Annexes)

IV.13 . Conclusions:

La retenue collinaire SIDI ALI ayant les coordonnées Lambert suivantes :

Z : 645 Y : 222,850 X : 751,950

est située à l'exutoire du bassin versant de la retenue citée auparavant.

Ce bassin versant est d'une surface de 5,06 km² et d'un périmètre de 11,86km.

Il est caractérisé par des précipitations annuelles moyennes de 222 mm, d'où un apport moyen annuel de l'ordre de 0,10 Hm³.

Il est caractérisé aussi par un relief de pente assez fort, par une absence de la couverture végétale d'où un taux d'abrasion considérable, pour un taux d'abrasion de 250 T/km²/an, le volume mort est de l'ordre de 10000 m³.

La crue du projet (centennale) est de l'ordre de : 16,04 m³/s, elle se réduit après le laminage par un déversoir d'une largeur de 10 m à 15,06 m³/s.

(laminage de 6,1%)

La retenue collinaire projetée est caractérisée par :

- Une capacité de 39500 m³.
- Une hauteur jusqu'au niveau normal de 7,00 m.
- Une hauteur totale de la digue de 8,00 m.
- Un volume régularisé de 45800 m³.
- Un volume utile de 29500 m³.
- Efficience hydrologique 46 %
- Un volume mort de 10000 m³.
- Cote Volume mort : 650,20 m.
- Cote N.N.R. : 653,30 m.
- Cote de la crête : 655,10 m.
- Cote de la paroi de protection : 656,10 m.
- Largeur de l'évacuateur de crue est 10 m.
- La lame déversée est 0,87 m.

La retenue projetée est jugée du point de vue hydrologique faisable.



DIMENSIONNEMENT ET STABILITE

Chapitre 05 : Etude De Stabilité et dimensionnement

V.1. Calcul statique de la digue:

Le calcul statique de la digue se résume à la vérification de la stabilité de la digue au glissement qui peut être engendrer par la poussée hydrostatique de l'eau et de la poussée active des sédiments à l'amont ainsi que la définition des contraintes au niveau du joint de contact béton fondation.

V.2. Forces appliquées

a) Cas de charges normales.

C'est les charges dont la valeur est connue (poids propre) ou bien on est en mesure de déterminer assez exactement leurs effets (poussée de l'eau, variation de la température etc....).

b) Cas de charge exceptionnelle.

Le risque que ces charges se produisent n'est pas très grand, leurs valeurs sont étroitement liées aux conditions locales (tremblement de terre, etc....).

c) Combinaison de sollicitations.

En général, on combine les cas suivants :

- Lac vide sans séisme.

- Lac vide avec séisme.

- Lac plein sans séisme.

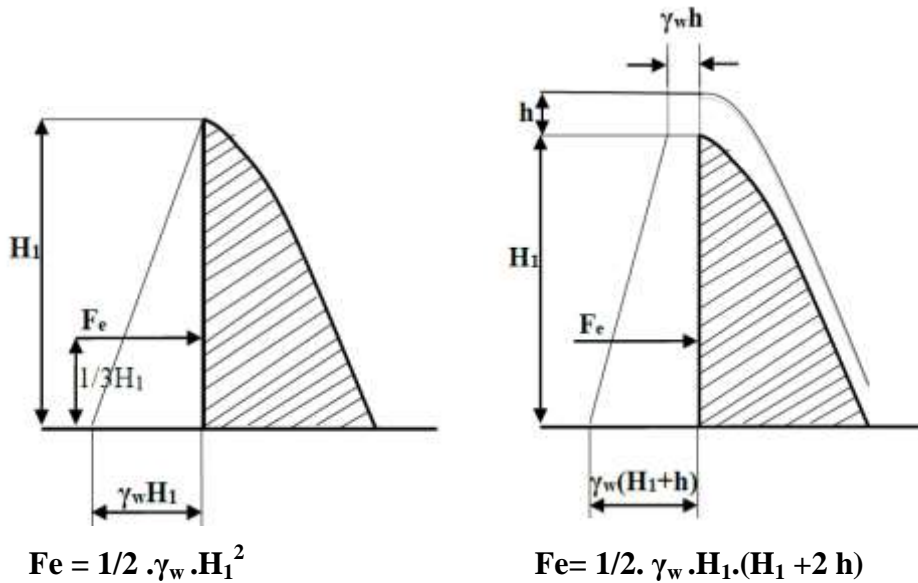
- Lac plein avec séisme.

1. Poids propre du barrage.

Le poids du béton dépend de compacité, généralement la masse volumique du béton considéré dans les calculs est de l'ordre de (2,4 à 2,5) t/m³.

Le volume des vides dans le corps du barrage (puits, galeries etc....) est estimé à (1 à 2)% du volume global du béton et il peut être négligé sauf si ces vides sont importants, il faut les déduire, particulièrement pour les barrages poids.

2 . Poussée de l'eau.



On doit ajouter la poussée des terres saturées qui s'accumulent au pied amont du barrage.

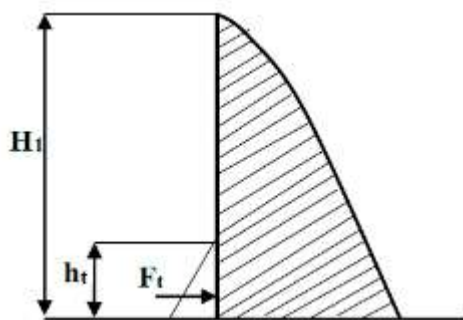
$F_t = 1/2 \cdot \gamma_t \cdot h_t^2 \cdot \text{tg}^2 (\pi / 4 - \Phi/2)$

Avec : γ_t - poids volumique des sédiments (1,2 à 1,6) t/m3.

h_t épaisseur des sédiments.

ϕ - angle de frottement interne (15° à 30°).

Si on a une présence d'eau à l'aval du barrage, il faut tenir compte de la poussée d'eau aval et procéder à son calcul de la même manière que pour la poussée de l'eau à l'amont.



3 .Sous pressions.

En général les fondations d'un barrage sont considérées comme imperméables ou traitées pour le devenir, mais dans la réalité elles ne sont jamais absolument étanches et donc l'eau de la retenue

peut s'y infiltrer en exerçant une pression voisine de la pression hydrostatique sur la base du barrage. Mais en raison de la porosité du béton, il est admis qu'un flux d'eau traverse ce béton, ce flux est évidemment freiné une perte de charge de l'amont vers l'aval.

Les pores du béton sont donc soumis à une pression interstitielle de même valeur que la pression hydrostatique à l'amont et qui va en diminuant. Il est à signaler que la qualité du béton intervient en fait dans la durée nécessaire pour établir une circulation d'eau et aussi dans la valeur du débit de fuite d'eau. Mais n'intervient pas dans la modification de la valeur des pressions et leur répartition.

La surface d'application de cette pression est importante car les points de contact des grains d'agrégats et du ciment sont très localisés. Des études menées ont démontré que cette surface d'application est quasiment indépendante de la qualité du béton et qu'elle est de l'ordre de (93 à 97)% d'une surface plane.

Dans le même sens d'idées, il faut aussi tenir compte du fait que les pores sont pleins d'eau qui représente 10% du volume global du béton.

Ainsi, dans le calcul des pressions interstitielles, on doit réduire de 25% environ la sous pression calculée pour une surface plane s'exerçant sur un point donnée de l'assise ou d'une coupe plane considérée.

Ce qui peut expliquer, qu'il est impossible de concevoir que la pression puisse s'appliquer à la totalité de la fondation, ce qui reviendrait à considérer que le barrage est posé sur un plan d'eau. On admet donc que la sous pression ne s'applique que sur une fraction de la surface du barrage. Le coefficient de réduction de cette sous pression est fonction de la qualité des fondations et de l'importance du barrage. la valeur du coefficient réducteur peut prendre les valeurs suivantes :

- Excellent rocher et bien injecté - 0,7 à 0,8.
- Rocher moyen et bien injecté - 0,75 à 1,0.
- Dans le cas de doute on considère simplement un coefficient de 1,0.

Cas d'absence d'eau à l'aval du barrage voir (schéma 1)

$$F_{sp} = 1/2 \cdot \gamma_w \cdot H_1 \cdot B$$

Avec :

F_{s.p}- Force des sous pressions.

B- base du barrage.

Cas de présence d'eau à l'aval du barrage voire (schéma 2)

$$F_{s.p} = 1/2 \cdot \gamma_w \cdot H_1 \cdot (H_1 + H_2) \cdot B$$

Avec :

F_{s.p}- Force des sous pressions.

H1- hauteur d'eau amont.

H2- hauteur d'eau aval.

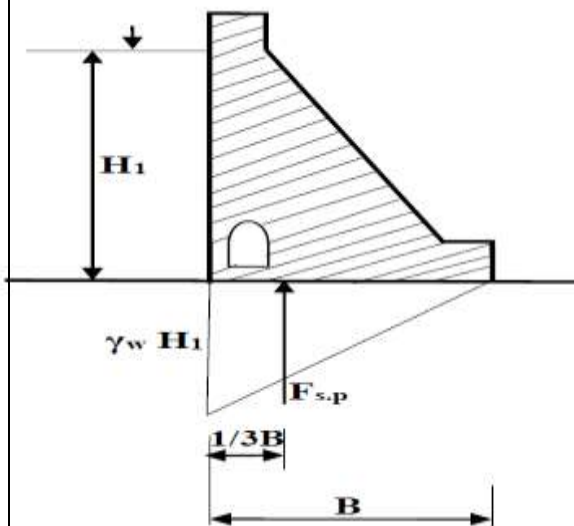


Schéma 01

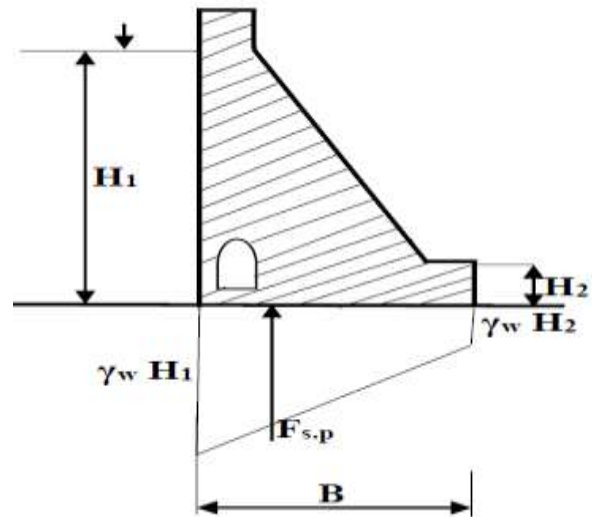
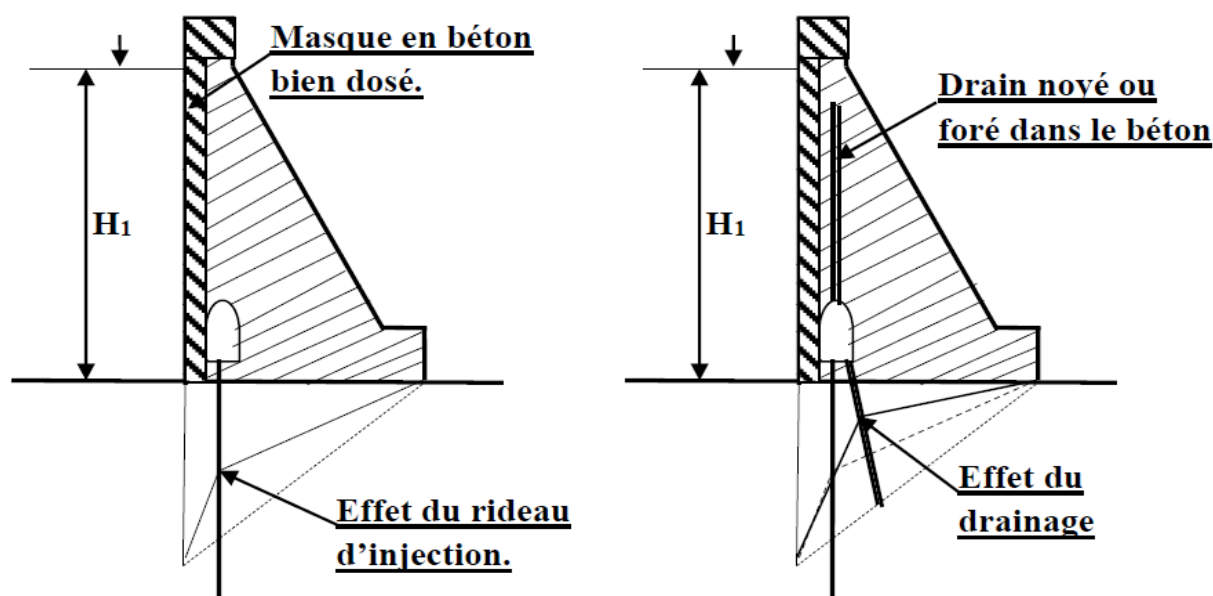


Schéma 02

4. Moyens de réduction de la sous pression.

- prévoir un masque amont imperméable de béton de haute qualité.
- Imperméabiliser les fondations par un rideau d'injection de ciment.
- Prévoir des drains à l'aval du rideau d'injection.



5. Action du séisme.

Les tremblements de terre provoquent des accélérations qui engendrent dans les ouvrages des efforts supplémentaires (force d'inertie). Ces accélérations peuvent se développer dans toutes les directions, mais se sont celles horizontales qui sont les plus dangereuses pour les ouvrages. Ces tremblements de terre provoquent aussi de grands vagues qui peuvent être nuisible à la sécurité de ces ouvrages.

L'accélération horizontale due au séisme est donnée pour les plus forts sur ce tableau.

degré	Effets	Accélération horizontale.
≤ 7	Les maisons se lézardent, les livres tombent	(0,01 à 0,025).g
8 à 9	Destruction totale ou partielle des constructions.	(0,05 à 0,10).g
9 à 10	Destruction de la majorité des constructions.	(0,1 à 0,25).g

6. Effets de la température.

a) Echauffement et refroidissement du béton.

Il est constaté que durant la prise du béton, le ciment dégage de la chaleur (il est admis qu'1 Kg de ciment portland de qualité dégage 78 à 80 calories.). L'expérience a montré que plus le

dosage du ciment est élevé et plus la quantité de calories dégagée est faible, ceci s'explique par le fait que les grains de ciment ne s'hydratent pas complètement et la réaction est d'autant moins importante que la quantité de ciment est plus grande.

L'élévation de la température adiabatique du béton (massif qui ne peut pas perdre de la chaleur) est par expérience :

- 20° pour un dosage de 150 Kg/m³.

- 27° pour un dosage de 200 Kg/m³.

- 30° pour un dosage de 250 Kg/m³.

- 32° pour un dosage de 300 Kg/m³.

Il est admis que le maximum d'échauffement est pratiquement atteint, après cinq ou six jours, ce maximum s'ajoute à la température du béton frais. Ainsi, s'il n'y a pas de pertes de chaleur (comme pour les gros massifs de béton) pendant un court laps de temps, la température d'un béton dosé à 250Kg/m³ s'élèverait à $8^{\circ}+20^{\circ}=38^{\circ}$, $12^{\circ}+30^{\circ}=42^{\circ}$ etc... (avec 8°, 12°, ... température du béton frais).

b) Effets du refroidissement lent d'un barrage massif.

Dans un barrage, les surfaces de refroidissement se réduisent aux seules surfaces des parements, donc le refroidissement naturel est très lent (une durée d'une année parfois plusieurs années). Si le barrage est coulé d'un seul bloc, les contraintes de traction résultant d'un tel refroidissement, avec le béton qui est de moins en moins déformable, provoqueraient à coup sûr une fissuration préjudiciable à l'ouvrage. Pour éviter ce problème le barrage doit être coulé en plots séparés par des joints définitifs ou provisoires.

c) Nécessité d'accélérer le refroidissement du béton.

Il est nécessaire d'accélérer le refroidissement du béton dans les barrages pour les raisons suivantes :

Pour les barrages massifs, il est préférable que le refroidissement se fasse pendant que le béton est jeune et qu'il peut se déformer sans fissurations.

- .pour les barrages voutes ou les joints de retrait doivent être bouchés avant la mise en eau ne peuvent attendre des années pour être mis en service.

d) Techniques d'accélération de refroidissement du béton de barrages.**- Refroidissement naturel.**

Dans le cas des barrages minces (jusqu'à 12 m) le refroidissement naturel par les deux parements est assez rapide, néanmoins, on doit prévoir des joints de retrait et les pots sont coulés l'un contre l'autre (généralement les plots adjacents à un plot sont bétonnés plusieurs semaines après son bétonnage) et les joints dans un barrage voûtés sont injectés au printemps après leur coulage avant l'hiver où la température ambiante est basse.

Pour le cas de barrages épais, le refroidissement naturel par les deux parements est insuffisant, donc on peut prévoir entre les plots des brèches provisoires de refroidissement qui seraient bouchées par du béton après un certain temps (habituellement au printemps après avoir coulé le béton avant l'hiver).

- Refroidissement du béton durant son durcissement.

Dans le but d'accélérer le refroidissement du béton artificiellement, on peut noyer dans le béton des tuyaux métalliques (serpentins) dans lesquels on fait circuler de l'eau froide. Les tuyaux sont posés horizontalement tous les 2 à 3 mètres de hauteur et avec un écartement de 1,5 à 3,0 mètres.

- Refroidissement initial du béton frais.

Dans les pays chauds, on procède au refroidissement du béton frais on y ajoutant au lieu de l'eau une poudre de glace fabriquée dans des installations frigorifiques, en soufflant de l'air très froid à travers les agrégats et le ciment ou on faisant couler de l'eau froide sur les agrégats.

- Emploi de ciment à lent dégagement de chaleur.

Actuellement, on fabrique du ciment à très lent dégagement de chaleur qu'on peut utiliser dans la construction des barrages en béton.

V.3 Actions auxquelles sont soumis les barrages en béton.**V.3.1 Introduction.**

On désigne par action, tout phénomène qui produit des sollicitations dans les différentes sections de l'ouvrage. On distingue en général deux groupes de sollicitations:

V.3.2 Actions permanentes : suivant les axes des coupes

V.3.2.1 Poids propre G : (pour 1ml de longueur).

Cette action est favorable à la stabilité de l'ouvrage.

Le poids (G) est appliqué au centre de gravité G de profil.

Le poids = S x 2,5. —————> G , le poid total①

Poids Coupe	Surfaces	Poids total (T)
Coupe 1-1	2.09	5.23
Coupe 2-2	6.00	15.00
Coupe 3-3	13.93	34.83
Coupe 4-4	25.69	64.23
Coupe 5-5	33.60	84.00
Coupe 6-6	42.76	106.90
Coupe 7-7	43.43	108.58
Coupe 8-8	37.88	94.70
Coupe 9-9	25.59	63.98
Coupe 10-10	17.40	43.50
Coupe 11-11	7.75	19.38
Coupe 12-12	2.60	6.50

V.3.2.2 Poussée des sédiments saturés :

Pression horizontale des terres s'accumulant au pied amont du barrage. (Envasement)

$$F_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot h^2 \cdot \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\Phi}{2} \right).$$

γ_t =Poids volumique immergé des sédiments.

$$\gamma_t = 1,6 \text{ T/m}^3$$

h : épaisseur de la couche de sédiments en (m)

Angle de frottement interne des sédiments ($\phi = 25^\circ$), (compris entre 15° , 20° , 30°)

Le coefficient de poussées est pris Egale à :

$$K_0 = 1 - \text{Sin } \phi \quad \text{—————} \rightarrow \text{Formule de Jacky.}$$

$$K_0 = 1 - \text{Sin } 25 = 0,578$$

F_t :s'exprime en Tonne / mètre de largeur, le diagramme de répartition est triangulaire, la Poussée s'exerçant au centre de gravité.

$$F_t = 1/2 \cdot \gamma_{sat} \cdot h^2 \cdot \text{tg}^2 \cdot (\pi/4 - \rho/2) \cdot T/ml \dots\dots\dots ②$$

Poids Coupe	Hauteur des sédiments	Poussée (T/ml)
Coupe 1-1	0,00	0.00
Coupe 2-2	0,00	0.00
Coupe 3-3	0,00	0.00
Coupe 4-4	0,00	3.75
Coupe 5-5	0,84	6.87
Coupe 6-6	3,04	10.37
Coupe 7-7	3,72	6.96
Coupe 8-8	2,03	8.05
Coupe 9-9	0,00	3.70
Coupe 10-10	0,00	1.18
Coupe 11-11	0,00	0.00
Coupe 12-12	0,00	0.00

V.3.3 Action Variables :

V.3.3.1 Poussée de l'eau et des matières en suspension :

1- l'action de l'eau se manifeste d'abord par la pression qu'elle exerce directement sur le parement (amont) de l'ouvrage.

2- le niveau d'eau à prendre en compte est celui du niveau normal (1) et celui des plus hautes eaux lors de la crue de projet (2) pour chaque coupe.

3- le poids volumique de l'eau pure $\gamma_w = 1000 \text{ kg/m}^3$.

Le poids volumique d'une eau chargée de particules en suspension peut atteindre 1100 à 1200 kg/m³. ou prend $\gamma_w = 1100 \text{ Kg/m}^3$

4- la Poussée résultante s'exerce à un tiers (1/3) inférieur de la hauteur du barrage , H(N.P.H), la pression étant répartie suivant un diagramme triangulaire.

$$P_e = 1/2 \cdot \gamma_w \cdot H^2 \text{ (ouvrage non déversant)}$$

$$P_e = 1/2 \cdot 1,100 \cdot H^2 \text{ (T/ml) } \dots\dots\dots ③$$

Poussée Coupe	Hauteur d'eau NNR	Hauteur d'eau PHE	Poussée (1) (T/ml)	Poussée (2) (T/ml)	Poussée Av (T/ml)
Coupe 1-1	0.00	0.37	0.00	0.08	0.00

Coupe 2-2	0.89	1.76	0.40	1.71	0.00
Coupe 3-3	2.97	3.84	4.40	8.09	0.00
Coupe 4-4	5.12	5.99	13.08	19.70	0.00
Coupe 5-5	6.61	7.48	21.85	30.77	0.00
Coupe 6-6	8.38	9.25	35.11	47.06	0.00
Coupe 7-7	7.57	8.44	28.69	39.22	0.30
Coupe 8-8	6.74	7.61	22.71	31.85	0.00
Coupe 9-9	5.30	6.17	14.04	20.94	0.00
Coupe 10-10	3.61	4.48	6.52	11.04	0.00
Coupe 11-11	1.42	2.29	1.02	2.90	0.00
Coupe 12-12	0.00	0.53	0.00	0.16	0.00

V.3.3.2 Poids de l'eau : (pour 1ml de longueur).

Cette action est favorable à la stabilité de l'ouvrage.

Le poids (Ph) est appliqué au milieu de l'avant radier.

- Le poids d'eau = $L \times 1,0$. \longrightarrow G , le poids total①

Poids Coupe	Longueur	Hauteur d'eau NNR	Hauteur d'eau PHE	Poids eau 1	Poids eau 2
Coupe 1-1	1.00	0.00	0.37	0.00	0.37
Coupe 2-2	1.00	0.89	1.76	0.89	1.76
Coupe 3-3	1.00	2.97	3.84	2.97	3.84
Coupe 4-4	1.00	5.12	5.99	5.12	5.99
Coupe 5-5	1.00	6.61	7.48	6.61	7.48
Coupe 6-6	1.00	8.38	9.25	7.36	8.23
Coupe 7-7	1.00	7.57	8.44	7.57	8.44
Coupe 8-8	1.00	6.74	7.61	6.39	7.26
Coupe 9-9	1.00	5.30	6.17	5.30	6.17
Coupe 10-10	1.00	3.61	4.48	3.61	4.48
Coupe 11-11	1.00	1.42	2.29	1.42	2.29
Coupe 12-12	1.00	0.00	0.53	0.00	0.53

V.3.3.3 : Actions des sous-pressions sous la fondation:

Quelle que soit la qualité du rocher de fondation, l'eau y pénètre progressivement, ce phénomène étant dû à la porosité, à la fissuration, ou à la fracturation de la roche de fondation.

Ces interstices de la fondation sont occupés par de l'eau qui exerce une pression, cette pression joue un rôle particulièrement important pour la stabilité de l'ouvrage à la surface de contact Béton –Rocher.

En considère que la sous Pression s'établit sous tout l'ouvrage avec des valeurs varient entre la charge amont = $\gamma_w \cdot H$ et zéro pour les parties du barrage non déversantes.

Pour la partie déversante les sous pressions varient du $\gamma_w \cdot H$ et $\frac{1}{2} \gamma_w (H+h)$ au point de drainage et du $\frac{1}{2} \gamma_w (H+h)$ (ou point de drainage et h à l'aval.

h : hauteur d'eau après le déversoir.

Ou : $\gamma_w = 1000 \text{ Kg/m}^3$

H : la hauteur d'eau dans le cas de la crue de projet en m

$\mu = \gamma_w \cdot H$ en T/m^2④

Nous calculons les sous pressions pour les deux cas :

Cas de fonctionnement normal (1)

Cas de passage de crue de projet (2)

Poussée Coupe	Hauteur (1) amont d'eau	Hauteur (2) amont d'eau	Hauteur(2) aval d'eau	S/Pression(1) (T/ml)	S/Pression(2) (T/ml)
Coupe 1-1	0.28	1.15	0.00	0.90	1.32
Coupe 2-2	2.26	3.13	0.00	4.06	5.62
Coupe 3-3	4.49	5.36	0.00	11.81	14.10
Coupe 4-4	6.49	7.36	0.00	21.97	24.91
Coupe 5-5	7.69	8.56	0.00	29.49	32.83
Coupe 6-6	7.72	8.59	0.00	33.89	37.71
Coupe 7-7	7.72	8.59	0.77	39.72	48.16
Coupe 8-8	7.72	8.59	0.00	30.69	34.15
Coupe 9-9	6.47	7.34	0.00	21.84	24.77
Coupe 10-10	5.00	5.87	0.00	14.13	16.58
Coupe 11-11	2.85	3.72	0.00	5.76	7.51
Coupe 12-12	0.65	1.52	0.00	1.18	1.82

V.3.4 Calcul de la stabilité :

L'étude de stabilité des barrages rigides concerne l'équilibre d'ensemble de l'ouvrage comprend :

V.3.4.1 Stabilité au glissement :

Cas d'un barrage non déversant sur le bord supérieur :

La résistance à des forces horizontales (résistance au cisaillement) est offerte par les fondations grâce à leur cohésion « C » et à leur coefficient de frottement « Tg φ ».

Habituellement on néglige la cohésion « C » considérant qu'il s'agit d'une caractéristique variable et aléatoire dont la pérennité en milieu saturé n'est pas assurée.

$$\frac{\sum P}{\sum (W - V)} \leq Tg \varphi \text{-----}1$$

(Dans le cas où la cohésion « C » des fondations est = 0).

$$\frac{\sum (W - U) Tg \varphi}{\sum P} \text{-----}2$$

Avec $Tg * \varphi = 0,70$ (coefficient de frottement) $\frac{Pe + Pt + Rv}{W - U} \leq Tg * \varphi$

Les résultats pour les différentes coupes du barrage :

Coupe \ Coef.	$\frac{\sum P}{\sum (W - V)}$ NORMAL	$\frac{\sum P}{\sum (W - V)}$ ACC
Coupe 1-1	0.00	0.02
Coupe 2-2	0.03	0.15
Coupe 3-3	0.17	0.33
Coupe 4-4	0.36	0.52
Coupe 5-5	0.47	0.64
Coupe 6-6	0.42	0.57
Coupe 7-7	0.47	0.67
Coupe 8-8	0.39	0.53
Coupe 9-9	0.37	0.54
Coupe 10-10	0.23	0.39
Coupe 11-11	0.07	0.20
Coupe 12-12	0.00	0.03

Nous constatons que la stabilité au glissement est assurée.

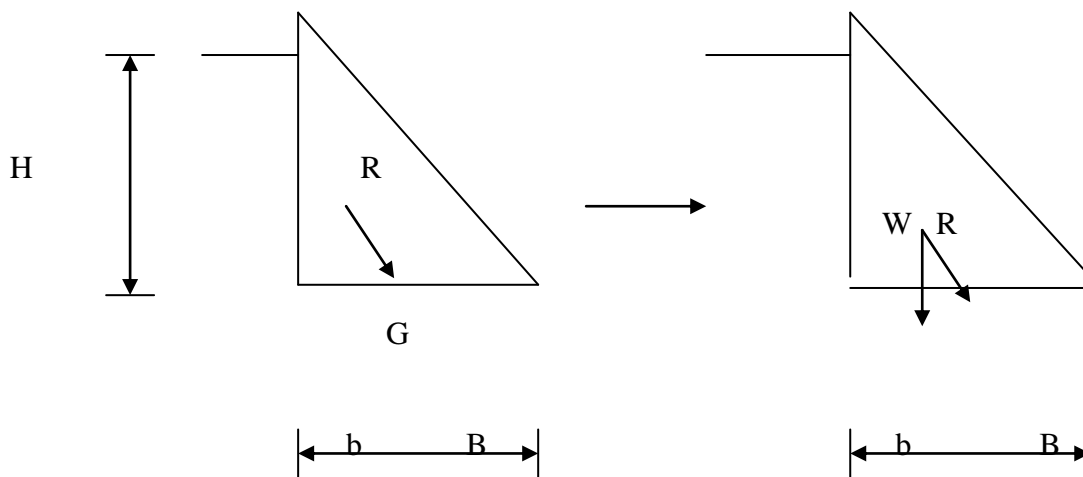
V.3.4.2 Stabilité au renversement :

La cause du renversement est dû à l'existence des forces horizontales suffisamment grandes comparées aux forces verticales pour amener la résultante de toutes les forces agissantes sur le barrage y compris les forces de sous pression en dehors des limites de la surface de base de l'ouvrage.

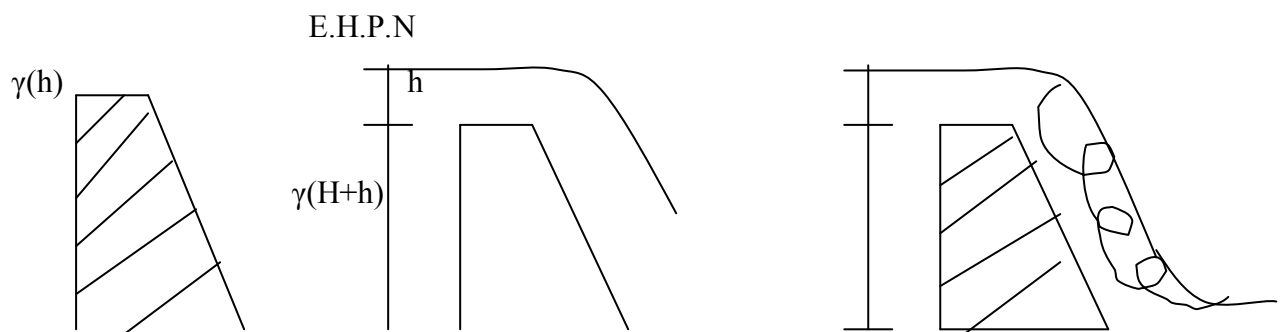
L'étude de stabilité au renversement pourrait consiste à calculer par rapport au point « B » les moments de forces appliquées qui sont :

a- Forces motrices : Poussée de l'eau et sous-pression.

b- Forces résistances : Poids propre de l'ouvrage.



La poussée résultante P_e s'exerce au 1/3 tiers inférieur de la hauteur du barrage (N.P.H.E), la pression étant répartie suivant un diagramme trapézoïdal.



Les résultats pour les différentes coupes du barrage : cas normal

Monment Coupe	M (poids)	M (P-eau)	M (S/pression)	M (P-sed)	$\frac{\sum M}{b}$ NORMAL
Coupe 1-1	8.01	0.00	1.38	0.00	6.64
Coupe 2-2	35.90	0.30	9.71	0.00	25.89
Coupe 3-3	122.12	6.58	41.41	0.00	74.13
Coupe 4-4	289.87	28.30	99.15	4.23	158.18
Coupe 5-5	429.52	56.00	150.80	10.51	212.21
Coupe 6-6	661.35	69.70	209.67	10.72	371.27
Coupe 7-7	781.02	73.83	285.71	10.72	410.76
Coupe 8-8	533.48	52.54	172.87	10.72	297.35
Coupe 9-9	287.89	30.29	98.26	4.16	155.18
Coupe 10-10	163.85	10.86	53.20	0.75	99.04
Coupe 11-11	52.18	0.96	15.51	0.00	35.71
Coupe 12-12	10.36	0.00	1.88	0.00	8.48

Les résultats pour les différentes coupes du barrage : cas accidentel

Monment Coupe	M (poids)	M (P-eau)	M (S/pression)	M (P-sed)	$\frac{\sum M}{b}$ acc
Coupe 1-1	8.01	0.03	2.03	0.00	5.95
Coupe 2-2	35.90	1.79	13.45	0.00	20.67
Coupe 3-3	122.12	14.45	49.43	0.00	58.23
Coupe 4-4	289.87	48.33	112.44	4.23	124.86
Coupe 5-5	429.52	87.80	167.86	10.51	163.35
Coupe 6-6	625.72	106.67	220.73	10.72	287.61
Coupe 7-7	744.82	112.31	330.36	10.72	291.44
Coupe 8-8	501.91	83.01	180.97	10.72	227.22
Coupe 9-9	287.89	51.23	111.48	4.16	121.02

Coupe 10-10	163.85	21.60	62.46	0.75	79.04
Coupe 11-11	52.18	3.59	20.24	0.00	28.35
Coupe 12-12	10.36	0.08	2.89	0.00	7.38

Nous constatons que la stabilité au renversement est assurée pour les deux cas.

V.3.4.3 Stabilité interne :

D'après M. Levy pour qu'il n'apparaisse aucune traction sur les fibres de la section, il suffit que la résultante ne sorte pas du tiers central de la section.

Pour notre cas cette condition est vérifiée.

Pour conserver au niveau du parement amont une contrainte normale suffisante pour qu'en cas de d'infiltration ou de fissure les calculs précédents ne soient pas remis en cause.

M. Levy a montré que la contrainte N_a reste supérieur ou égale à la pression de l'eau au même niveau.

Cette condition est vérifiée pour notre cas.

V.3.4.4 Stabilité poinçonnement :

Il est évident que les fondations rocheuses supportent largement des surcharges imposées par le barrage, il n'est donc pas nécessaire dans ce cas de faire un calcul de stabilité au poinçonnement.

V.4. Etude Genie Civil :

V.4.1 Radier Du Déversoir :

L'épaisseur du radier est 0,70 m.

Deux nappes d'aciers ont été projetées (constructives) T 14 e= 15 cm.

V.4.2 Voiles du Déversoir :

L'épaisseur du voile amont varie de 0,50 et 0,30 m.

Deux nappes d'aciers ont été projetées (constructives) T 12 e= 15 cm.

L'épaisseur du voile de couverture est 0,30 m.

Deux nappes ont été projetées T 12 e = 15 cm.

V.4.3 Murs Bajoyers :

L'épaisseur du murs bajoyers est 0,30 m.

Deux nappes d'aciers ont été projetées (constructives) T 12 e= 15 cm.

V.4.4 Radier Des Parties Non Deversantes :

Les épaisseurs des radiers sont 0,40, 0,60 et 0,70 m.

Pour la première épaisseur deux nappes de T 12 e = 15 cm.

Pour le reste T 14 e = 15 cm.

V.4.5 Voiles D'étanchéité Des Parties Non Déversantes :

Deux nappes de T 12 e = 15 cm. (constructives)

V.4.6 La Chambre des Vannes :

Les épaisseurs des voiles de la chambre des vannes et de la dalle sont 10 cm.

Deux nappes de T 10 e = 15 cm ont été projetées.

V.5 Etude Hydraulique**V.5 .1 Conception de la forme du déversoir :**

Les coordonnées de GREAGER et AFITSEROV pour une lame déversant de 0,87 m

X (h =1 m)	Y(h = 1m)	Surface de la nappe extérieure h = 1 m	Surface de la nappe intérieure h = 1 m	X h = 0,87m	Y h = 0,87m	Surface de la nappe extérieure h = 0,87m	Surface de la nappe intérieure h = 0,87m
0.0	0.043	-0.781	0.043	0.00	0.037	-0.679	0.037
0.1	0.010	-0.756	0.010	0.09	0.009	-0.658	0.009
0.2	0.000	-0.724	0.000	0.17	0.000	-0.630	0.000
0.3	0.005	-0.689	0.005	0.26	0.004	-0.599	0.004
0.4	0.023	-0.648	0.023	0.35	0.020	-0.564	0.020
0.6	0.090	-0.552	0.090	0.52	0.078	-0.480	0.078
0.8	0.189	-0.435	0.193	0.70	0.164	-0.378	0.168
1.0	0.321	-0.293	0.333	0.87	0.279	-0.255	0.290
1.2	0.480	-0.120	0.500	1.04	0.418	-0.104	0.435
1.4	0.665	-0.075	0.700	1.22	0.579	-0.065	0.609
1.7	0.992	0.438	1.050	1.48	0.863	0.381	0.914
2.0	1.377	0.860	1.470	1.74	1.198	0.748	1.279
2.5	2.140	1.710	2.340	2.18	1.862	1.488	2.036
3.0	3.060	2.760	3.390	2.61	2.662	2.401	2.949
3.5	4.080	4.000	4.610	3.05	3.550	3.480	4.011
4.0	5.240	5.420	6.040	3.48	4.559	4.715	5.255
4.5	6.580	7.070	7.610	3.92	5.725	6.151	6.621

Après la forme du déversoir profil Greager et Afetsérov, le déversoir sera raccordé avec le bassin de dissipation d'énergie type becs déviateurs par un rayon de 3,16 m

V.5.2 Calcul du débit spécifique en dessus du seuil :

$$q = Q / B = 1,506 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

V.5.3 La hauteur critique au niveau du seuil :

$$h_c = (a \cdot q^2 / g)^{1/3} \quad ; \quad \text{en m}$$

$a = 1,10$: coefficient du débit.

$$h_c = 0,63 \text{ m}$$

V.5.4 La vitesse critique:

$$V_{cr} = q / h_{cr} = 2,39 \text{ m/s}$$

V.5.5 La charge totale au dessus du seuil :

$$H_o = 3/2 h_c = 0,95 \text{ m}$$

V.5.6 La pente critique :

$$I_{cr} = (V_{cr} / (75 H_{cr}^{2/3})) = 4,34 \%$$

V.5.7 Détermination de l'énergie cinétique :

$$E_0 = a (V^2 / 2g) + P + h_{div} \quad ; \quad V = 1,73 \text{ m/s.}$$

P = La hauteur de la pelle (m)

$$E_0 = 1,10 (1,73^2 / 2 \times 9,81) + 7,80 + 0,87 = 8,84 \text{ m}$$

$h_{av} = 1.448 \text{ m}$, pour une pente du chenal de 5 pour mille.

$$\Phi(\tau_{ct}) = q / (\varphi E_0^{3/2}) = 0,0603$$

$$\varphi = 0,95$$

$$\tau_{ct}' = 0,0137; \quad h_{ct}' = 0,12 \text{ m.}$$

$$\tau_{ct}'' = 0,2139; \quad h_{ct}'' = 1,89 \text{ m.}$$

Dans ce cas on a :

$$h_{ct}' < h_{cr} \quad (0,34 < 0,63 \text{ m})$$

$$h_{ct}'' > h_{av} \quad (1,89 > 0,67 \text{ m pour une pente de 0,5 pour mille})$$

D'après ces conditions, il découle que le passage du régime est torrentiel au régime fluvial se fait par une manifestation d'un ressaut éloigné, c'est la cause pour laquelle nous avons projeté un bassin de type becs déviateurs.

V.5.8 Calcul des paramètres du bassin.

Le bassin est de type becs déviateurs, le jet se désintègre et retombe dans une cuvette de dissipation à une distance :

$$X = 1,8 (y + V^2/2g) \sin 2\Theta \quad \Theta = 26^\circ$$

$$P_{par} = \sigma h''ct - H_1$$

$$X = 0,39 \text{ m}$$

Nous aménageons un lit sur une longueur de 5 ml.

V.5.9 Canal de fuite :

Le canal est naturel la section du canal est trapézoïdale ; $m = 0.5$

$$I = 0,002 \text{ m/m} \quad ; \quad Q = 15,06 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b = 12,0 \text{ m} \quad ; \quad H_c = 0,54 \text{ m}$$

$$H_n = 0,77 \text{ m} ; S = 9,54 \text{ m}^2, P = 13,72 \text{ m} ; R = 0,69 \text{ et } V = 1,58 \text{ m/s.}$$

Le régime d'écoulement dans le canal de fuite est fluvial, la vitesse d'écoulement est largement inférieure à la vitesse admissible du lit du oued.

Nous concluons que les ouvrages projetés assurent un passage de crue dans des bonnes conditions.

V.5.10 Calcul de la revanche

Revanche aux vagues (Rv)

D'après **H.VARLET**

$$h_v = 1/2 + 1/2 F^{1/2} \quad F = 0.162 \text{ km}$$

$$\text{Ou : } h_v = 0.70 \text{ m}$$

h_v : hauteur des vagues (m).

F : Longueur du Fetch (km).

$$V_v = 3/2 + 2/3 \cdot h_v = 1.97 \text{ m/s}$$

V_v : vitesse des vagues (m/s)

La revanche aux vagues est :

$$R_v = h_v + (V_v^2/2g) + S = 1.20 \text{ m}$$

Ou : **S** = Réserve de sécurité (0.30 m)

Les résultats

La flèche F (km)	0.162
La hauteur des vagues h_v (m)	0.70
La vitesse des vagues V_v (m/s)	1.97
La revanche (m)	1.20

D'après **MALLET PAQUANT** .

$$R_v = h_v + V_v^2 / 2g \quad (\text{m})$$

Les résultats

La revanche (m)	0.90
-----------------	------

D'après la formule simplifiée

$$R_v = 1 + 0.3 F^{1/2}$$

$$R_v = 1.12 \text{ m}$$

D'après la formule de **STFVENSEN**.

$$h_v = 0.75 + 0.34 F^{1/2} - 0.26 F^{1/4} \quad (\text{m})$$

$$V_v = 1.5 + 2h_v \quad (\text{m/s})$$

La revanche aux vagues est $R_v = 0.75h_v + V_v^2/2g$

Les résultats

La hauteur des vagues h_v (m)	0.72
La vitesse des vagues V_v (m/s)	2.94
La revanche (m)	0.98

b) Revanche due aux effets du séisme.

$$a = 0.12.g$$

$$R_s = h_1 + h_2 \quad (\text{ni})$$

Ou :

$h_1 = 0$ % de la hauteur du barrage (tassement).

$$h_2 = 0.75 (K_s \cdot H^2)^{1/3} \quad (\text{m})$$

$$K_s = 0.12$$

$$R_s = h_1 + h_2.$$

Les résultats

La hauteur h_1 (m)	0.00
La hauteur h_2 (m)	1.50
La revanche R_s (m)	1.50

Finalement on aura la revanche $R = 1.50$ m.

$$\text{La Cote de la crête} = \text{NNR} + R + H_{div} = 653.30 + 1.50 + 1.26 = 656.06 \text{ m.}$$

Pour des raisons économiques, nous optons une cote de la crête de : 655.10 m. et la cote de la paroi de protection (en amont) : 656.10 m.

V.6. Caractéristiques des matériaux

V.6. 1 Sol D'assise de la retenue (Rocher)

Caractéristiques physiques du rocher :

$$\text{Poids volumique} = 2.66 \text{ t / m}^3$$

$$\text{Poids spécifique} = 2.68 \text{ t / m}^3$$

$$\text{Porosité} = 0.015$$

Caractéristiques mécaniques

$$\text{Résistance à la compression } R_c = 50 \text{ Mpa}$$

$$\text{Traction simple } R_t = 08 \text{ Mpa}$$

$$\text{Module d'Elasticité } E = 45 \text{ GPa}$$

$$\text{Angle de frottement } \Phi = 40 - 45$$

Caractéristiques chimiques

Teneur en Carbonate $\text{CaCO}_3 = 94.00 \%$

Teneur en Sulfate $\text{SO}_4^- = 0.030 \%$

V.6. 2 Bétons des Ouvrages Hydrauliques.

(BARRAGE - DEVERSOIR – OUVRAGES ANNEXE)

* Ciment C.P.A 45

* Grosseur maximum des granulats $C_g = 25 \text{ mm}$.

* Dosage en ciment 350 Kg/m^3 .

* Densité du Béton 2500 Kg/m^3 (Pour l'utilisation des granulats lourds, tels que le Basalte).

* Valeur caractéristiques du béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation longitudinal du béton** : (module d'élasticité).

a) Instantané : $E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32165 \text{ MPa}$.

b) Diffère : $E_y = E_i / 3 = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10819 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation transversal du Béton.**

$G = E / 2 (1 + \nu)$ avec : E LU $\nu = 0.$, ELS $\nu = 0.2$

-**Contraintes admissibles**

Contraintes admissibles de compression

E.L.U. $\rightarrow \sigma_{bc} = 0.85 \cdot f_{c28} / \gamma_b \cdot \theta$

$\sigma_{bc} = (0,85 \cdot f_{c28}) / (\gamma_b \cdot \theta)$ $\rightarrow \gamma_b = \int_{1.15}^{1.50} \gamma_b = \text{coef de sécurité.}$

$= 1.50 \rightarrow \sigma_{bc} = 14.17 \text{ Mpa}$.

$= 1.15$ - Fondamentale $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ Mpa}$.

E.L.S. $\rightarrow \sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa}$.

V.6. 3 Aciers :

Limite d'élasticité garantie f_e :

* Acier à haute adhérence (H A) $f_e = 400 \text{ MPa}$.

* Acier Doux (Dx) $f_e = 235 \text{ MPa}$ (Non utilise dans ce projet).

* treillis soudés $\emptyset \leq 6$ mm (TS) $f_e = 520$ MPa (Non utilise dans ce projet).

* Module d'élasticité longitudinale.

$$E_s = 200.000 \text{ MPa.}$$

Contraintes limites dans les aciers. *

- **E.L.U** $\sigma_s = f_e/\gamma_s$; ($\gamma_s=1.15$) $\sigma_s = 400/1.15 = 348$ MPa (H. A).

- **E.L.S** la contrainte limite varie selon les fissurations.

(La fissuration est considérée comme étant très préjudiciable pour tous le d'éléments des ouvrages hydrauliques).

V.6. 4 Béton Arme :

- le Poids spécifique γ_n armé $\gamma = 2.5$ t/m³. b = coef de securité

- le Coefficient est considérée comme étant très préjudiciable pour tous les éléments des ouvrages hydrauliques.

La contrainte admissible des aciers est donnee par la formule :

$$\text{EN E.L.U : } \rightarrow \sigma_s = f_e/\gamma_s = 400/1.15 = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \textcircled{1}$$

$$\text{Avec } \sigma_s \leq \min [0,5.f_e ; 90 (n.ft28)0.5] \text{ à L'E.L.S} \dots\dots\dots \textcircled{2}$$

En fissuration très prejudiciale.

Où les variables désignent :

$$\eta = 1.6. \text{ Acier à haute adhérence.}$$

$$f_{t28} = 0.06. f_{c28} + 0.6 = 2.1 \text{ MPa. } \rightarrow \sigma_s = 165 \text{ MPa}$$

La contrainte limite de cisaillement du béton est limitée à :

(Avec les armatures droites $\alpha = 90^\circ$)

$$\sigma \leq \inf (0,1.f_{c28} ; 3 \text{ MPa}).$$

$$T \leq \inf (0,1. 25 \text{ MPa} , 3 \text{ MPa})$$

$$\rightarrow T \leq \inf (2,5 , 3 \text{ MPa}) \rightarrow t = 2,5 \text{ MPa}$$

V.6. 5 Maçonnerie : (nature des matériaux de construction).

* Poids volumique = 2,7 t/m³

Catégorie de la roche = calcaires

* La Maçonnerie .est constituée d'un agencement manuel de moellons Taillés en forme parallélique avec dimensions minimales 20 x 25 x 15 cm, cimentes entre eux par du mortier de haute résistance dosé à 300 Kg/m³.

Maçonnerie

Le barrage est construit en maçonnerie de moellons de calcaire, le parement amont est protégé par un voile d'étanchéité en béton armé d'une épaisseur variable en profondeur du 20 cm à la surface au 50 cm au pied bas des murs de fermetures; et à l'aval en maçonnerie avec un fruit de 1 h /0,7



CONCLUSION

VIII. CONCLUSION GENERALE :

Cette étude a été faite sur la base des rapports géologiques, hydrologique et topographiques bien détaillés.

De point de vue hydrologique, nous estimons que l'apport est suffisamment important pour remplir la future retenue, qui est destinée à l'irrigation.

En analysant les résultats de notre travail, on voit que:

La crue du projet (centennale) est de l'ordre de : $16.04 \text{ m}^3/\text{s}$, elle se réduit après le laminage par un déversoir d'une largeur de 10m à $15.06 \text{ m}^3/\text{s}$.(laminage de 6.1%)

Les ouvrages projetés assurent un passage de crue dans des bonnes conditions.

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur du débit de projet, dans notre cas la solution est une vidange de fond tubulaire en acier, la prise d'eau sera effectuée par simple piquage sur la conduite de vidange dans la chambre des vannes.



ANNEXES

Annexes I

Résultats sans tenir compte des pertes.

<i>TABLEAU D'ÉQUILIBRE ANNUEL</i>						
Mois	Répartition	Apports	Répartition	Besoins	V +	V -
	App. %	x 10 ⁶ m ³	Bes. %	x 10 ⁶ m ³	x 10 ⁶ (m ³)	x 10 ⁶ (m ³)
1	11.8	8142	2.0	1380	6762	0
2	8.6	5934	2.8	1932	4002	0
3	10.1	6969	5.7	3933	3036	0
4	7.5	5175	8.5	5865	0	690
5	6.5	4485	10.7	7383	0	2898
6	6.8	4692	15.2	10488	0	5796
7	0.7	483	16.8	11592	0	11109
8	2.1	1449	14.4	9936	0	8487
9	11.1	7659	11.9	8211	0	552
10	13.4	9246	6.4	4416	4830	0
11	11.4	7866	3.6	2484	5382	0
12	10.0	6900	2.0	1380	5520	0
	100.0	69000	100	69000	29532	29532

Volume total = 10.000 + 29.532 = 39.532 m³.

Volume régularisé = 69.000 m³.

Cote N.N.R. = 653,30 m; Surface inondable : 13620 m²; Volume Total : 39.500,00 m³.

Annexes II

Régularisation annuelle (en tenant compte des pertes)

Mois	Repartition des apports %	Vol, ent, m ³	Repartition des besoins %	Vol, besoin m ³	V + m ³	V - m ³	V ini, m ³	V moy, m ³	S moy, m ²
1	11.8	8142.0	2.0	916.0	7226	0	26434	30047	11001
2	8.6	5934.0	2.8	1282.4	4652	0	32722	35048	12384
3	10.1	6969.0	5.7	2610.6	4358	0	36193	38372	13306
4	7.5	5175.0	8.5	3893.0	1282	0	38518	39159	13525
5	6.5	4485.0	10.7	4900.6	-416	0	37082	36874	12890
6	6.8	4692.0	15.2	6961.6	0	2270	33591	32456	11667
7	0.7	483.0	16.8	7694.4	0	7211	27520	23914	9308
8	2.1	1449.0	14.4	6595.2	0	5146	17184	14611	6989
9	11.1	7659.0	11.9	5450.2	2209	0	10000	11104	5872
10	13.4	9246.0	6.4	2931.2	6315	0	10683	13840	6743
11	11.4	7866.0	3.6	1648.8	6217	0	15888	18997	8125
12	10.0	6900.0	2.0	916.0	5984	0	21208	24200	9384

100.0**69000****45800****Apport total : 69000 m³****Volume utile : 29500 m³****Volume utile+
mort : 39500 m³**

Annexes II

V fin m ³	Z evap, mm	Vol, evap, m ³	Vol, inf, m ³	Pertes m ³	Rejets m ³
32722	58	638	300	939	0
36193	67	830	350	1180	0
38518	124	1650	384	2034	0
37082	172	2326	392	2718	0
33591	210	2707	369	3076	0
27520	298	3477	325	3801	0
17184	310	2885	239	3125	0
10004	270	1887	146	2033	0
10683	241	1415	111	1526	0
15888	144	971	138	1109	0
21208	87	707	190	897	0
26434	55	516	242	758	0

Pertes : 23196 0

Volume

barrage: 39500 m³

Surface inondable : 13620 m²

Cote N.N.R. 653,30 m

Cote N.N.R. = 653,30 m; Surface inondable : 13620 m²; Volume Total : 39500 m³.

Annexes III

Les résultats de laminage des crues pour des longueurs b (8,10 et 12 m)

La largeur B = 8,00 m.

Temps (min)	Débit ent.(m3/s)	Volume ent.(m3)	H div(m)	Cote (m)	Débit sort.(m3/s)	Vol.sort.(m3)	Vol.final(m3)
6.10	0.04	7.34	0.00	563.30	0.00	0.00	39507.34
12.20	0.16	36.69	0.00	563.30	0.00	0.04	39544.00
18.30	0.36	95.40	0.00	563.30	0.00	0.52	39638.87
24.40	0.64	183.46	0.01	563.31	0.02	3.26	39819.06
30.50	1.00	300.87	0.02	563.32	0.05	12.44	40107.50
36.60	1.44	447.64	0.04	563.34	0.14	35.01	40520.13
42.70	1.96	623.76	0.07	563.37	0.30	80.49	41063.39
48.80	2.57	829.23	0.11	563.41	0.57	159.74	41732.88
54.90	3.25	1064.05	0.16	563.46	0.98	283.07	42513.86
61.00	4.01	1328.23	0.22	563.52	1.53	458.41	43383.69
67.10	4.85	1621.76	0.28	563.58	2.24	689.35	44316.11
73.20	5.77	1944.65	0.35	563.65	3.09	974.78	45285.97
79.30	6.78	2296.89	0.42	563.72	4.07	1309.89	46272.97
85.40	7.86	2678.48	0.49	563.79	5.15	1687.42	47264.03
91.50	9.02	3089.42	0.57	563.87	6.32	2100.15	48253.30
97.60	10.27	3529.72	0.64	563.94	7.57	2542.60	49240.42
103.70	11.59	3999.37	0.71	564.01	8.84	3003.71	50236.09
109.80	12.99	4498.38	0.76	564.06	9.88	3426.16	51308.31
115.90	14.48	5026.74	0.82	564.12	11.04	3827.27	52507.77
122.00	16.04	5584.45	0.88	564.18	12.38	4284.69	53807.52
128.10	15.25	5726.31	0.96	564.26	13.89	5084.27	54449.57
134.20	14.49	5442.45	0.99	564.29	14.66	5365.57	54526.44
140.30	13.75	5168.13	0.99	564.29	14.75	5399.35	54295.22
146.40	13.04	4903.19	0.98	564.28	14.47	5297.74	53900.68
152.50	12.35	4647.47	0.96	564.26	14.00	5124.77	53423.38
158.60	11.69	4400.79	0.93	564.23	13.44	4918.50	52905.67
164.70	11.06	4163.00	0.91	564.21	12.84	4697.97	52370.70
170.80	10.44	3933.94	0.88	564.18	12.22	4473.37	51831.28
176.90	9.85	3713.44	0.85	564.15	11.61	4251.08	51293.64
183.00	9.28	3501.33	0.82	564.12	11.02	4033.06	50761.91
189.10	8.74	3297.47	0.79	564.09	10.44	3821.11	50238.27
195.20	8.21	3101.67	0.76	564.06	9.88	3616.49	49723.45

Annexes III

201.30	7.71	2913.78	0.73	564.03	9.34	3418.65	49218.58
207.40	7.23	2733.64	0.71	564.01	8.82	3228.32	48723.89
213.50	6.77	2561.08	0.67	563.97	8.19	2997.01	48287.96
219.60	6.33	2395.94	0.64	563.94	7.61	2787.05	47896.86
225.70	5.90	2238.06	0.61	563.91	7.11	2603.25	47531.67
231.80	5.50	2087.27	0.58	563.88	6.65	2435.12	47183.82
237.90	5.12	1943.41	0.56	563.86	6.23	2278.60	46848.64
244.00	4.75	1806.32	0.53	563.83	5.82	2131.41	46523.54
250.10	4.40	1675.84	0.51	563.81	5.44	1991.47	46207.91
256.20	4.07	1551.79	0.49	563.79	5.08	1858.90	45900.80
262.30	3.76	1434.03	0.47	563.77	4.73	1732.48	45602.35
268.40	3.46	1322.38	0.44	563.74	4.41	1612.72	45312.01
274.50	3.18	1216.68	0.42	563.72	4.10	1499.09	45029.60
280.60	2.92	1116.77	0.40	563.70	3.80	1391.11	44755.25
286.70	2.67	1022.48	0.38	563.68	3.52	1288.94	44488.79
292.80	2.43	933.66	0.36	563.66	3.26	1192.11	44230.35
298.90	2.21	850.14	0.34	563.64	3.01	1100.75	43979.74
305.00	2.01	771.76	0.33	563.63	2.77	1014.42	43737.08
311.10	1.81	698.35	0.31	563.61	2.55	933.24	43502.19
317.20	1.63	629.75	0.29	563.59	2.34	856.50	43275.44
323.30	1.46	565.80	0.27	563.57	2.14	784.86	43056.37
329.40	1.31	506.33	0.26	563.56	1.96	717.62	42845.08
335.50	1.16	451.18	0.24	563.54	1.79	654.64	42641.63
341.60	1.03	400.20	0.23	563.53	1.63	595.75	42446.07
347.70	0.90	353.20	0.21	563.51	1.48	541.06	42258.21
353.80	0.79	310.04	0.20	563.50	1.34	490.16	42078.11
359.90	0.69	270.55	0.19	563.49	1.21	442.90	41905.75
366.00	0.59	234.57	0.18	563.48	1.09	399.15	41741.17
372.10	0.00	0.00	0.16	563.46	0.98	358.95	41382.22
378.20	0.00	0.00	0.16	563.46	0.98	358.95	41023.27
384.30	0.00	0.00	0.16	563.46	0.98	358.95	40664.31
390.40	0.00	0.00	0.16	563.46	0.98	358.95	40305.36
396.50	0.00	0.00	0.16	563.46	0.98	358.95	39946.40
402.60	0.00	0.00	0.16	563.46	0.98	358.95	39587.45

Annexes III

La largeur B = 10,00 m.

Temps (min)	Débit ent.(m3/s)	Volume ent.(m3)	H div(m)	Cote (m)	Débit sort.(m3/s)	Vol.sort.(m3)	Vol.final(m3)
6.10	0.04	7.34	0.00	563.30	0.00	0.00	39507.34
12.20	0.16	36.69	0.00	563.30	0.00	0.04	39543.98
18.30	0.36	95.40	0.00	563.30	0.00	0.65	39638.73
24.40	0.64	183.46	0.01	563.31	0.02	4.05	39818.14
30.50	1.00	300.87	0.02	563.32	0.07	15.42	40103.59
36.60	1.44	447.64	0.04	563.34	0.17	43.34	40507.89
42.70	1.96	623.76	0.07	563.37	0.37	99.01	41032.63
48.80	2.57	829.23	0.11	563.41	0.69	194.53	41667.33
54.90	3.25	1064.05	0.16	563.46	1.17	340.24	42391.14
61.00	4.01	1328.23	0.21	563.51	1.80	542.04	43177.34
67.10	4.85	1621.76	0.27	563.57	2.58	800.22	43998.88
73.20	5.77	1944.65	0.33	563.63	3.49	1109.66	44833.88
79.30	6.78	2296.89	0.39	563.69	4.50	1461.89	45668.88
85.40	7.86	2678.48	0.45	563.75	5.60	1848.39	46498.96
91.50	9.02	3089.42	0.51	563.81	6.77	2262.82	47325.57
97.60	10.27	3529.72	0.57	563.87	8.00	2702.14	48153.15
103.70	11.59	3999.37	0.63	563.93	9.30	3166.10	48986.42
109.80	12.99	4498.38	0.69	563.99	10.68	3655.81	49828.99
115.90	14.48	5026.74	0.74	564.04	11.81	4115.43	50740.30
122.00	16.04	5584.45	0.79	564.09	13.02	4544.72	51780.02
128.10	15.25	5726.31	0.84	564.14	14.45	5287.47	52218.85
134.20	14.49	5442.45	0.87	564.17	15.06	5513.08	52148.22
140.30	13.75	5168.13	0.86	564.16	14.96	5476.52	51839.83
146.40	13.04	4903.19	0.85	564.15	14.53	5317.87	51425.16
152.50	12.35	4647.47	0.83	564.13	13.95	5107.45	50965.17
158.60	11.69	4400.79	0.80	564.10	13.33	4876.99	50488.97
164.70	11.06	4163.00	0.77	564.07	12.68	4642.43	50009.55
170.80	10.44	3933.94	0.75	564.05	12.05	4410.13	49533.36
176.90	9.85	3713.44	0.72	564.02	11.43	4183.43	49063.37
183.00	9.28	3501.33	0.70	564.00	10.81	3955.03	48609.67
189.10	8.74	3297.47	0.66	563.96	10.05	3677.01	48230.13
195.20	8.21	3101.67	0.64	563.94	9.42	3449.46	47882.34

Annexes III

201.30	7.71	2913.78	0.61	563.91	8.87	3245.78	47550.33
207.40	7.23	2733.64	0.59	563.89	8.35	3054.87	47229.10
213.50	6.77	2561.08	0.56	563.86	7.85	2873.46	46916.73
219.60	6.33	2395.94	0.54	563.84	7.38	2701.28	46611.38
225.70	5.90	2238.06	0.52	563.82	6.93	2536.28	46313.16
231.80	5.50	2087.27	0.50	563.80	6.50	2378.29	46022.14
237.90	5.12	1943.41	0.47	563.77	6.09	2227.59	45737.96
244.00	4.75	1806.32	0.45	563.75	5.69	2083.58	45460.71
250.10	4.40	1675.84	0.43	563.73	5.32	1946.09	45190.45
256.20	4.07	1551.79	0.41	563.71	4.96	1815.38	44926.87
262.30	3.76	1434.03	0.40	563.70	4.62	1690.86	44670.03
268.40	3.46	1322.38	0.38	563.68	4.30	1572.01	44420.40
274.50	3.18	1216.68	0.36	563.66	3.99	1459.81	44177.27
280.60	2.92	1116.77	0.34	563.64	3.70	1352.96	43941.07
286.70	2.67	1022.48	0.32	563.62	3.42	1251.68	43711.88
292.80	2.43	933.66	0.31	563.61	3.16	1155.83	43489.70
298.90	2.21	850.14	0.29	563.59	2.91	1065.92	43273.93
305.00	2.01	771.76	0.27	563.57	2.68	980.42	43065.27
311.10	1.81	698.35	0.26	563.56	2.46	900.20	42863.41
317.20	1.63	629.75	0.24	563.54	2.25	825.07	42668.09
323.30	1.46	565.80	0.23	563.53	2.06	754.25	42479.63
329.40	1.31	506.33	0.22	563.52	1.88	687.90	42298.06
335.50	1.16	451.18	0.20	563.50	1.71	625.87	42123.38
341.60	1.03	400.20	0.19	563.49	1.55	568.27	41955.30
347.70	0.90	353.20	0.18	563.48	1.41	514.41	41794.09
353.80	0.79	310.04	0.17	563.47	1.27	464.65	41639.49
359.90	0.69	270.55	0.16	563.46	1.14	418.57	41491.47
366.00	0.59	234.57	0.14	563.44	1.03	375.79	41350.25
372.10	0.00	0.00	0.13	563.43	0.92	336.63	41013.61
378.20	0.00	0.00	0.13	563.43	0.92	336.63	40676.98
384.30	0.00	0.00	0.13	563.43	0.92	336.63	40340.36
390.40	0.00	0.00	0.13	563.43	0.92	336.63	40003.72
396.50	0.00	0.00	0.13	563.43	0.92	336.63	39667.09

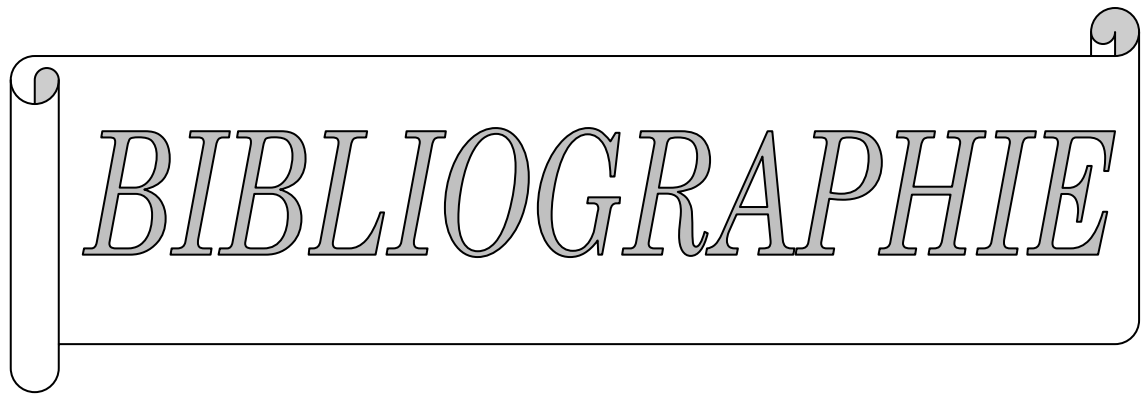
Annexes III

La largeur B = 12,00 m.

Temps (min)	Débit ent.(m3/s)	Volume ent.(m3)	H div(m)	Cote (m)	Débit sort.(m3/s)	Vol.sort.(m3)	Vol.final(m3)
6.10	0.04	7.34	0.00	563.30	0.00	0.00	39507.34
12.20	0.16	36.69	0.00	563.30	0.00	0.05	39543.98
18.30	0.36	95.40	0.00	563.30	0.00	0.78	39638.59
24.40	0.64	183.46	0.01	563.31	0.02	4.86	39817.19
30.50	1.00	300.87	0.02	563.32	0.08	18.45	40099.61
36.60	1.44	447.64	0.04	563.34	0.20	51.56	40495.69
42.70	1.96	623.76	0.07	563.37	0.44	117.01	41002.43
48.80	2.57	829.23	0.11	563.41	0.81	227.54	41604.12
54.90	3.25	1064.05	0.15	563.45	1.34	392.75	42275.42
61.00	4.01	1328.23	0.20	563.50	2.03	615.94	42987.71
67.10	4.85	1621.76	0.25	563.55	2.86	893.66	43715.82
73.20	5.77	1944.65	0.31	563.61	3.80	1217.22	44443.25
79.30	6.78	2296.89	0.36	563.66	4.82	1576.47	45163.66
85.40	7.86	2678.48	0.41	563.71	5.91	1963.47	45878.67
91.50	9.02	3089.42	0.46	563.76	7.06	2374.26	46593.84
97.60	10.27	3529.72	0.52	563.82	8.28	2808.85	47314.71
103.70	11.59	3999.37	0.57	563.87	9.58	3269.17	48044.91
109.80	12.99	4498.38	0.62	563.92	10.95	3757.48	48785.81
115.90	14.48	5026.74	0.68	563.98	12.41	4274.90	49537.64
122.00	16.04	5584.45	0.72	564.02	13.72	4781.81	50340.29
128.10	15.25	5726.31	0.77	564.07	14.98	5484.23	50582.36
134.20	14.49	5442.45	0.78	564.08	15.37	5625.65	50399.16
140.30	13.75	5168.13	0.77	564.07	15.08	5518.32	50048.98
146.40	13.04	4903.19	0.75	564.05	14.52	5314.82	49637.34
152.50	12.35	4647.47	0.73	564.03	13.88	5078.74	49206.08
158.60	11.69	4400.79	0.70	564.00	13.21	4835.57	48771.30
164.70	11.06	4163.00	0.67	563.97	12.38	4530.50	48403.80
170.80	10.44	3933.94	0.65	563.95	11.65	4264.01	48073.73
176.90	9.85	3713.44	0.62	563.92	11.01	4028.93	47758.24
183.00	9.28	3501.33	0.60	563.90	10.41	3808.78	47450.80
189.10	8.74	3297.47	0.58	563.88	9.83	3597.91	47150.36
195.20	8.21	3101.67	0.56	563.86	9.28	3396.10	46855.93
201.30	7.71	2913.78	0.54	563.84	8.75	3201.50	46568.21
207.40	7.23	2733.64	0.51	563.81	8.24	3015.59	46286.25

Annexes III

213.50	6.77	2561.08	0.49	563.79	7.75	2837.11	46010.23
219.60	6.33	2395.94	0.47	563.77	7.28	2665.90	45740.27
225.70	5.90	2238.06	0.45	563.75	6.84	2501.80	45476.52
231.80	5.50	2087.27	0.44	563.74	6.41	2344.68	45219.12
237.90	5.12	1943.41	0.42	563.72	6.00	2194.84	44967.69
244.00	4.75	1806.32	0.40	563.70	5.61	2051.65	44722.37
250.10	4.40	1675.84	0.38	563.68	5.23	1915.40	44482.81
256.20	4.07	1551.79	0.36	563.66	4.88	1785.01	44249.59
262.30	3.76	1434.03	0.35	563.65	4.54	1661.24	44022.39
268.40	3.46	1322.38	0.33	563.63	4.22	1543.47	43801.29
274.50	3.18	1216.68	0.31	563.61	3.91	1431.55	43586.42
280.60	2.92	1116.77	0.30	563.60	3.62	1325.74	43377.44
286.70	2.67	1022.48	0.28	563.58	3.35	1225.46	43174.46
292.80	2.43	933.66	0.27	563.57	3.09	1130.55	42977.58
298.90	2.21	850.14	0.25	563.55	2.84	1040.85	42786.87
305.00	2.01	771.76	0.24	563.54	2.61	956.23	42602.40
311.10	1.81	698.35	0.23	563.53	2.40	876.87	42423.88
317.20	1.63	629.75	0.21	563.51	2.19	802.25	42251.38
323.30	1.46	565.80	0.20	563.50	2.00	732.55	42084.63
329.40	1.31	506.33	0.19	563.49	1.82	666.95	41924.01
335.50	1.16	451.18	0.18	563.48	1.65	605.62	41769.57
341.60	1.03	400.20	0.17	563.47	1.50	548.74	41621.03
347.70	0.90	353.20	0.15	563.45	1.35	495.81	41478.43
353.80	0.79	310.04	0.14	563.44	1.22	446.68	41341.79
359.90	0.69	270.55	0.13	563.43	1.10	401.21	41211.13
366.00	0.59	234.57	0.12	563.42	0.98	359.25	41086.44
372.10	0.00	0.00	0.12	563.42	0.88	320.64	40765.80
378.20	0.00	0.00	0.12	563.42	0.88	320.64	40445.17
384.30	0.00	0.00	0.12	563.42	0.88	320.64	40124.53
390.40	0.00	0.00	0.12	563.42	0.88	320.64	39803.89



BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

- **LTP.EST unité de Batna**
(*rapport géologique*).
 - **BEN GHADJA.**
(*Cours T.D D'hydrologie »UNIV- M'sila 2006/2007*).
 - **BARGHOUTH.A**
(*Cours T.D.D' Ouvrage hydraulique » M'sila*)
 - **G.REMENIERAS.**
(*Hydrologie de l'ingénieur*) édition Eyrolles 1986.
 - **R.ROLLEY -Ministère de l'agriculture.**
(*Techniques des barrages en aménagement rural -1974*)
 - **M.CARLIER**
(*Hydraulique Générale et appliquée*) 'Edition Eyrolles. Paris').
 - **Jean-Louis DURVILLE et Gilles SÈVE**
(*Stabilité des pentes*)
- **MEMOIRES DE FIN D'ETUDES:**
- Etude D'une Retenue Collinaire Sur Oued Mizarzou Commune M^{ed} Boudiaf (W. M'sila)
- **MEMOIRES DE MAGISTERE**
- Comportement Mécanique Du Masque Du Barrage Bouhnifia (Algerie)En Absence De La Protection Thermique
- **DEGOUTTE. G. (2002)**, Petits barrages : Recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi, cemagref édition,
 - **STUCKY. M. J (1975)**, Aménagement de chutes d'eau et irrigation : Barrages en béton, école polytechniques fédérale, Lausanne.
 - **J-M DURAND** «Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et équatoriale Edition Cemagref
 - **www.ulg.ac.be/science.**," Energie hydroélectrique et barrages", Département d'hydraulique et de transport, Université de Liege 2002.
 - **www-industrie-gouv-fr-barrages .,**" Barrages", Ministère de l'économie, des Finances et de l'Industrie, DGEMP 2000.
 - **www.ASCO-Travaux publics-org/col 2002 .,**" Tout sur les Travaux publics", Ministère de l'Écologie, de l'Energie, du Développement durable et de l'Aménagement du territoire.

ملخص:

دراستنا هذه تسجل في إطار التنمية الفلاحية في الجزائر بصفة عامة، و السقي بصفة خاصة بإنشاء سد صغير الحجم في واد سيدي علي بلدية سفانة (بولاية باتنة)، و هذا لتغطية العجز في مياه سقي.

Résume :

Notre présente étude s'inscrit dans le cadre du développement de l'agriculture Algérienne en général et de l'irrigation en particulier, a travers la réalisation d'une retenue collinaire sur l'oued SIDI ALI (à la wilaya de BATNA), afin de compenser le déficit en besoin en eau d'irrigation.

Summary:

Our present study is register as part of Algerian Agriculture development generally and irrigation particularity through the realization of small dam at Oued SIDI ALI , situated in BATNA Willaya, in order to make up the deficit of requirements out of water.