الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf - Mila
Institut des Sciences et de Technologie
Département de génie civile et hydraulique

N° Ref :……

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de

Master

Spécialité : Hydrauliques urbaine

THEME

Conception et dimensionnement des ouvrages annexes d'un barrage Retenue collinaire, oued el Khengua (mila).

Présenté par :
-BOUZAHZAH Youssouf
-BENTAYEB Akram

Soutenu devant le jury :

Mme	***BOUMESSENEGH Amel***	***Président***
Mme	***CHEBBAH Lynda***	***Promoteur***
Mr	***KHELALFA Mohamed***	***Examinateur***

Année universitaire : 2020/2021

Remerciement

*Mes plus grands remerciements sont destinés au **Dieu tout puissant**, de m'avoir donné la force, le courage, la patience et la bonne volonté de parcourir le chemin de mes études.*

*Merci à notre promotrice **Mme Chebbah Lynda**, pour le savoir qu'il m'a transmis, l'intérêt qu'il m'a accordé, les conseils qu'il m'a donné, et surtout pour tout le temps qu'il m'a consacré pour élaborer au mieux ce modeste travail.*

Nous remercions très chaleureusement mes camarades de la promotion hydraulique, surtout mes amis pour tous les bons moments qu'on a passés ensemble.

Nos vifs remerciements vont aussi aux membres du jury qui ont accepté d'évaluer ce travail.

Nous remercions toute personne ayant contribué, de prés ou de loin, à la réalisation de ce travail

DEDICACES

Je dédie ce modeste travaille à:

Ma mère SAKINA et mon père ABDELOUAHAB qui m'ont toujours soutenue dans mon travail et à qui je serais éternellement reconnaissant. Que dieu puisse leur accorder longue vie afin qu'ils puissent trouver en moi toute gratitude et l'attention voulue.

Mes frères et Mes sœur.

*Et toute la famille***.**

YOUSSOUF

DEDICACES

Je dédie ce modeste travaille à:

Ma mère FARAH et mon père ABDERAHMAN qui m'ont toujours soutenue dans mon travail et à qui je serais éternellement reconnaissant. Que dieu puisse leur accorder longue vie afin qu'ils puissent trouver en moi toute gratitude et l'attention voulue.

Mes frères et Mes sœur.

Et toute la famille.

AKRAM

Sommaire

Remerciement.....I
Dédicaces II
Sommaire IV
Liste des tableaux VII
Liste des figures IX
Abstract: XI

INTRODUCTION GENERALE.....1

CHAPITRE 1: Etude Géologique et Géotechnique

Introduction 2
I.1 Situation géographique du site d'étude 2
I.2 GEOLOGIE.....2
I.2.1 Cadre géologique.....2
I.2.2 Aperçu stratigraphique 3
I.2.2.1 Le Quaternaire 3
I.2.2.2 Le Tertiaire 4
I.2.2.3 Le Secondaire 4
I.2.3 Aperçu tectonique.....4
I.2.4 Géologie locale:.....5
I.2.4.1 Description générale 5
I.2.4.2 Argiles et grès du Smendou (Miocène) 5
I.2.4.3 Colluvions.....5
I.2.4.4 Terrasses alluvionnaires 6
I.2.4.5 Lit de l'Oued.....6
I.2.5 Glissements de terrain 6
I.3 GEOTECHNIQUE.....7
I.3.1 Travaux de reconnaissance effectués 7
I.3.1.1 Puits 7
I.3.2 Essais géotechniques 8
I.3.2.1 Essais physiques 8
I.3.2.2 Essais mécaniques 11
I.3.2.3 Essais chimiques.....12
I.3.3 Volume des matériaux 12
I.4 Dimensions du barrage et capacité.....12
Conclusion :.....13

CHAPITRE 2: Etude Géomorphologique

Introduction : 14
II.1 Caractéristiques du bassin versant : 14
II.1.1 Caractéristiques morphologiques : 14
II.1.1.1 Paramètres géométriques : 14
II.1.1.2 Paramètres de forme: 14
II.1.1.3 Hypsométrie du bassin versant : 15
II.1.2 Caractéristiques hydrographiques : 19
II.1.2.1 Classification du chevelu hydrographique du bassin versant : 19
II.1.2.2 Paramètre du Réseau Hydrographique : 20

CHAPITRE 3: Etude Hydrologique

Introduction : 25
III.1 Caractéristique climatique du bassin versant 25
III.1.1 Températures 25
III.1.2 Pluviomètre 25
III.1.2.1 Répartition mensuelle de la pluie moyenne 26
III.2 Étude des apports 26
III.2.1 Apports liquides 27
III.2.2 Caractéristiques de l'écoulement 29
III.2.3 Apports fréquentiels 30
III.3 Les pluies maximales journalières : 31
III.4 Pluie de courte durée: 32
III.5 Etude de crues : 32
III.5.1 Débits maximums : 32
III.5.1.1 Débits moyen journalier de différentes fréquences : 32
III.5.2 Hydrogramme de crue : 34
III.5.3 Choix de la crue de projet : 36
III.6 Transport solide 37
III.6.1 Formule de TIXERONT -SOGREAH 37
III.7 Etude de la régularisation 38
III.7.1 Introduction 38
III.7.2 Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface » : 38
III.7.3 Répartition des paramètres de la régularisation: 40
III.7.4 Conclusion 42
III.8 Laminage des crues : 42
III.8.1 Méthode pas à pas : 42
Conclusion 46

CHAPITRE 4: Dimensionnement des ouvrages annexes

Introduction 47
IV.1 Evacuateurs de crues 47
IV.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue 47
IV.1.2 Différents types des évacuateurs de crues 47
IV.1.3 Choix de la variante 48
IV.1.4 Dimensionnement de l'évacuateur de crue 48
IV.1.4.1 Canal d'amenée : 48
IV.1.4.2 Seuil déversant - profil déversoir: 49
IV.1.4.3 Le chenal d'écoulement : 51
IV.1.4.4 Le coursier 56
IV.1.4.5 Bassin d'amortissement 62
IV.1.4.6 Canal de fuite 66
IV.2 Vidange de fond 68
IV.2.1 Calcul hydraulique : 68
IV.2.2 Bassin d'amortissement après la chambre des vannes : 70
IV.3 Ouvrage de prise d'eau : 70
IV.3.1 Type de prise : 71
IV.3.1.1 Dimensionnement de la prise d'eau : 71
Conclusion 72

CONCLUSION GENERALE 74
BIBLIOGRAPHIE 75
ANNEXES 76

Liste des tableaux

CHAPITRE 1: Etude Géologique et Géotechnique

Tableau I. 1: Situation des puits de reconnaissance. (Tassili Engineering). 8
Tableau I. 2: Résultats des essais physiques. (Tassili Engineering)..... 9
Tableau I. 3: Résultats des essais Proctor (Tassili Engineering). 10
Tableau I. 4: Résultats des essais de cisaillement rectilignes. (Tassili Engineering). 11
Tableau I. 5: Résultats des essais de compressibilité oedométrique. (Tassili Engineering)..... 12

CHAPITRE 2: Etude Géomorphologique

Tableau II. 1: Répartition altimétrique du bassin d'oued El Khangua 15
Tableau II. 2: Détermination des altitudes. 16
Tableau II. 3: Détermination de la pente de Roche « Ip »..... 17
Tableau II. 4: Détermination de la pente moyenne du BV. 18
Tableau II. 5 Classification des pentes selon le Comité de l'Union Internationale des Géographes 18
Tableau II. 6: Détermination des longueurs et le nombre de Talweg..... 19
Tableau II. 7: Détermination des Rapports de confluence 21
Tableau II. 8: Détermination du profil en long..... 21
Tableau II. 9: Classification de relief selon (O.R.S.T.O.M)..... 22

CHAPITRE 3: Etude Hydrologique

Tableau.III. 1: Températures mensuelles interannuelles de la station de Beni haroun(2003-2017) 25
Tableau.III. 2: valeurs des pluies moyennes mensuelles de station de Bani Haroun 26
Tableau.III. 3: Estimation des apports liquides par les formules empiriques..... 28
Tableau.III. 4: Répartition de l'apport moyen interannuel 29
Tableau.III. 5: Récapitulatif du coefficient de variation. 30
Tableau.III. 6: Les apports liquides de différentes fréquences..... 30
Tableau.III. 7: Distribution des apports de fréquence 80 %. 31
Tableau.III. 8: résultats de calcul de la pluie maximale journalière fréquentielle..... 31
Tableau.III. 9: résultats de calcul de la pluie de courte durée. 32
Tableau.III. 10: Débit moyens journaliers de différentes fréquences..... 32
Tableau.III. 11: Débit instantanés (relation de GIANDONTTI). 33
Tableau.III. 12: Valeur de φ en fonction de Caractéristique bassin versant..... 33
Tableau.III. 13: Débit instantanés (relation de SOKOLOVSKY). 33
Tableau.III. 14: Débit instantanés (relation de FULLER). 33
Tableau.III. 15: débit instantanés (relation de TURAZZA). 34
Tableau.III. 16: récapitulatif des débits. 34

Tableau.III. 17: Coefficient de forme de l hydro gramme de crue 35
Tableau.III. 18: Hydro-gramme de crues de différentes périodes de retours. 35
Tableau.III. 19: Domages en fonction des crues de projets de calculs. 36
Tableau.III. 20: critère de choix de la crue de projet 37
Tableau.III. 21: Variation de perméabilité de K (TIXERONT –SOGREAH) 37
Tableau.III. 22: Variation topographiques et volumétriques. 38
Tableau.III. 23: répartition mensuelle de l'apport (A 80% m3) 40
Tableau.III. 24: répartition mensuelle de l'évaporation. (BET Tassili Engineering) 40
Tableau.III. 25: répartition mensuelle de besoin. (BET Tassili Engineering) 40
Tableau.III. 26: calcules des pertes par évaporation et infiltration 41
Tableau.III. 27: Régularisation des apports a 80% 41
Tableau.III. 28: résultats de calcule des volume 42
Tableau.III. 29: Laminage de crue pour L=8m 43
Tableau.III. 30: Laminage de crue pour L=10m 44
Tableau.III. 31: Laminage de crue pour L=12m 45
Tableau.III. 32: résultat de hauteur déversée en fonction de sa largeur et débit déversé 46

CHAPITRE 4: Dimensionnement des ouvrages annexes

Tableau IV. 1: Tableau IV.1: Donné de base 48
Tableau IV. 2: Valeur de x et y pour le tracé le seuil. 50
Tableau IV. 3: calcule la hauteur contractée par la méthode grapho- analytique 52
Tableau IV. 4: Calcul de la hauteur normale dans le chenal 55
Tableau IV. 5: Calcul la hauteur normale dans le coursier. 57
Tableau IV. 6: Calcul du tirant d'eau par la méthode de Pavlovsky 61
Tableau IV. 7: Calcul le tirant d'eau par la méthode de Bernoulli 61
Tableau IV. 8: Calcul la hauteur normal dans le canal de fuit. 67
Tableau IV. 9: Variation du débit vidange able par la vidange de fond. 69
Tableau IV. 10: Calcul du temps de vidange (D=1200mm). 70
Tableau IV. 11: répartition mensuelle de besoin. (BET Tassili Engineering) 71

Liste des figures

CHAPITRE 1: Etude Géologique et Géotechnique

Figure I. 1: Carte montrant l emplacement de la retenue collinaire 2
Figure I. 2:Extrait de la carte géologique de Sidi Driss N° 51 au 1/50 000. 7
Figure I. 3: Abaque de plasticité des zones d'emprunt (amont et aval)(BET Tassili Engineering) 10
Figure I. 4: Fuseau granulométrique des zones d'emprunt (amont et aval) (BET Tassili Engineering) 11

CHAPITRE 2: Etude Géomorphologique

Figure II. 1: Courbe hypsométrique du bassin d'Oued El Khengua. 16
Figure II. 2: Courbes de niveaux du bassin versant de l'Oued El Khengua. 19
Figure II. 3: Classification des cours d'eau du bassin versant de l'Oued El Khengua selon Schumm. 20
Figure II. 4: Profil en long du cours d'eau principal du bassin versant d'oued El Khengua. 22
Figure II. 5: Talweg principal Lp, distance rectiligne Ld. 24

CHAPITRE 3: Etude Hydrologique

Figure III. 1: Représentation graphique des températures mensuelles interannuelles de la station de Beni Haroun (2003-2017) 25
Figure III. 2: Diagramme représentatif des pluies moyennes mensuelles 26
Figure III. 3: Hydrogramme de crue de différentes périodes de retour. 36
Figure III. 4: courbe « Hauteur- Surface » H=f(S) 39
Figure III. 5: courbe « Hauteur- Capacité » H=f(V) 39
Figure III. 6: courbe laminage de la crue Entrée/sortie pour L (8m, 10m, 12m) 46

CHAPITRE 4: Dimensionnement des ouvrages annexes

Figure IV. 1: Construction géométrique d'un profil Creager. 49
Figure IV. 2: le profil du seuil déversant type Greager. 50
Figure IV. 3: Tracé déversoir type Creager, (unité en mètre). 51
Figure IV. 4: Le chenal d'écoulement 51
Figure IV. 5: : La hauteur contractée. 53
Figure IV. 6: Courbe de tarage du chenal d'écoulement. 55
Figure IV. 7: Hauteur du mur. 56
Figure IV. 8: Le tronçon du coursier 57
Figure IV. 9 :Courbe de tarage du coursier. 58

Figure IV. 10: Nature du ressaut suivant le nombre de Froude amont. (K.MAALEL et Z.HAFSIA, 2012) 62
Figure IV. 11: basin type II. (Design of small dam, 1987)..... 63
Figure IV. 12: basin type II. (design of small dam, 1987) 64
Figure IV. 13: longueur du ressaut. 64
Figure IV. 14: détermination des caractéristique des bloques de chute d'un bassin 65
Figure IV. 15: Courbe de tarage de canal de fuite..... 67
Figure IV. 16: Schéma représentatif du profil en long et vue en plan de l'évacuateur de crue..... 68

ملخص:

الماء عنصر اساسي في الحياة لايمكن الاستغناء عنه اطلاقا، بمختلف استعمالاته، يشغل الماء نسبة 71 بالمائة من سطح الكرة الارضية لكن تبقى 2.5 بالمائة منها فقط صالحة للشرب. وقد شيد الانسان مند القدم عدة هياكل واكتشف عدة طرق لتجميع والحفاظ على المياه الجوفية والسطحية لاستغلالها بعقلانية، من بين هده الهياكل السدود الصغيرة التي تستعمل في الفلاحة عادة، يجب معرفة عدة خصائص لتشييد السدود واختيار مكانها، نذكر منها: الخصائص الطوبوغرافية، الجيولوجية، الهيدرولوجية والجيوتقنية.

تكمل الهياكل الملحقة السد من خلال ضمان عبور المياه، لذلك نسعى في عملنا هذا الى دراسة مختلف الهياكل الملحقة لسد صغير يقع في ولاية ميلة بلدية القرارم قوقة.

Abstract:

Water is an essential element in life that can never be living without. With its various uses, water occupies 71 percent of the Earth's surface, but only 2.5 percent of it remains suitable for drinking. A long time ago, man has built several structures and discovered several ways to collect and preserve underground and surface water for various use. From these structures we have small dams that are usually used in agriculture, several characteristics must be known before the construction of dams and their chose its location, which are: topographical, geological, hydrological and geotechnical characteristics.

Ancillary structures complete the dam by ensuring the passage of water, so in this work we are going to study the various ancillary structures of a small dam located in the state of Mila, the town of Grarem Gouga

INTRODUCTION GENERAL

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est un élément essentiel pour la vie, tout développement économique est basé sur cette matière précieuse et rare, la demande mondiale sur l'eau est en croissance constante. Alors l'homme s'est tourné vers la construction des ouvrages hydrauliques pour préserver cet élément vital.

Il existe plusieurs types d'ouvrages hydrauliques, ils se différent par leurs nature, leurs caractéristiques et aussi des raisons de leurs construction. On distingue parmi ces ouvrages, les barrages ou bien les retenues collinaires (petits barrages) on peut les considérés comme des ouvrages particuliers. La caractéristique la plus fréquente concernent ce type d'ouvrages hydrauliques ils peuvent occupent différentes fonctions, ils sont construit pour accumulé le maximum des apports a fin de répondre aux besoins vitaux et économiques des populations (eau potable, irrigation, fournitures d'énergies, en plus la protection contre les effets destructeurs de l'eau (maitrise des crues, rétention des sédiments) ou de recours pour le cas de pénurie en eau.

Les ouvrages annexes complètent le barrage en assurant le transit de l'eau. Les principaux ouvrages annexes sont :

Les évacuateurs de crue ;
Les prises d'eau ;
Les ouvrages de vidange.

Les ouvrages annexes sont des éléments essentiels pour la sécurité de l'aménagement, leur rupture pouvant entraîner une perte de maîtrise de l'eau de la retenue. Leur conception, leur réalisation et leur suivi seront mis en œuvre avec autant de précaution que ceux de l'ouvrage principal.

La direction des ressources en eau de la wlaya de Mila a bénéficient un projet de réalisation d'une retenue collinaire au niveau de oued el-Khengua situé dans la comune de Grarem Gouga . Les eaux de cette retenue seront utilisées d'une part, par le cheptel et d'autre part permettront d'irriguer quelques lopins de terre aussi bien sur les rives qu'à l'aval du site. Il permettra également de retenir des volumes de vases appréciables qui concourent ainsi dans une certaine mesure à préserver la cuvette du barrage de Béni haroun.

Le but de ce travail est le conception et dimensionnement des ouvrages annexes de la retenue de oued el-Khengua. Nous avons scinde notre étude en quatre principaux chapitres :

Chapitre 1 : Etude géologique et géotechnique pour le site de la retenue collinaire d'oued el-Khengua ;

Chapitre 2 : Etude géomorphologique et présentation de la zone d'étude incluant la situation géographique, topographique du site et sa géologie ;

Chapitre 3 : Etude hydrologique, pour quantifier les apports et estimer la capacité de l'ouvrage et estimer en suite les différents volumes de la retenue comme le volume utile, le volume mort et calculé le débit laminé.

Chapitre 4 : Dimensionnement des ouvrages annexes, pour optimiser les dimensions des ouvrages annexes qui sont considérablement lié à la sécurité et à l'exploitation des barrages, qui sont : L'ouvrage de l'évacuateur de crues, L'ouvrage de vidage de fond et L'ouvrage de prise d'eau.

CHAPITRE 1: Etude Géologique et Géotechnique

Introduction

En raison du besoin humain en eau en abondance pour mener à bien ses fonctions vitales et quotidiennes telles que l'irrigation ; Des retenues collinaires ont été mises en place pour répondre aux besoins humains et pour éviter le problème de l érosion en plus évité le transport solide. Les retenues collinaires sont des ouvrages ou bien des petits barrages qui collecte l'eau et qui sont remplis par les eaux de ruissèlement.

Nous étudierons la retenue collinaire sur Oued Ghar Slim dénommé plus loin Oued El Khengua commune de Grarem Gouga wilaya de Mila.

I.1 Situation géographique du site d'étude

Le site de la retenue collinaire sur oued Khengua est situé à environ une vingtaine de kilomètres au Nord-Est du chef lieu de Wilaya de Mila, et à moins d'une dizaine de kilomètres à l'Est de la commune de Grarem Gouga.

Les coordonnées UTM du site extraites de la carte au 1/50 000 Grarem Gougua sont données ci après :

X = 267 293 **Y = 4041 990**

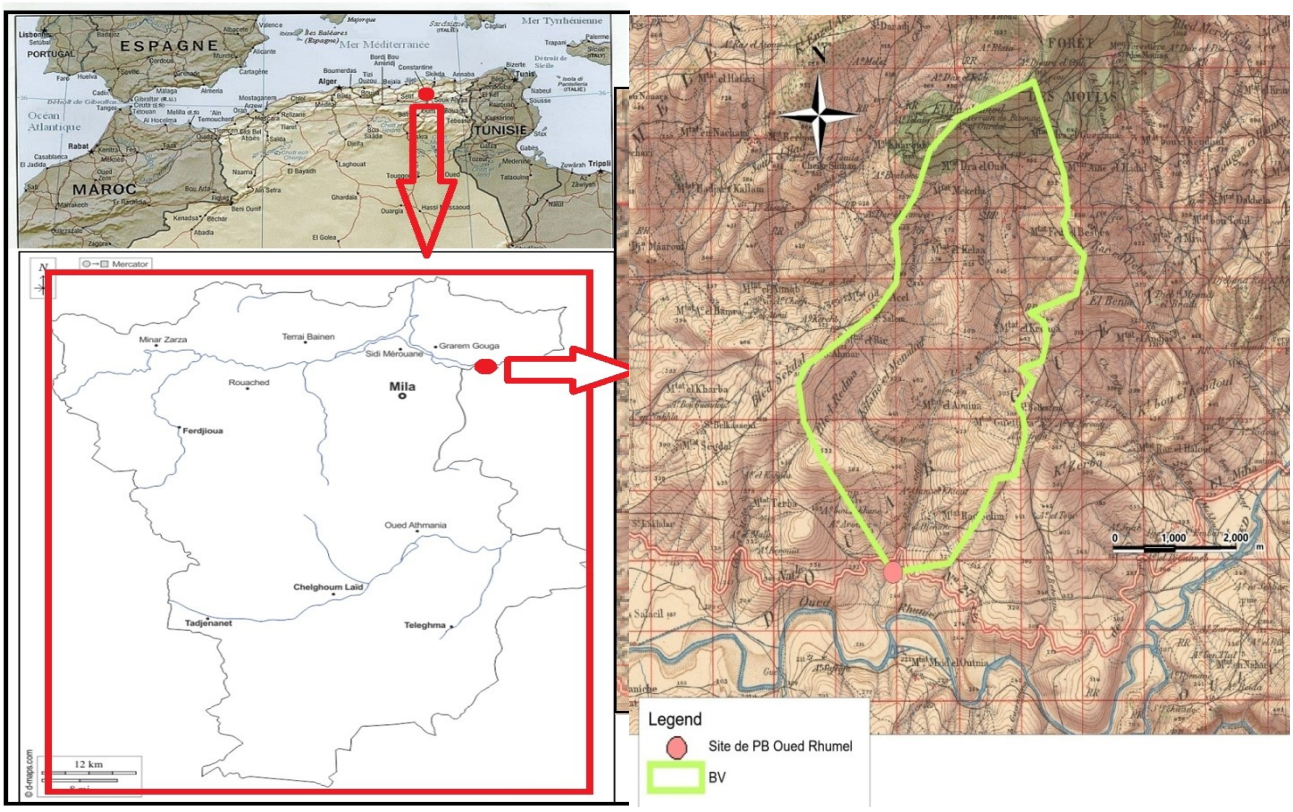


Figure I. 1: Carte montrant l emplacement de la retenue collinaire

I.2 GEOLOGIE

La géologie générale de la zone d'étude a été établie sur la base des travaux antérieurs de la région de Constantine effectués par Tissot (1882), Ficheur (1894 et 1895) et L.Jolhaud (1908).

La géologie locale a été effectuée à la base des observations de terrain et des travaux de reconnaissance et reportée sur un fond topographique au 1/1000. (*Tassili Engineering*)

I.2.1 Cadre géologique

La retenue collinaire sur Oued El-Khengua se trouve en bordure Sud des chaines numidiques, dans la partie septentrionale de la dépression de Constantine. Dans la partie Nord.

Les reliefs de la chaine numidique sur la carte de Sidi Driss (N°51 au 1/50000) s'étendent depuis les gorges de l'Oued El-Kébir à l'Ouest jusqu'au col de Sfar djela à l'Est.

Une partie de ces reliefs est constituée par des rochers calcaires abrupts (Djebel Mcid-Aicha (1402 m), à l'Ouest et Le Kef Sidi Driss (1273 m), à l'Est). L'autre partie est formée d'assises gréseuses (puissante série) comme le Sra Béni Tlilène (1243 m) et le djebel Es-Sefra (1364 m). Ces sommets gréseux dessinent une ride en retrait vers le Sud, par rapport à l'alignement des pics calcaires.

La dépression de Constantine sur cette carte est traversée de l'Est à l'Ouest, par un important réseau hydrographique formé par le Smendou à l'Est et par le Rhumel à l'Ouest. L'oued Smendou va se jeter dans le Rhumel immédiatement au Nord deKheneg, gorge sinueuse entaillée par le fleuve dans une imposante masse calcaire. Après s'être frayé un passage dans la barre gréseuse de Koudi et Tadrar, qui sépare la cuvette argileuse de Grarem de celle de Siliana ; Le Rhumel, rencontre l'Oued Endja, s'engage à travers la chaine numidique.

A partir de cette confluence l'Oued Rhumel rend le nom d'Oued El Kébir et est profondément encaissé dans des marnes noires, laissant apparaître par endroits de petits affleurements calcaires comme Kef Bou-Rabiaetet Dra di-Mira. Cet Oued est dominé par les sommets de djebel Mcid-Aicha (1462 m)

La carte géologique de Sidi Driss, montre que sa partie Nord appartient à la chaine numidique (plus de la moitie) et sa partie sud appartient à la dépression de Constantine. [1]

I.2.2 Aperçu stratigraphique

La série stratigraphique de la région d'étude englobe des terrains appartenant au Quaternaire, au Tertiaire (Miocène) et au secondaire.

La chaine Numidique au Nord immédiat de la région d'étude est surtout caractérisée parla présence d'importants rochers de calcaires Liasiques (Djebel Mcid Aicha, Kef Sema,Sidi Driss), séparés sur leur pourtour par des contacts anormaux des marnes schisteuses, des schistes ou des grès crétacés (Mcid Aicha, Kef Sema) ou paléozoïques(Sidi Driss).

A l'intérieur de ces masses rocheuses, la stratification est profondément bouleversée et de ce fait, les rochers liasiques de la chaine Numidique se présentent comme de véritables klippes en saillie sur les autres sédiments de cette ligne de relief. [1]

I.2.2.1 Le Quaternaire

- **Alluvions actuelles (A) :**Il s'agit de dépôts actuels constitués de graviers et de sables appartenant au lit majeurde l'Oued Rhumel. On les rencontre au Sud de la zone d'étude.

- **Alluvions récentes (a2) :**Il s'agit de limons et cailloutis roulés du fond de vallées, formant de basses terrasses au-dessus niveau actuel des Oueds. Ces terrasses sont assez bien conservées le long de l'Oued Rhumel. Elles sont localisées au Sud dans le cadre de la présente étude.

- **Alluvions anciennes (q1) :**Ces alluvions de vallées, constituent des terrasses de limons et de cailloutis roulés, auSud de notre zone d'étude. Elles dominent le lit actuel du Rhumel, localisées à des Altitudes inférieures à 30 m.

I.2.2.2 Le Tertiaire

- **Miocène :**

- ***Travertins calcaires (m4b) :***Il s'agit de petits affleurements, au Nord et au Nord-Ouest de la région d'étude, plus exactement à l'amont de la future retenue. Il s'agit de travertins calcaires et des calcaires concrétionnés. Ces formations couronnent les poudingues rouges de la région de Douar Guettara et spécialement au-dessus de Dar el-Fouini (grand affleurement). [1]

- ***Grès et poudingues de Siliana (m4a) :***Ces terrains surmontent les argiles de Smendou, depuis le Nord-Ouest jusqu'au Nord-Est de la zone d'étude, à savoir, de Siliana à Dar el-Fouini, en passant par l'amont de la future retenue. Ces grès et poudingues sont jaunes ou rouges, renfermant des cailloux roulés, principalement au pied de la chaine numidique. Il s'agit d'un grand affleurement.

- ***Argiles et grès du Smendou (m3b) :***Il s'agit d'un grand affleurement d'argiles plus ou moins schisteuses, de couleur noire, de grès fins jaunâtres, de calcaires marneux gris ou jaunes et de marnes. Cet ensemble renferme abondamment du gypse. Ces formations cernent notre zone d'étude, la future retenue est incérée dans ces formations.

- ***Grès et poudingues de l'Oued Mila (m2b) :***Ce sont des grès rouges, on les rencontre aussi au Sud-Ouest, au Sud et au Sud-Est de la zone d'étude. Autour du Kheneg, ces grès renferment de nombreux cailloux roulés, contiennent une importante assise argileuse rouge.

- **Eocène :**

- ***Grès quartziteux (e2b) :***Il s'agit de grès rougeâtres à grains de quartz bien cimentés, par endroits des zones d'argiles noires s'y intercalent. Cette assise passe insensiblement à des argiles et grès(Medjanien) de couleur noire ou multicolore, à des grès et marnes à Nummulites, à des calcaires à Nummulites, à des argiles, grès et calcaires à petits Nummulites, à des calcaires à silex et enfin à des argiles noires ou grisâtres subordonnées aux calcaires à silex. Ces formations sont localisées au Nord de la zone d'étude.

I.2.2.3 Le Secondaire

- **Marnes et calcaires du Sénonien (C8-7) :**Ce sont des marnes noires avec de rares bancs de calcaires marneux de même couleur dans la chaine Numidique ; marnes noires à lentilles de calcaires jaunes dans la dépression de Constantine. Ces marnes se trouvent au Nord-Ouest, au Nord et au Nord-Est de la zone d'étude. Ces affleurements sont importants.

- **Calcaires du Kheneg (CII-V) :**Il s'agit d'un petit affleurement calcaire dolomitisé le long des fractures, au Sud-Est du site de la future retenue. Ces calcaires sont probablement attribués au Barrémien.

I.2.3 Aperçu tectonique

Les contacts anormaux de la région d'étude, ne sont pas localisés au voisinage immédiat des rochers Liasiques. Au Nord de la future retenue collinaire (Sud-Ouest de la forêt des Mouïa), les marnes du Barrémien (CI-III) chevauchent les marnes et les calcaires du Sénonien (C8-7). A cet endroit le Sénonien de cette chaine Numidique est représenté par des marnes noires à lentilles de calcaires jaunes. A l'entrée des gorges de l'Oued ElKébir, les barres calcaires Eocènes plongent sous les marnes du Crétacé supérieur.

Dans la dépression de Constantine, particulièrement dans le Douar Guettara aux environs de la zone d'étude, on observe des reploiements secondaires, ils forment ainsi des lignes de couteaux gréseux, qui cassent la monotonie des croupes argileuses mollement inclinées vers les vallées du Smendou et Rhumel. Les nombreuses gorges et les fréquents décrochements qui affectent les cours des Oueds de la région témoignent de l'importance des phénomènes de capture aux quels est dû l'établissement du réseau hydrographique actuel. Concernant le régime des eaux, les assises gréseuses ou calcaires inter stratifiées à divers niveaux dans les séries argileuses du Miocène détermine chacune la formation d'une nappe aquifère. C'est de ces nappes que sortent l'essentiel des sources de la dépression de Constantine. Les lits argileux qui s'intercalent au milieu des grès Eocènes constituent des couches imperméables et à la surface desquelles prennent naissance des sources. Des calcaires liasiques sortent des exsurgences froides à débit considérable au Nord-Ouest de la région d'étude (Djebel Mcid-Aicha) et au Nord-Est de Kef Sidi Driss. [1]

Des sources chaudes sont présentent dans les gorges de l'Oued El Kébir au contact des calcaires Liasiques dans la région de Béni Haroun, elles sont présentent aussi dans les marnes du Sénonien et également dans le Douar Guettara. [1]

I.2.4 Géologie locale:

I.2.4.1 Description générale

Le site de la retenue collinaire sur Oued El Khengua, qui est un affluent rive droite de L'Oued Rhumel, se trouve sur l'un des derniers étranglements de sa vallée avant d'arriver au plan d'eau du grand barrage de Béni Haroun. Il est localisé dans les formations du Smendou, représentées à cet endroit par des marnes, recouvertes par des argiles.

La région de cet ouvrage est caractérisée par une érosion moyenne, la couverture végétale est faible surtout céréalière. Elle appartient à une zone argileuse déboisée, ne contenant que quelques arbres au bord de la route nationale (RN 27) en queue de cuvette.

I.2.4.2 Argiles et grès du Smendou (Miocène)

Dans la région du site de la retenue, les marnes qui constituent le substratum sont recouvertes sur les deux rives par des argiles brunes à éléments grossiers et par des alluvions grossières dans le lit de l'Oued. Ces marnes sont rencontrées dans le puits P08 à 2.3 m de profondeur (Lit de l'Oued) êta 2.5 m de profondeur dans le puits P16 (Rive gauche, axe amont). Elles sont altérée sen surface. [1]

Dans la partie haute de la rive gauche, en amont de l'axe existe un petit affleurement degrés fracturés en surface.

Ces bancs gréseux sont centimétriques à métriques, recouverts en partie par des colluvions argilo-caillouteuses, avec un pendage de 26° vers l'Est (Rive gauche).

I.2.4.3 Colluvions

Les colluvions sont de nature argileuse, parfois gravelo-caillouteuses surtout dans la région de l'axe sur les deux rives, où l'on rencontre des éléments parfois très grossiers de nature gréseuse surtout. La taille de ces éléments gréseux peut atteindre parfois le demi mètre cube (voire plus). L'ensemble est de couleur brune.

Ces colluvions sont réparties sur les deux rives, sur une épaisseur d'ordre métrique dépassant parfois les deux mètres. [1]

I.2.4.4 Terrasses alluvionnaires

De part et d'autre du lit de l'Oued en aval et en amont de l'axe existe de petites terrasses alluvionnaires leur épaisseur est de l'ordre de un à trois mètres et plus, qui recouvrent les alluvions grossières, les argiles et les marnes du substratum. Elles sont d'une extension latérale relativement faible. Elles sont de couleur brune à brune foncée (noirâtre) et ocre jaunâtre, constituées d'argiles parfois caillouteuses, avec des blocs pouvant atteindre parfois les 500 mm de diamètre. [1]

I.2.4.5 Lit de l'Oued

Le lit de l'Oued actuel est constitué d'alluvions grossières de nature gréseuse et calcaire arrondies àsu arrondies. La taille des éléments varie en moyenne de 1 à 150 mm de diamètre, avec environ 20 à 30 % d'éléments grossiers supérieurs à 200 mm et 10 % de supérieurs à 500 mm. La matrice est constituée d'argile sablo-graveleuse. L'épaisseur moyenne de ces alluvions grossières est de l'ordre de 2 à 3 mètres.

I.2.5 Glissements de terrain

En aval immédiat de l'axe de la future retenue, sur sa rive gauche, un glissement de terrain est observé, il est assez important, affectant les marnes. Ce glissement résulte de la conjugaison de plusieurs facteurs comme la pente (forte), la nature géologique (marnes altérées) et à cela s'ajoute le sapement des berges par l'Oued. D'autres glissements de terrain sont relevés. Ils sont localisés à l'aval et à l'amont de l'axe de la future retenue ainsi qu'une coulée boueuse affectent la rive droite. Ces glissements sont de moindre importance que celui qui affecte la rive gauche. [1]

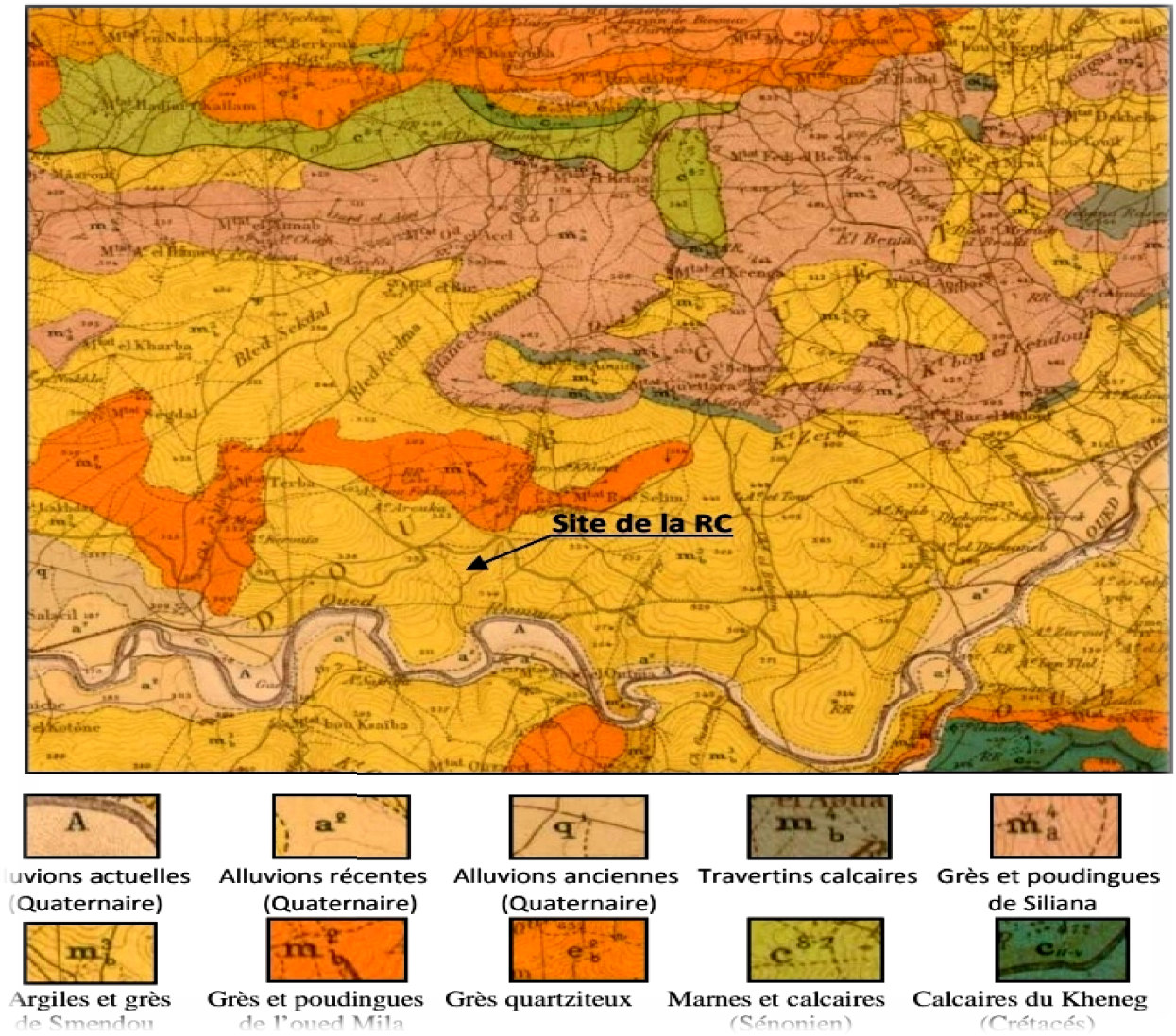


Figure I. 2:Extrait de la carte géologique de Sidi Driss N° 51 au 1/50 000.

I.3 GEOTECHNIQUE

I.3.1 Travaux de reconnaissance effectués

Pour reconnaître les conditions géologiques et géotechniques de la fondation et des zones d'emprunt, les travaux de reconnaissance ci-dessous ont été effectués :

I.3.1.1 Puits

Au total vingt (20) puits de reconnaissance ont été exécutés, quatre (04) au niveau de la fondation et seize (16) au niveau des zones d'emprunt (Zone amont et zone aval).

Les puits réalisés ont un linéaire de 57.9 ml, leur objectif est d'essayer de rencontrer le substratum et de trouver les matériaux nécessaires pour la construction du corps de la future digue. Ils sont répartis comme suit :

- Fondation : P06, P07, P08 et P09 ;
- Zone aval : P01, P02, P03, P04 et P05 ;
- Zone amont : P10, P11, P12, P13, P14, P15, P16, P17 P18, P19 et P20.

Le niveau de la nappe n'a été rencontré que dans le puits de reconnaissance P08, réalisé dans le lit de l'Oued (NS = 2,1 m). Les travaux de reconnaissance mis en œuvre ont permis de définir les conditions géologiques et géotechniques de la fondation et des zones d'emprunt.

Leurs situations ainsi que leurs profondeurs sont données ci après**.**

Tableau I. 1: Situation des puits de reconnaissance. (Tassili Engineering).

Désignation		**Profondeur**	**Situation**
Puits-01	**Zone aval**	3.00 m	Aval axe, rive gauche
Puits-02		3.00 m	Aval axe, rive gauche
Puits-03		3.00 m	Aval axe, rive droite
Puits-04		3.00 m	Aval axe, rive droite
Puits-05		2.00 m	Aval axe, rive droite
Puits-06	**Fondation**	3.00 m	Axe, rive droite
Puits-07		3.00 m	Axe, rive droite
Puits-08		3.00 m	Axe, lit de l'Oued
Puits-09		3.00 m	Axe, rive gauche
Puits-10	**Zone amont**	3.00 m	Amont axe, rivegauche
Puits-11		2.00 m	Amont axe, rive gauche
Puits-12		3.00 m	Amont axe, rive gauche
Puits-13		3.00 m	Amont axe, rive gauche
Puits-14		3.00 m	Amont axe, rive gauche
Puits-15		3.20 m	Amont axe, rive gauche
Puits-16		3.20 m	Amont axe, rive gauche
Puits-17		3.00 m	Amont axe, rive gauche
Puits-18		3.00 m	Amont axe, rive droite
Puits-19		2.50 m	Amont axe, rive droite
Puits-20		3.00 m	Amont axe, rive droite

Tableau I. 2: Situation des puits de reconnaissance. (Tassili Engineering).

I.3.2 Essais géotechniques

Des échantillons remaniés ont été prélevés à partir de ces puits. Ils ont été confiés au Laboratoire Géomica de Boumerdès, pour procéder aux essais physiques, mécaniques et chimiques conformément au programme de reconnaissance que nous avons établi et ce dans le but de déterminer leurs caractéristiques géotechniques. Les résultats obtenus sont mentionnés ci-après :

- Granulométrie ;
- Limites d'Atterberg ;
- Teneur en eau ;
- Essai Proctor Normal ;
- Cisaillement Direct UU ;
- Cisaillement direct CU ;
- Essai Oedométrique et perméabilité ;
- Matière organique.

I.3.2.1 Essais physiques

- **Analyse granulométrique :**

L'analyse granulométrique réalisée sur les deux zones d'emprunt (amont-aval) de cetteretenue collinaire permet de formuler ce qui suit :

- ***Zone d'emprunt aval :***

Ces matériaux sont à forte composante fine, elle oscille entre 79et 89 (%), lesinférieures à 0.08 mm varient de 63à 85 (%) et les inférieures à 2 mm sontrespectivement de 98 à 99 (%). Ces matériaux sont quasiment dépourvus departicules grossières (Cailloux et graviers). Le pourcentage des gros sables est important au niveau du puits P1 (20%).

- ***Zone d'emprunt amont :***

Les matériaux de cette zone restent à dominance fine, elle oscille entre 68 et 96 (%),le pourcentage des gros sables est importants pour les puits (P7, P12, P14 et 20), il varie de 17 à 31 (%). Les inférieures à 0.08 mm varient de 51 à 94 (%) et les inférieures à 2 mm oscillent entre 98 et 99 (%) comme pour la zone avale. Le puits P12 étant leplus grossier de cette zone (Tableau 2). Le fuseau granulométrique global **des** matériaux de ces deux zones d'emprunt (amont et aval) est assez serré, ce qui témoigne de leur, homogénéité à dominante fine.

Tableau I. 3: Résultats des essais physiques. (Tassili Engineering).

Puits	Prof	Granulométrie (%)						Classification		
(N)	(%)	Cailloux	Graviers	Sable Gros	Sable fine	Limon, argile	<80	WL	WP	Parties
Zones d'emprunt		200 - 20	20 -2	2-0,2	0,2-0,02	<0,02	-	%	%	Fine
P01	2.00 - 2.50	0.00	1,00	20,00	31,00	48,00	63,0	36,16	20,88	CL
P04	2.00 – 2.50	0.00	2,00	9,00	15,00	74,00	85,0	57,17	30,9	CH
P06	2.00 – 2.50	0.00	1,00	3,00	16,00	50,00	94,0	59,98	29,99	CH
P07	2.00 – 2.50	0.00	1,00	17,00	30,00	52,00	64,0	35,05	20,38	CL
P12	2.00 – 2.50	0.00	1,00	31,00	30,00	38,00	51,0	29,29	18,33	CL
P14	2.00 – 2.50	0.00	1,00	21,00	20,00	58,00	67,0	48,00	23,25	CL
P15	2.00 – 2.50	0.00	1,00	4,00	17,00	78,00	92,0	70,45	35,01	CH
P17	2.00 – 2.50	0.00	2,00	7,00	21,00	70,00	85,0	54,55	27,65	CH
P18	2.00 – 2.50	0.00	1,00	11,00	19,00	59,00	79,0	58,76	27,22	CH
P20	2.00 – 2.50	0.00	2,00	22,00	20 ,00	56,00	66,0	40,46	20,73	CL

- **Limites d'Atterberg :**

Les limites d'Atterberg, permettent de classer ces matériaux dans la catégorie « CL », correspondant à des matériaux moyennement compressibles et moyennement plastiques pour les

puits (P1, P7, P12, P14 et P19) et dans la catégorie « CH » hautement compressible et hautement plastique pour les puits (P4, P6, P15, P17 et P18) pour les deux zones d'emprunt (amont et aval) (Tableau 2).

L'indice de plasticité ($I_{plasticité}$) des matériaux des deux zones d'emprunt (amont et aval) varie de 10.96 à 35.44 (%) correspondant ainsi à un sol peu plastique à plastique. Les échantillons les plus plastiques sont ceux des puits (P6, P15 et P18) de la zone amont.

L'indice de consistance déduit pour ces matériaux, montre des sols à l'état dur pour l'ensemble des zones de ce petit barrage.

- **Essai Proctor Normal :**

Les essais Proctor normal effectués sur les échantillons des puits P12, P14 et P18dénotent un matériau à densité sèche Proctor convenable en termes de compactage oscillant entre 1,61 et 1,79 (t/m^3) et une teneur en eau optimale (W_{opm}) moyenne. Elle varie de 16.70 à 22.10 (%) (Tableau 3).

Avant d'entamer la piste d'essais, lors de la réalisation de la digue, il serait souhaitable de reprendre quelques essais Proctor, il est préférable que ce soit avec un autre laboratoire, afin de comparer les différents résultats obtenus.(*BET Tassili Engineering*)

Tableau I. 4: Résultats des essais Proctor (Tassili Engineering).

Puits	Prof	Proctor Normal	
(N)	(m)	d max	Wopt
Zone d'emprunt amont		(%)	(%)
P12	2,00- 2,50	1,79	16,70
P14	2,00 - 2,50	1,64	21,30
P18	2,00 -2,50	1,61	22,10

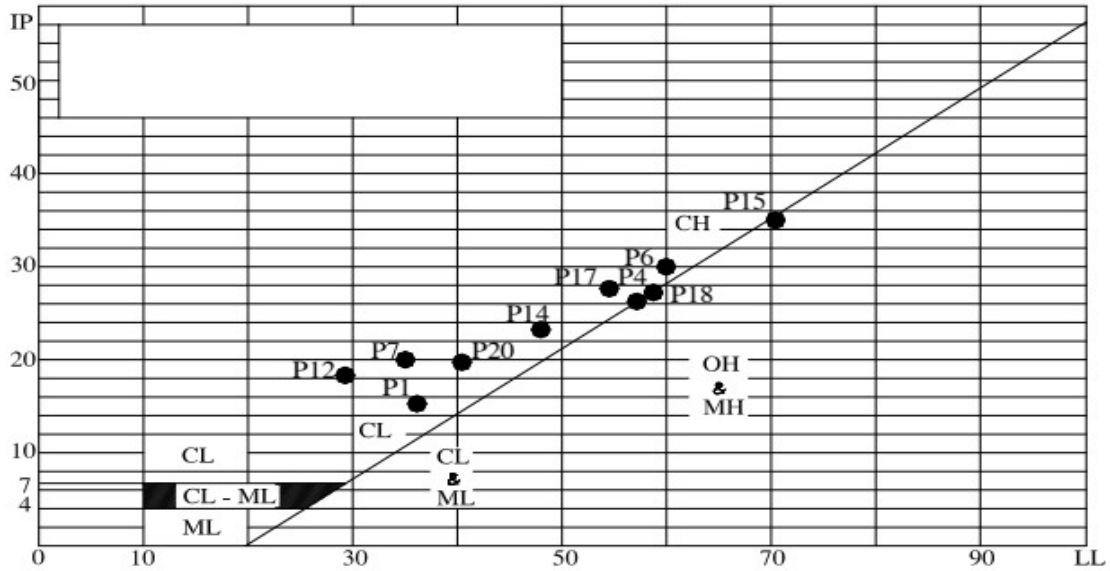


Figure I. 3: Abaque de plasticité des zones d'emprunt (amont et aval)(BET Tassili Engineering)

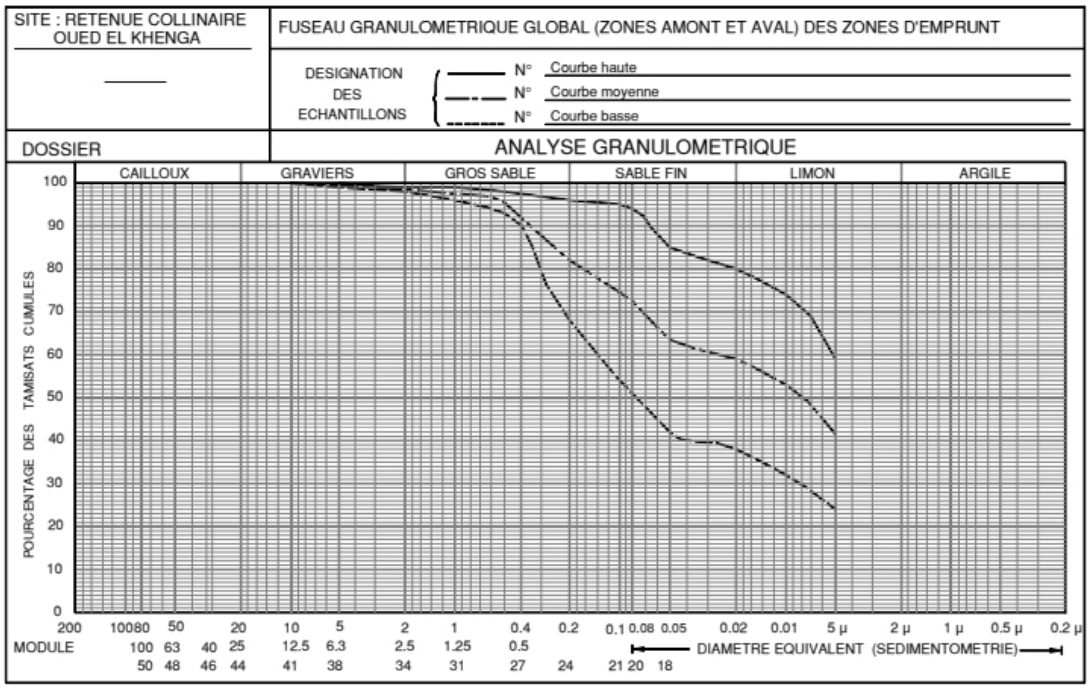


Figure I. 4: Fuseau granulométrique des zones d'emprunt (amont et aval) (BET Tassili Engineering)

I.3.2.2 Essais mécaniques

- **Essais de cisaillement rectiligne UU et CU :**

Les trois (03) essais de cisaillement non consolidés, non drainés de type UU réalisés sur les échantillons des zones d'emprunt amont re-compactés à l'optimum Proctor dénotent un matériau de cohésion faible à moyenne (Cuu- ferme), elle oscille entre 0,24et 0,40 bars et à faible à moyen angle de frottement (fuu), oscillant entre 6,53 et 21,45degrés**.** Concernant l'essai de cisaillement de l'échantillon du puits P12, consolidé, non drainé de type CU, il présente une cohésion moyenne et un angle de frottement moyen(Tableau 4).
Ces matériaux présentent en général une assez bonne résistance mécanique pour untel ouvrage.

Tableau I. 5: Résultats des essais de cisaillement rectilignes. (Tassili Engineering).

Pluits	Prof	Cisaillement UU		Cisaillement CU	
(N)	(m)	Cuu	Uu	Ccu	cu
-		(bras)	(degré)	(bras)	(degré)
P12	2.00- 2,50	0,40	6,53	0,33	19,65
P14	2.00- 2,50	0,24	13,85	-	-
P18	2.00- 2,50	0,30	21,45	-	-

- **Essai Oedométrique :**

Les deux (02) essais oedométriques réalisés sur ces matériaux dénotent un sol moyennement à assez compressible et insensible au gonflement. Ces matériaux présentent sous une pression de trois et quatre bars des sols faiblement perméables (pratiquement imperméables).

Tableau I. 6: Résultats des essais de compressibilité oedométrique. (Tassili Engineering).

Puits	Prof	Compressibilité Oedométrique			Perméabilité	
(N)	(m)	Pc	Cc	Cg	3 bras	4 bras
-		(Bras)	-	-	(cm/s)	(cm/s)
P12	2,00–2,50	2,02	0,1614	0,0162	1,96E-06	1,11E-06
P18	2,00. – 2,50	2,34	0,2503	0,0233	8,55E-06	1,29E-06

I.3.2.3 Essais chimiques

Deux essais chimiques ont été effectués sur les échantillons des puits P12 etP18, sont caractérisés par une teneur en matière organique faible à très faible, elles oscillent entre 1.63% (P12) et 2,50 % (P18). Il s'agit d'un sol non organique.

I.3.3 Volume des matériaux

Les zones d'emprunt amont et aval reconnues offrent un volume de l'ordre de 122 000m^3 avec une superficie de 61000 m^2 et deux mètres d'épaisseur. Ce qui couvre largement le volume nécessaire pour réaliser la digue. Les zones amont ont une superficie de 39 200 m^2 et les zones aval de 21 800 m^2.

Notons que les volumes de ces matériaux ont été estimés de façon pessimiste (Epaisseur 2m). Les zones amont surtout celle de la rive droite peut facilement dépasser les 3 mètres d'épaisseur.

La délimitation en discontinu des zones amont, indique qu'on peut élargir ces zones vers les parties hautes des versants droit et gauche. Les zones amont seront exploitéesen premier et les zones d'emprunt aval sont considérées comme zones potentielles.

Les zones glissées de la rive droite peuvent également fournir des volumes additionnels.

I.4 Dimensions du barrage et capacité

Les dimensions sont calculées sur la base des relevés topographiques de la carte géologique de Sidi Driss N° 51 au 1/50 000.

Après la limitation du bassin versant sur oued El Khengua sur la carte de Sidi Dris à l'aide du logiciel Mapinfo version, on a obtenu les résultats ci-dessous :

- Une superficie de 17.67 km² ;
- Un périmètre de 19.06 km ;
- Une longueur de thalweg principale de 7.25 km ;
- Les altitudes extrêmes (minimale et maximale) du bassin versant (B.V) sont respectivement de 209 m et 1165 m ;
- Les coordonnées UTM du site extraites de la carte au 1/50 000 Grarem Gougua sont données ci après : **X = 267 293 ; Y = 4041 990**

Les coordonnées Lambert en dégrée décimal : **X= 6.4031 ; Y=36.4951**
En mètre : **X = 831 940 ; Y= 361 826**

Conclusion :

La retenue collinaire sur Oued El Khengua, affluent rive droite d'Oued Rhumel est située dans un massif marneux principalement sur les deux rives et en fond de vallée, avec une couverture colluviale argilo-caillouteuse et alluvionnaire assez importante.

Les horizons marneux selon leur nature géologique (lithologie) sont faiblement perméables.

Le glissement de terrain de la rive gauche, à l'aval immédiat de l'axe de la future retenue nécessitera un traitement spécifique dans le but de le stabiliser. Le remblaiement de ça partie basse afin d'éviter son sapement par l'Oued est l'une des solutions.

Géologiquement, le site de la retenue collinaire sur Oued El Khengua se trouve sur une assise marneuse relativement étanche. Ses berges sont relativement instables, la rive droite présente quelques glissements à l'amont et à proximité de l'axe. La rive gauche présente un grand glissement à l'aval de l'axe.

Les glissements de la rive droite eux aussi nécessiterons probablement de petits traitements (gradins….). Les matériaux issus de ces glissements pourront éventuellement servir pour la construction de la digue.

L'axe de la digue devra être adapté aux zones d'instabilités reconnues.

Lors de la réalisation de la retenue, il est nécessaire d'excaver sous toute l'emprise de la digue les colluvions (Terre végétale, colluvions, terrasses) et les alluvions grossières du lit de l'Oued, pour y asseoir la clé d'ancrage sur le substratum sain et y entrer de 0.5 m en moyenne.

Géo-techniquement ; les matériaux de construction fins des zones d'emprunt amont et aval, présentent des caractéristiques géologiques satisfaisantes et des propriétés géotechniques acceptables. Ils sont en général à dominante fine, moyennement compressibles, moyennement plastiques, hautement compressibles et hautement plastiques, présentant une bonne densité Proctor, faiblement perméables. Ils sont aussi caractérisés par une bonne résistance mécanique et pratiquement insensible au gonflement.

Les quantités de matériaux fins sont largement suffisantes et dépasseront probablement les besoins de la digue. Pour les matériaux grossiers, les quantités nécessaires peuvent être approvisionnées du lit de l'Oued ou bien à partir des carrières environnantes. Des affleurements très importants sont disponibles à l'amont de la route sur le même talweg.

En conclusion ce site pose des problèmes d'instabilités sur les deux rives dont il faudra impérativement tenir compte lors de l'implantation et la conception des ouvrages.

CHAPITRE 2 : Etude Géomorphologique

Introduction

L'étude géomorphologique du bassin versant de la retenue collinaire de Oued Rhumel sur oued El Khangua, commune de Grarem Gouga, permet nous de déterminer des facteurs caractéristiques du bassin et la quantification des paramètres physiques qui interviennent d'une façon continue dans l'écoulement

II.1 Caractéristiques du bassin versant

Les dimensionnements sont appliquées et effectués sur la carte géologique de Sidi Driss N° 51 au 1/50 000 ; cette carte a permis de délimiter le bassin versant de Oued Rhumel a l'aide de logiciel Mapinfo 12.

II.1.1 Caractéristiques morphologiques

II.1.1.1 Paramètres géométriques

- ***Surface du bassin versant :*** La superficie obtenue est :

$$S = 17.67\ km^2$$

- ***Périmètre du bassin versant :*** Le périmètre est mesuré par un curvimètre.

$$P = 19.06\ Km$$

- ***Longueur du talweg principal :*** C'est le talweg le plus long mesuré par un curvimètre.

$$Lp = 7.25\ Km$$

II.1.1.2 Paramètres de forme:

- ***Indice de compacité (GRAVELIUS) :*** Cet indice caractérise la forme du bassin versant (allongé ou ramassé). Soit ; $\mathbf{K_c = 0.28\frac{P}{\sqrt{S}}}$

Avec :

P: périmètre du bassin versant.

S: surface du bassin versant.

$$K_c = 1.27$$

Cet indice est proche de 1 pour un bassin versant de forme quasiment circulaire et supérieure à 1 lorsque le bassin est de forme allongée, à partir d'une requête géographique $K_c = 1.27$ Le cas du bassin d'oued El Khengua présent une forme allongée, cette forme induire de faibles débits de pointe de crue.

- ***Largeur moyenne du bassin versant :*** La largeur moyenne du bassin versant calculée selon la relation :

$$\mathbf{L_{moy} = \frac{S}{L_p}\ (Km)}$$

Avec :

S: surface du bassin versant (Km^2) ;

Lp: longueur du talweg le plus long (Km).

L'application numérique donne : $L_{moy.} = 2.44\ Km$

- ***Coefficient de forme :*** Le coefficient de forme est obtenu à partir de la relation :

$$C_a = \frac{L_p^2}{S}$$

Après calcul, on obtient : $C_a = 2.97$

- *Rectangle équivalent:* Les caractéristiques du rectangle équivalent sont évaluées à l'aide des formules suivantes:

Longueur : $L_{re} = \frac{Kc\sqrt{S}}{1.12}\left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc}\right)^2}\right]$;

Largeur : $l_{re} = \frac{Kc\sqrt{S}}{1.12}\left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc}\right)^2}\right]$

L_{re} **= 7.01km** l_{re} **= 2.52km**

Nous pouvons dire que notre bassin versant est presque trois fois plus long que large.

II.1.1.3 Hypsométrie du bassin versant :

A partir du tableau (II.1) nous déterminerons le pourcentage des aires partielles on traçant la courbe hypsométrique, et par la suite on calcul l'altitude moyenne et médiane du bassin versant.

Tableau II. 1: Répartition altimétrique du bassin d'oued El Khangua

Altitude **(m)**	*Surface partielle (km2)*	*Surface partielle (%)*	*Surface cumulée (km2)*	*Surface cumulée (%)*	*Altitudes moyennes (m)*	*Si×Hi*
1165-1100	0.071	0.4	0.07	0.40	1132.5	79.88
1100-1000	0.297	1.68	0.37	2.08	1050	311.81
1000-900	0.648	3.67	1.02	5.75	950	615.94
900-800	0.935	5.29	1.95	11.04	850	794.85
800-700	1.252	7.09	3.20	18.13	750	939.12
700-600	1.600	9.06	4.80	27.19	650	1040.20
600-500	3.652	20.67	8.46	47.86	550	2008.60
500-400	5.855	33.14	14.31	81.00	450	2634.75
400-300	2.700	15.29	17.01	96.29	350	945.09
300-209	0.656	3.71	17.67	100.00	254.5	166.94
total	17.67	100				9537.18

La courbe hypsométrique est représentée sur la figure (II.1).

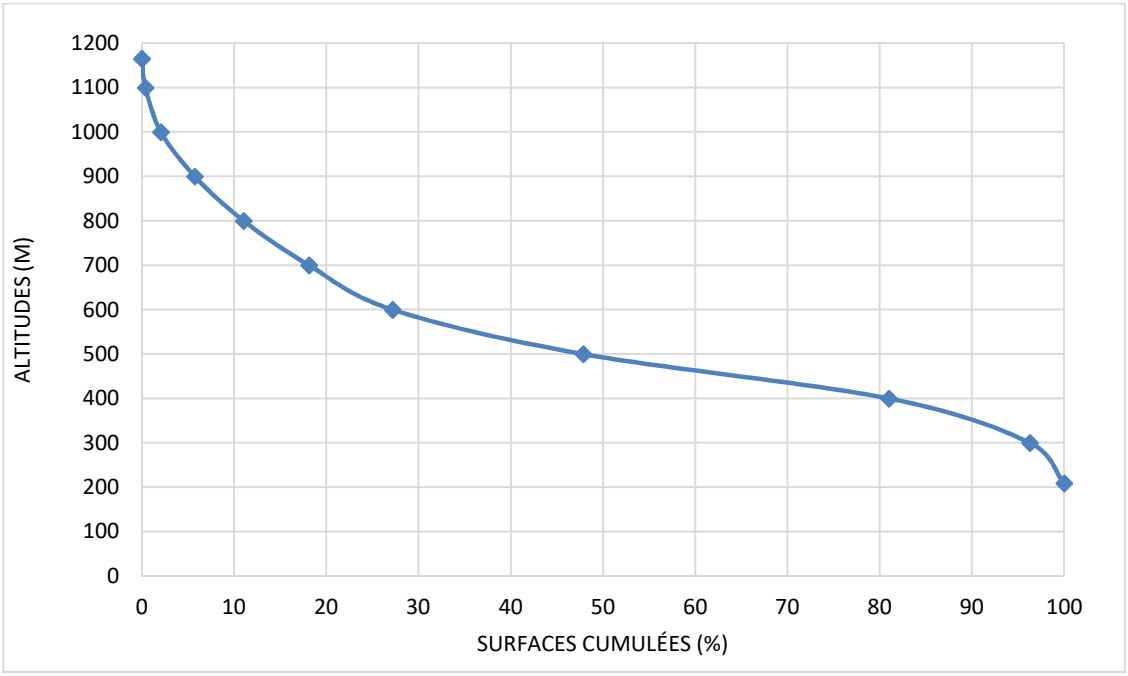


Figure II. 1: Courbe hypsométrique du bassin d'Oued El Khengua.

- ***Détermination des altitudes :***

A. *Altitude maximale et minimale :* D'après la carte topographique on a obtenues directement les altitudes maximale et minimale :

$$\mathbf{H_{min}} = 209 \text{ m} \quad , \quad \mathbf{H_{max}} = 1165 \text{ m}$$

B. *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 :

$$\mathbf{H_{moy}} = \frac{\sum \boldsymbol{Si \times Hi}}{\boldsymbol{S}}$$

Avec :

H_{moy} : altitude moyenne du bassin (m) ;

S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau (km^2) ;

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau (m) ;

S : superficie totale du bassin versant (km^2).

Donc : $\mathbf{H_{moy} == 539.74 \text{ m NGA}}$

A partir de la courbe hypsométrique du bassin versant, on peut donc déduire graphiquement les altitudes suivantes qui interviennent dans les calculs des paramètres hydrologiques

Tableau II. 2: Détermination des altitudes.

Altitude	*Valeur (m .NGA)*
Altitude moyenne H_{moy}	***539.74***
Altitude maximale H_{max}	1165
Altitude minimale H_{min}	209
Altitude de fréquence 95% H_{95}	310
Altitude de fréquence 50% $H_{médiane}$	495
Altitude de fréquence 5% H_5	912

- ***Indices de pente :*** Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin versant et permettre ainsi des comparaisons et des classifications. Les indices de pente se déterminent à partir de la connaissance de la répartition hypsométrique sur le bassin. [2]

a. ***Indice de pente globale " Ig" :*** c'est le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent. Il est donné par la formule suivante : $$I_g = \frac{H5\% - H95\%}{L_{re}} \quad [m/km]$$

Avec :
I_g : Indice de pente global.
L_{re}: Longueur du rectangle équivalent.

$$\mathbf{I_{g\,=}\,85.88\ m/km}$$

b. ***Indice de pente de Roche :*** L'indice de pente de Roche caractérise la pente globale du bassin versant Il s'exprime par : $$\mathbf{I_p} = \frac{1}{\sqrt{L_{re}}} \sum \sqrt{Ai \times Di}$$

L_{re} *:* longueur de rectangle équivalent (m)
Ai : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives Hi et Hi+1.

Tableau II. 3: Détermination de la pente de Roche « Ip »

Hi _ Hi-1 (m)	*Di=Hi-Hi-1(m)*	*Si (Km²)*	*Ai=Si/S (%)*	$\sqrt{Ai \times Di}$
1165-1100	65	0.071	0.004	0.509902
1100-1000	100	0.297	0.0168	1.296148
1000-900	100	0.648	0.0367	1.915724
900-800	100	0.935	0.0529	2.3
800-700	100	1.252	0.0709	2.662705
700-600	100	1.600	0.0906	3.009983
600-500	100	3.652	0.2067	4.546427
500-400	100	5.855	0.3314	5.756735
400-300	100	2.700	0.1529	3.910243
300-209	91	0.656	0.0371	1.837417
Somme	/	17.67	1	27.74529

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{7010}} \sum 27.745 \qquad \mathbf{I_p = 33.14\%}$$

Nous pouvons conclure que le bassin versant de l'Oued El Khengua présente des pentes relativement fortes.

C. ***Pente moyenne du bassin versant "Im" :***

La pente moyenne est une caractéristique importante qui donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct donc sur le temps de concentration Tc et influence directement le débit de pointe lors d'une averse.

La méthode de Carlier et Leclerc (1964) consiste à calculer la moyenne pondérée des pentes de toutes les surfaces élémentaires comprises entre deux altitudes données. Une valeur approchée de la pente moyenne [3] est alors donnée par la relation suivante :

$$\mathbf{I_m} = \frac{D.L}{S}$$

Avec :

I_m : pente moyenne (m/km ou ‰) ;

D : Dénivelée (m) ;

L : Longueur total de la courbe de niveau (km) ;

S : Surface du bassin versant (Km²).

Tableau II. 4: Détermination de la pente moyenne du BV.

Courbe de niveau (m)	Longueur de courbe de niveau (km)	Dénivelée (m)	Surface de BV (km)
1100	0.653718	100	17.67
1000	1.72272		
900	2.40109		
800	3.46187		
700	4.06555		
600	5.75829		
500	14.6379		
400	11.9306		
300	4.0399		
total	48.67		

I_m = 275.44 m/km

La pente est raide selon le Comité de l'Union Internationale des Géographes. (***TableauII.5)***

Tableau II. 5:classification des pentes selon le Comité de l'Union Internationale des Géographes

Classe de pente (m/km)	*Caractéristique du relief*
0 – 35	*Pente légèrement inclinée*
35 – 90	*Pente moyennement inclinée*
90 – 270	*Pente fortement inclinée*
270 - 560	*Pente raide a très raide*

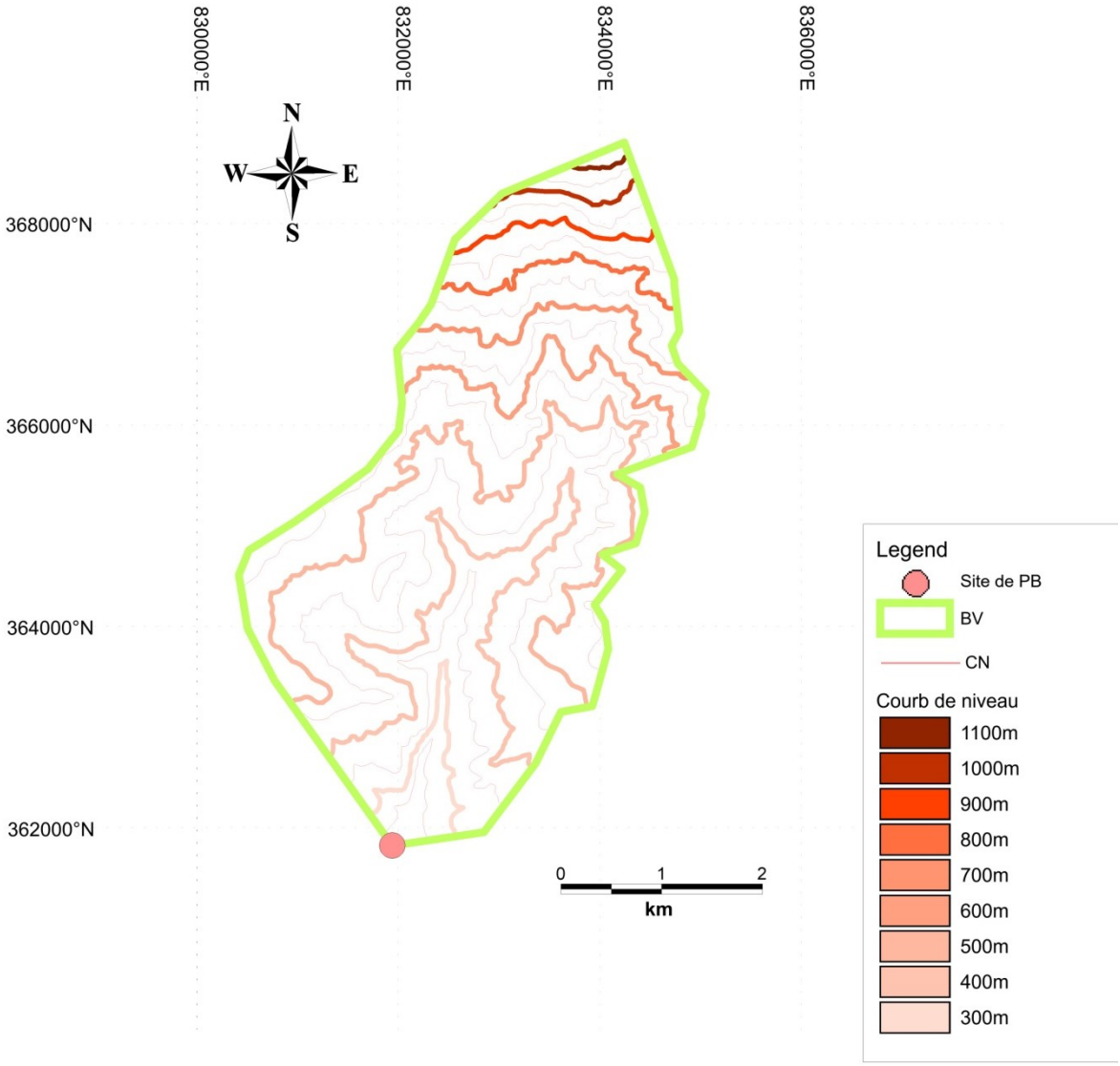


Figure II. 2: Courbes de niveaux du bassin versant de l'Oued El Khengua.

II.1.2 Caractéristiques hydrographiques :

II.1.2.1 Classification du chevelu hydrographique du bassin versant :

Classification de Schumm : Cette classification permet de classer les cours d'eau. D'après Schumm « Est d'ordre x+1, tout tronçon de cours de rivière
formé par la réunion de 2 cours d'eau d'ordre x » [4] Figure II.3.

Les résultats des mesures sont logés dans le tableau

Tableau II. 6: Détermination des longueurs et le nombre de Talweg

N° d'ordre	Longueur de Talweg (km)	N_{br} de Talweg
1	41.29	118
2	15.48	28
3	6.31	5
4	5.02	1

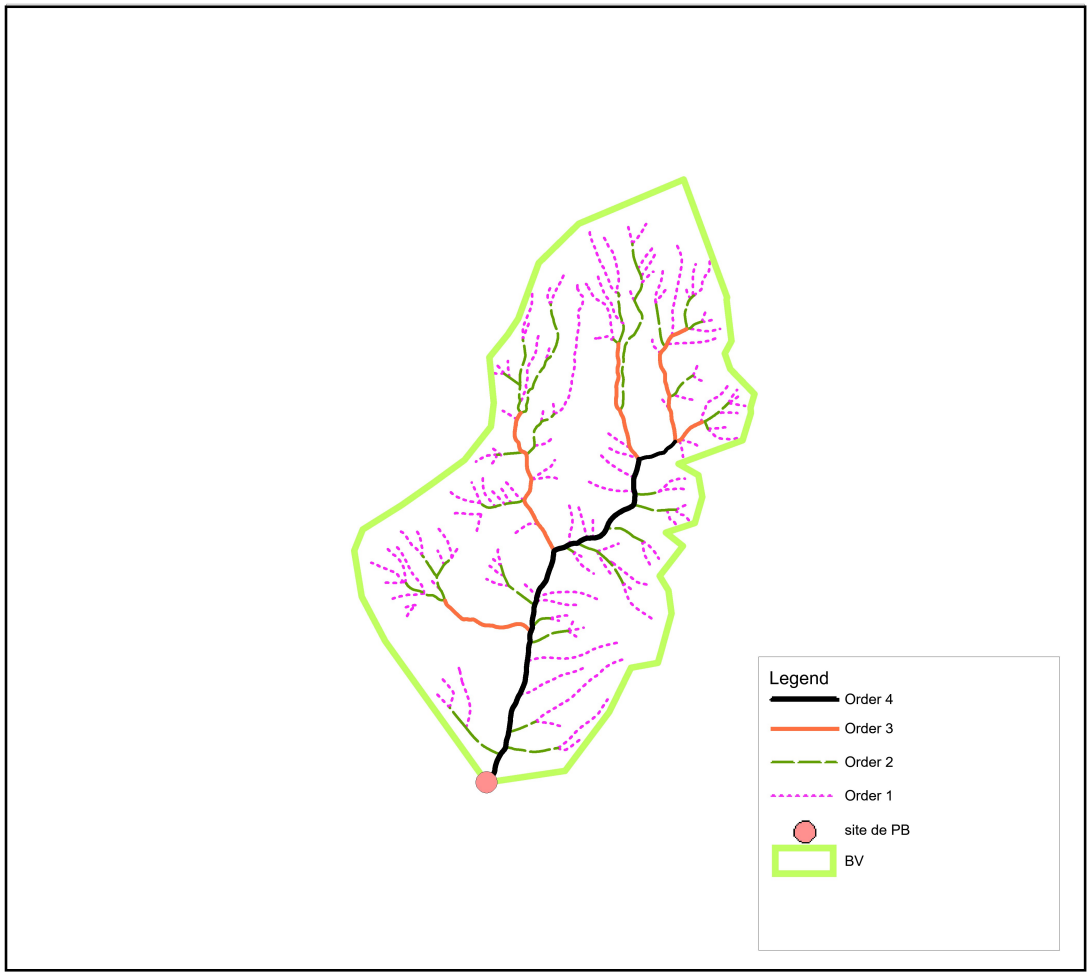


Figure II. 3: Classification des cours d'eau du bassin versant de l'Oued El Khengua selon Schumm.

II.1.2.2 Paramètre du Réseau Hydrographique :

Les paramètres importants qui régissent le régime hydrologique d'un cours d'eau sont : le rapport de confluence (Rc), le rapport des longueurs (Rl) et la densité de drainage (Dd).[4]

- **Rapport de confluence et Rapport des longueurs :**

Sur la base de la classification des cours d'eau, Horton (1932) et Schumm(1956) ont établi différentes lois : $R_c = N_n / N_{(n+1)}$ et $R_L = l_{(N+1)} / l_N$

Avec :

R_c : rapport de confluence ;

N_n : nombre de cours d'eau d'ordre n ;

N_{n+1} : nombre de cours d'eau d'ordre n+1 ;

l_N : longueur moyenne de cours d'eau d'ordre n ;

l_{N+1}: longueur moyenne de cours d'eau d'ordre n+1.

Soit ***l_N : Li/Nn***

Tableau II. 7: Détermination des Rapports de confluence

N° d'ordre	N_{br} de Talweg	R_c	Longueur de Talweg (km) L_i	longueur moyenne des talwegs l_N	R_L
1	118	4.21	41.29	0.349915	-
2	28	5.6	15.48	0.552857	1.58
3	5	5	6.31	1.262	2.28
4	1	-	5.02	5.02	3.98

- **Densité de drainage D_d :**

C'est le rapport entre la longueur total de tous les talwegs «Li» du bassin versant, à la surface «S» Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface [2] .Elle est exprimée en Km/Km^2 :

$$\mathbf{D_d} = \frac{\sum Li}{S}$$

Avec : $\sum Li$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 68.1 Km.

S : Superficie du bassin versant en 17.67 (Km²) ; Soit : **D_d = 3.85 km/km².**

- **Coefficient de torrentialité :**

Le coefficient de torrentialité C_t est calculé par l'expression suivante :

$$\mathbf{C_t = D_d . F_1} \quad ; \quad \text{Avec:}$$

F_1: le rapport entre le nombre des talwegs d'ordre 1 et la surface globale du bassin versant :

$$\mathbf{F_1 = N_1/S} \; ; \qquad \mathbf{F_1 = 6.68\ km^{-2}}$$

$$\mathbf{C_t = 25.72}$$

- **Longueur moyenne des versants :**

$$\mathbf{L_i} = \frac{L}{2Dd}$$

Avec :

D_d : densité de drainage en (km/km^2).

L_{re}: longueur du rectangle équivalent en (km).

$$\mathbf{L_i = 0.91\ km}$$

- **Profil en long du cours d'eau principal :**

Le profil en long du cours d'eau principal a été tracé en utilisant les données de base du **tableau II.8.**

Tableau II. 8: Détermination du profil en long.

N_{br}	Courbes de niveaux (m)	Distance partielles (km)	Distances cumulées (km)
1	860-800	0.195	2.690397
2	800-700	0.455	8.967991
3	700-600	0.52	16.14238
4	600-500	0.568	23.97903
5	500-400	0.955	37.15508
6	400-300	2.58	72.7511
7	300-209	1.975	100
total		7.25	-

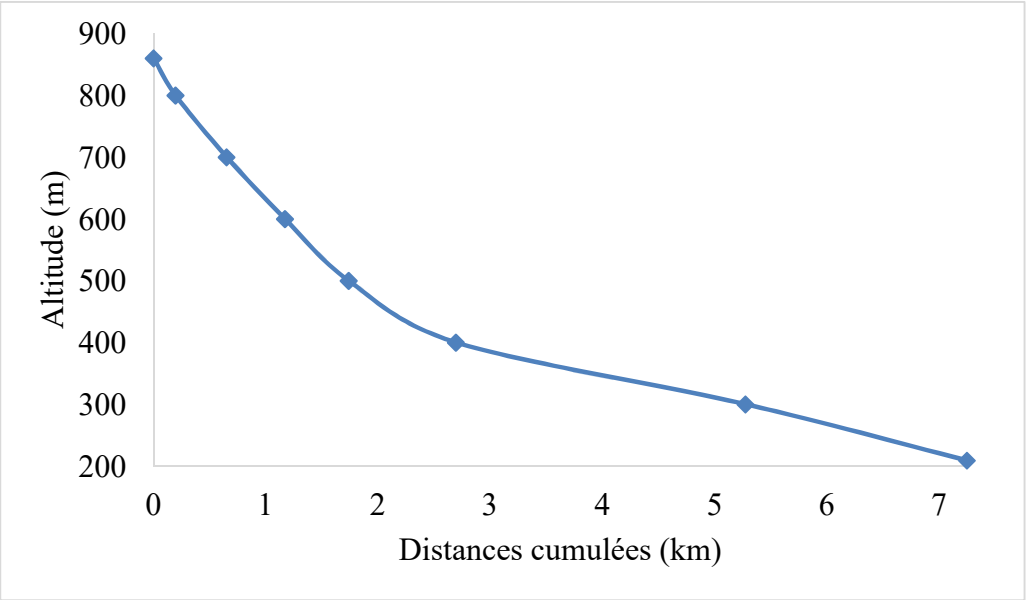


Figure II. 4: Profil en long du cours d'eau principal du bassin versant d'oued El Khengua.

- **Pente moyenne du cours d'eau principal :**

La pente moyenne s'exprime par le rapport de la différence de niveau entre la source h1 (m) et l'exutoire h2 (m) et distance L (km) entre les deux points ; Soit :

$$\mathbf{P_{moy} = D/L}$$

Avec :

D : Dénivelée totale du rectangle équivalent (H_{max} - H_{min} =1165 - 209 = 956 m).

L : Longueur du Talweg Principal (7.25 Km).

$$\mathbf{P_{moy} = 131.89\ m/km}$$

L'indice de pente moyenne est très fort, donc on assistera à un écoulement rapide, d'après la valeur de P_{moy} (Ig) et selon la classification de (O.R.S.T.O.M), notre relief est fort (Tableau II.9).

- **Dénivelée spécifique :**

$$D_s = I_g \times \sqrt{S}$$

$$\mathbf{D_s = 361\ m}$$

Le bassin versant est d'un relief fort selon la classification de l'ORSTOM (**Tableau II.9**)

Tableau II. 9: Classification de relief selon (O.R.S.T.O.M)

Classe de relief	*Type de relief*	*I_g (m/km)*	*D_s (m)*
R_1	*Très faible*	*<2*	*<10*
R_2	*Faible*	*2 – 5*	*10 – 25*
R_3	*Assez faible*	*5 – 10*	*25 – 50*
R_4	*Modéré*	*10 – 20*	*50 – 100*
R_5	*Assez fort*	*20 – 50*	*100 – 250*
R_6	*Fort*	*50 – 100*	*250 – 500*
R_7	*Très fort*	*> 100*	*> 500*

- **Temps de concentration du bassin versant Tc :**

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire .Il existe plusieurs formules .Dans le contexte Algérien, il peut être notamment calculé par l'ancienne formule de **GIANDOTTI (1937) [2]** ; soit :

$$\mathbf{Tc}=\frac{4\sqrt{S}+1.5Lp}{0.8\sqrt{Hmoy-Hmin}}$$

Avec :

S : surface du bassin versant (Km²) ;

L_p : longueur de cours d'eau principal (Km) ;

T_c : temps de concentrations exprimé en heure ;

H_{moy} : altitude moyenne (m) ;

H_{min} : altitude minimale (m) ;

Soit : **Tc=1.9 heures** $\mathbf{t_c}$ **= 1 h 54 min.**

- **Vitesse moyenne de ruissellement :**

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{V_R = L_P/T_C}$$

Avec :

L_p : longueur du talweg principale. 7.25

T_C : temps de concentration. 1.9 h

$$\boldsymbol{V_R}\mathbf{ = 3.82 (Km/h)}$$

- **Coefficient de sinuosité:**

Ce coefficient est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{C_s=L_d/L_p}$$

L_d : distance rectiligne mesuré à la règle de la source jusqu'à l'exutoire. **6.44 km** ;

L_p : longueur du talweg principale. **7.25km**

$$\mathbf{Cs = 6.44/7.25}$$

$$\mathbf{Cs = 0.89}$$

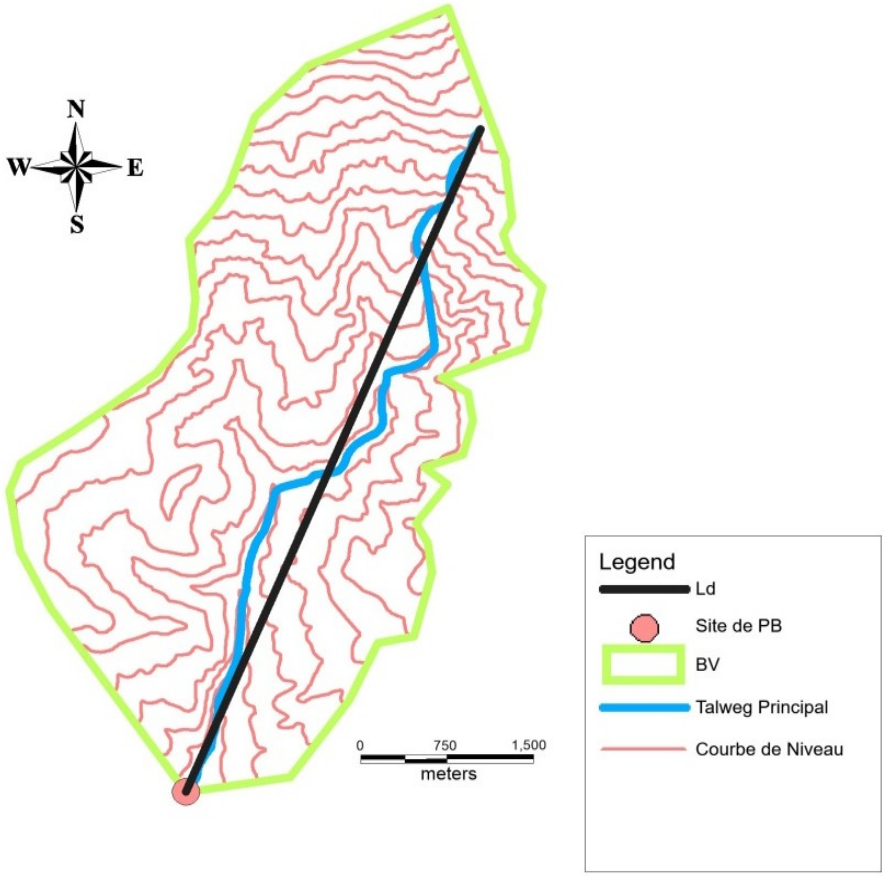


Figure II. 5: Talweg principal Lp, distance rectiligne Ld.

CHAPITRE 3 : Etude Hydrologique

Introduction :

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines. C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et a pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau.

L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement que sur celui de l'exploitation des systèmes. Les études hydrologiques donc sont très indispensables. Elles ont pour objectif d'étudier les conditions de la réserve d'eau d'une part, et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage. Ces études peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région. A défaut, on appliquera les méthodes déterministes.

III.1 Caractéristique climatique du bassin versant

III.1.1 Températures

La température est une grandeur physique mesurée à l'aide d'un thermomètre et étudiée en thermométrie, elle est varie selon les altitudes et l'altitude de chaque région.

Les températures moyennes mensuelles calculées sur une base de 14 ans (2003-2017) à la station de Beni Haroun. Elles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau.III. 1: Températures mensuelles interannuelles de la station de Beni haroun(2003-2017)

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUL	AOU	Moy
Températures	23.7	21.1	14.4	10	8.9	9.6	12.4	16.5	18.4	24.3	27.4	27.2	17.84

Source ANBT

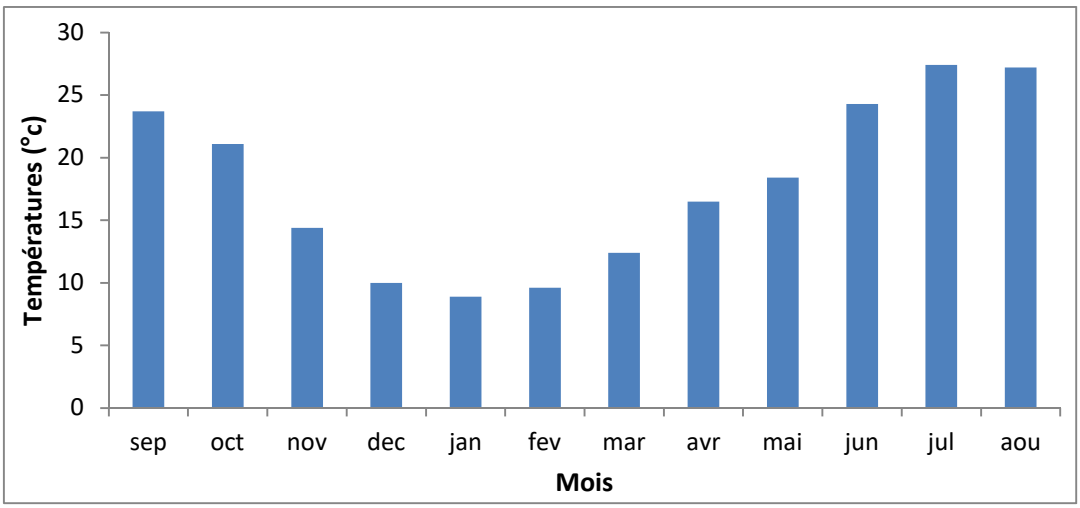


Figure III. 1: Représentation graphique des températures mensuelles interannuelles de la station de Beni Haroun (2003-2017)

III.1.2 Pluviomètre

Les données de la station de Bani haroun ont été sélectionnées en raison de la proximité de la station climatique au site de la future retenue collinaire. Nous disposons seulement 14 ans des

données de précipitation pour faire cette étude (problème de disponibilité des données au niveau des services concernés).

III.1.2.1 Répartition mensuelle de la pluie moyenne

La répartition mensuelle des pluies moyennes mensuelle interannuelle à été établie sur la base de la série des précipitations à la station de Beni Haroun, elle est représentée dans le tableau ci-dessous:

Tableau.III. 2: valeurs des pluies moyennes mensuelles de station de Bani Haroun(2003-2017)

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUL	AOU	Total
P (mm)	28.22	31.35	76.40	159.87	80.02	71.42	45.83	65.16	37.86	14.66	0.46	1.50	612.75
P%	4.61	5.12	12.47	26.09	13.06	11.66	7.48	10.63	6.18	2.39	0.08	0.24	100.0

Source ANBT

A travers ce tableau, on déduit que la saison pluvieuse s'étale du mois de Novembre au mois d'Avril, par contre la saison sèche s'étale de Juin à Octobre. Ces résultats sont donnés sous forme d'histogramme dans la figure suivante :

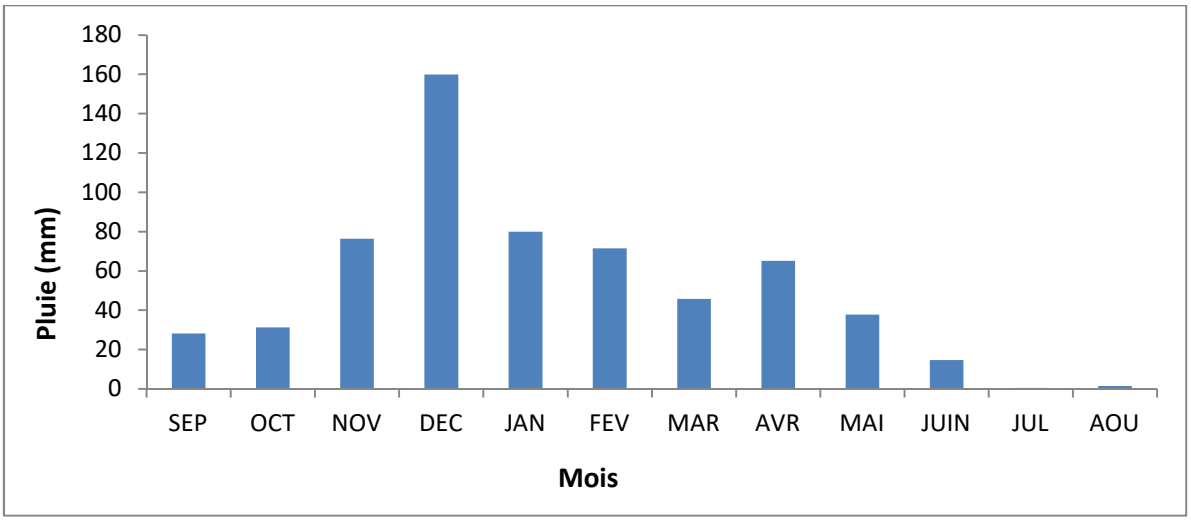


Figure III. 2: Diagramme représentatif des pluies moyennes mensuelles

La précipitation moyenne annuelle est de **612.75 mm,** Elle est minimale durant le mois de Juillet avec une valeur de 0.46 mm, et elle est maximale pour les mois de Décembre avec une valeur de 159.87 mm (**Tableau.III.2**, **Figure III.2**).

III.2 Étude des apports

L'étude des apports permet de quantifier les potentialités en eau du bassin, et d'estimer le régime hydrologique en termes d'écoulement, à partir de l'apport moyen interannuel, ce qui permet d'estimer les apports d'un barrage et donc sa capacité. Cependant, cette analyse est purement statistique.

En l'absence d'une station hydrométrique, on doit se référer aux méthodes empiriques ou analogiques

III.2.1 Apports liquides

a. Méthodes empiriques

Il existe plusieurs méthodes de quantification des apports au niveau d'un bassin versant :

- **Formule de l'ANRH :**

$\bar{A}$= 0.915 $(\bar{P})^{2.684}(S)^{0.842}$

A:apport moyen interannuel (en hm^3)

S : surface du bassin versant ; S=17.67Km²

$\bar{P}$: Pluie moyenne annuelle ; $\bar{P}$ =0.61275 m

- **Formule de SAMIE :**

$L_e = \bar{P}^2 (293 - 2{,}2\sqrt{S})$

S : surface du bassin versant ; S=17.67 Km²

$\bar{P}$: Pluie moyenne annuelle ; $\bar{P}$ =0.61275 m

$A0=L_e.S$

- **Formule de MEDINGER:**

$L_e = 1.024(P - 0.26)^2$

P: module interannuel (en m).

L_e: lame d'eau écoulée (en m).

$A = L_e.S$

- ***Formule de CHAUMONT:***

Cette relation donne le coefficient de ruissellement par la relation suivante:

$C_e = 0.6(1-10^{-0.36P^2})$

P: module interannuel en m.

La lame d'eau écoulée est donnée par la relation :

$L_e = P.C_e$

$A = L_e.S$

- ***Formule de COUTAGNE:***

Elle donne le déficit découlent D tel que:

$D = P - \lambda P^2$

$$\lambda = \frac{1}{0.8 + 0.14T_0}$$

T_0: température moyenne dans la zone d'étude. T_0 = **17.83 C°**

La lame d'eau écoulée est alors:

$L_e = P - D$

$A = L_e.S$

- ***Formule de TURC:***

$$L_e = P - \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{L^2}}}$$

Avec:
$L = 300+25T_0+0.05\ (T_0)^3$
T_0: température moyenne dans la zone d'étude. **17.83 C°**
$A = L_e.S$
Ms = Me/S
Me = A/T ; **T = 3,1536.10^7s.**
Les résultats de calcul de l'apport sont résumés dans **Tableau.III.3**

Tableau.III. 3: Estimation des apports liquides par les formules empiriques

Formule	Lame écoulée L_e (mm)	Module spécifique M_s (L/S/Km^2)	Apport moyen A (hm^3)
SAMIE	106.54	3.37	1.88
MEDINGER	127.42	4.04	2.25
CHAUMONT	98.35	3.12	1.74
COUTAGNE	**114**	**3.6**	**2.01**
TURC	65.65	2.08	1.16
INRH	156.19	4.95	2.76

D'après ces résultats on adopte finalement la valeur de ***COUTAGNE*** qui est la plus proche de la moyenne des autres valeurs, c'est-à-dire: (***A*** **=2.01** hm^3; ***M_S*** **=3.6** (L/S/Km^2); ***L_e*** **=114** (mm).

b. Répartition mensuelle de l'apport moyen:

La distribution des apports mensuels en pourcentage de l'apport interannuelle a été établit sur la base de la répartition mensuelle de la pluviométrie en question étant génératrice des apports de l'oued.

Cette technique d'adoption de la répartition mensuelle de la pluie a été considérée en raison de l'absence d'informations hydrométriques au niveau d'oued El Khengua.

Le calcul se fait par la formule suivante:

$$Q_m = P_m . C_e . S$$

Avec :
C_e: coefficient d'écoulement.
Ce = Le/P ; **Ce=0.186**
P_m: pluie mensuelle.
L_e: lame écoulée.
P: pluie moyenne annuelle.
S:surface du bassin versant (Km^2).
Q_m: apport liquide mensuel (hm^3).

La répartition est donnée par le tableau (**Tableau.III.4)**

Tableau.III. 4: Répartition de l'apport moyen interannuel

Mois	P_{moy}(mm)	A (m3)	A (%)	Mois	P_{moy}	A (m3)	A (%)
SEP	28.22	92661	4.61	**MAR**	45.83	150348	7.48
OCT	31.35	102912	5.12	**AVR**	65.16	213663	10.63
NOV	76.4	250647	12.47	**MAI**	37.86	124218	6.18
DEC	159.87	524409	26.09	**JUIN**	14.66	48039	2.39
JAN	80.02	262506	13.06	**JUIL**	0.46	1608	0.08
FEV	71.42	234366	11.66	**AOUT**	1.5	4824	0.24
				Apports total		**2010201**	

III.2.2 Caractéristiques de l'écoulement

- **Module de l'écoulement :**

Il est donné par :
Me=A0/ T ;
Avec :
A_0 : Apport moyen annuel **2.01 Hm^3** ;
T : Temps d'une année en secondes **T = 3,1536.10^7s ;**
AN: Me=63.74 l/s.
On a :
M0=Me/S

Avec :
Me : Module de l'écoulement (l/s)
S : Superficie du bassin (Km^2).
AN: **M0= 3.61** l/s.km^2

- **Calcul du coefficient de variation:**
- ***Formule de Padoun:***

$$C_v = K.\frac{0.93}{M_0^{0.23}}$$ Avec: 0.25 < K < 1, on prend K=0.7.

M_0: débit ou module spécifique (l/s/Km^2).

- ***Formule de Sokolovsky-Chevelev:***

$C_v = 0.78 - 0.291\ log(M_0) - 0.0063\ log(S+1)$
S: superficie du bassin versant.
M_0: débit ou module spécifique (en l/s/Km^2).

- ***Formule de Ugiprovodkhoz:***

$$C_v = \frac{0.7}{M_0^{0.125}}$$

M_0: débit ou module spécifique (en l/s/Km^2).

- ***Formule d'Antonov:***

$$C_v = \frac{0.78}{(S+1000)^{0.097}}$$

Tableau.III. 3: Récapitulatif du coefficient de variation.

Formule	***coefficient de variation Cv***
PADOUN	0.48
SOKOLOVSKY-CHEVELEV	0.61
UGIPROVODKHOZ	0.60
ANTONOV	0.4
Moyenne	0.52

On prend la valeur de *PADOUN,* ***Cv = 0.48***

III.2.3 Apports fréquentiels

a. Calcul des Apports fréquentiels

Ces apports sont nécessaires pour le dimensionnement de l'ouvrage et la gestion rationnelle de sa capacité pour les différents besoins. En Algérie selon la pratique en usage, la loi de distribution qui s'ajuste le mieux aux données d'observations des apports est la loi log-normale (loi de Galton).

L'apport de fréquence % est donné par la relation suivante :

$$A_{\%} = \frac{Ao}{\sqrt{Cv^2+1}} e^{z\sqrt{\ln(Cv^2+1)}}$$

Où :

Cv : coefficient de variation ;

Z : variable de Gauss;

Ao : apport moyen annuel

Tableau.III. 4: Les apports liquides de différentes fréquences

Période de retour (année)	5	10	20	50	5 ***Sèches***	10 ***Sèches***
Fréquence (%)	20	10	5	2	80	90
Z	0.84	1.28	1.65	2.057	-0.84	-1.28
Apport liquide (Hm^3)	2.656	3.246	3.841	4.623	**1.236117**	1.011
Lame d'eau ruisselée (mm)	150.33	183.68	217.39	261.65	**69.96**	57.22
Module (l/s/Km²)	4.77	5.82	6.89	8.30	2.22	1.81

$A_{80\%}$=1.236117 hm^3.

b. Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : A80**% = 1.236117 hm^3.**

Tableau.III. 5: Distribution des apports de fréquence 80 %.

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUL	AOU	Total
P_{moy}	28.22	31.35	76.4	159.87	80.02	71.42	45.83	65.16	37.86	14.66	0.46	1.5	612.75
$A_{80\%}$ (m^3)	56928.96	63243.19	154123.77	322510.03	161426.49	144077.48	92454.09	131449.01	76375.99	29574.01	927.97	3025.99	1236117
A (%)	4.61	5.12	12.47	26.09	13.06	11.66	7.48	10.63	6.18	2.39	0.08	0.24	100.0

Le calcul se fait par la formule suivante:

$A_{80\%}= P_m .C_{e80\%} .S$

Avec ;

C_e : coefficient d'écoulement en fonction de $L_{e80\%}$; Ce = $L_{e80\%}$ / P ;

P_m : pluie mensuelle.

$L_{e80\%}$: lame écoulée.

$L_{e80\%}= A_{80\%} /S$ **$L_{e80\%}$= 69.96mm** ; donc **Ce = 0.114**

P:pluie moyenne annuelle.

S:surface du bassin versant (Km^2).

$A_{80\%}$: apport liquide mensuel (hm^3).

III.3 Les pluies maximales journalières :

Les pluies maximales journalières sont souvent génératrices de crues exceptionnelles, pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi de probabilité à la série d'observation à fin de déterminer par la suite les précipitations maximales journalière fréquentielles les plus réalistes.

Les pluies maximales journalières annuelles avec leur coefficient de variation Cv sont données comme suit (BET Tassili Engineering) :

Cv : coefficient de variation (**CV = 0.99**) ; $\overline{Pjmax}$**=16.58mm**.

Donné par la relation suivante :

$$\mathbf{P_{jmaxf\%}}=\frac{\overline{Pjmax}}{\sqrt{Cv^2+1}}e^{u\sqrt{ln(Cv^2+1)}}$$

Avec;

P_{jmax} : Pluie maximale journalière

Pjmaxf% : pluie maximale journalière fréquentielle.

Cv : coefficient de variation

U : variable de Gauss.

Tableau.III. 6: résultats de calcul de la pluie maximale journalière fréquentielle

Période de retour (ans)	10	20	50	100	1000
Fréquence de retour	10%	5%	2%	1%	0.1%
Variable de Gauss	1.28	1.65	2.057	2.328	3.099
$P_{jmax\%}$	33.94	46.08	64.51	80.70	152.63

III.4 Pluie de courte durée:

Les précipitations exceptionnelles (Pct) de durée (t) inférieure à 24heures (courte durée) sont reliées aux précipitations journalières fréquentielles Pjmax.

$$\mathbf{Ptc = Pjmax(\frac{Tc}{24})^b}$$

Ptc : pluie de courte durée de fréquence égale à celle de Pjmax en mm ;

Pjmax% : pluie maximale journalière pour différentes fréquences (mm) ;

Tc : temps de concentration, (1.9 heure) ;

b : exposant climatique égale 0.6. (BET Tassili Engineering)

Tableau.III. 7: résultats de calcul de la pluie de courte durée.

Période de retour (ans)	10	20	50	100	1000
Fréquence de retour%	10	5	2	1	0.1
Variable de Gauss	1.28	1.65	2.057	2.328	3.099
Pjmax%	33.94	46.08	64.51	80.70	152.63
Ptc(mm)	7.41	10.06	14.08	17.62	33.33

III.5 Etude de crues :

Selon le glossaire international d'Hydrologie (WMO, 1974), une crue est définie comme la montée, en générale brève, du niveau d'un cours d'eau jusqu'à un maximum, cette montée précédant la décrue généralement plus lente. » (Benoît. H; 2008).

Les paramètres définissants une crue sont :

- Le débit maximum (débit de pointe) ;
- Le volume ;
- Le temps ;
- La forme (Hydrogramme de crues).

La connaissance des crues est d'une importance capitale pour le dimensionnement des ouvrages d'évacuation et de protection de chantier. Pour y parvenir on a utilisé les formules empiriques.

III.5.1 Débits maximums :

III.5.1.1 Débits moyen journalier de différentes fréquences :

Il est donné par la relation de **SAMIE :**

$$Q_{jf\%}=\frac{Pjmaxf\% * Cr * S * Ka}{86.4}$$

Avec;

Pjmax f%: pluie maximale journalière fréquentielle (mm) ;

Cr : coefficient de ruissellement instantané de crue en fonction de la hauteur de précipitation journalière maximale pour une fréquence donnée ;

Ka : coefficient d'amortissement de crue valant ka = 0.8.

Tableau.III. 8: Débit moyens journaliers de différentes fréquences

Fréquence (%)	10	5	2	1	0.1
période de retour (ans)	10	20	50	100	1000
Pluie max journalière fréquentielle (Pjmax)	33.94	46.08	64.51	80.70	152.63
Coefficient de ruissellement	0.64	0.67	0.7	0.71	0.76
Débit moyen journalier fréquentiel Qjf% (m3/s)	3.55	5.05	7.39	9.37	18.98

- **Formule de GIANDOTTI :**

$$Qf\% = Qjf\%\left(\frac{Ptc * 24}{Pjmaxf\% * Tc}\right)$$

Tableau.III. 9: Débit instantanés (relation de GIANDONTTI).

période de retour (ans)	10	20	50	100	1000
Fréquence de retour%	10	5	2	1	0.1
Variable de GAUSS	1.28	1.65	2.057	2.328	3.099
Pjmax ($f_{\%}$)	33.94	46.08	64.51	80.70	152.63
Ptc(mm)	7.41	10.06	14.08	17.62	33.33
Débit moyen journalier fréquentiel (m3/s)	3.55	5.05	7.39	9.37	18.98
Qmax (GIANDOTTI) (m3/s)	9.79	13.93	20.37	25.84	52.35

- **Formule de SOKOLOVSKY:**

$$Qf\% = 0.28\frac{Ptc*S*Cr}{Tc}f$$

f : Coefficient de forme de la crue : $f = \frac{12}{4+(3*\varphi)}$

Tableau.III. 10: Valeur de φ en fonction de Caractéristique bassin versant

bassin versant	**Valeurs de φ**
petits bassins versant S ≤ 50 km 2	2
bassins versants non boisés et peu perméables	2 : 3
bassins versants boisés et perméables	3 : 4

On prend une valeur de φ = 2 ,5

f : coefficient d la forme de crue f=1.04

Tableau.III. 11: Débit instantanés (relation de SOKOLOVSKY).

période de retour (ans)	10	20	50	100	1000
Fréquence de retour	10	5	2	1	0.1
Variable de GAUSS	1.28	1.65	2.057	2.328	3.099
Ptc(mm)	7.41	10.06	14.08	17.62	33.33
Coefficient de ruissellement	0.64	0.67	0.7	0.71	0.76
Qmax (SOKOLOVSKY) (m3/s)	12.84	18.25	26.69	33.89	68.60

- **Formule FULLER :**

$$Qf\% = Qjf\%\left(1 + \frac{2.66}{S^{0.3}}\right)$$

S : surface du bassin versant (17.67 km²).

$Qjf\%$: Débit moyen journalier fréquentiel (m3/s).

Tableau.III. 12: Débit instantané (relation de FULLER).

période de retour (ans)	10	20	50	100	1000
Fréquence de retour	10%	5%	2%	1%	0.1%
Variable de GAUSS	1.28	1.65	2.057	2.328	3.099
Débit moyen journalier fréquentiel (m3/s)	3.55	5.05	7.39	9.37	18.98
Qmax (FULLER) (m3/s)	7.54	10.73	15.70	19.90	40.31

- **Formule de TURAZZA :**

La formule de TURAZZA tient compte des pluies maximales de courtes durées, de l'intensité des pluies, de la superficie et du temps de concentration.

$$Qmax = \frac{Cr * Ptc * S}{3.6\ Tc}$$

Ou :
Ptc : pluie de courte durée pour un temps T ;
S : surface du bassin versant (17.67km²) ;
Tc : temps de concentrations (1.9h) ;
It : intensité de la pluie (mm/h) ;
Cr : coefficient de ruissèlement (0.6-0.8).

Tableau.III. 13: débit instantané (relation de TURAZZA).

période de retour (ans)	10	20	50	100	1000
Fréquence de retour	10	5	2	1	0.1
Variable de GAUSS	1.28	1.65	2.057	2.328	3.099
***Pjmax*(%)**	33.94	46.08	64.51	80.70	152.63
Ptc(mm)	7.41	10.06	14.08	17.62	33.33
Coefficient de ruissellement	0.64	0.67	0.7	0.71	0.76
Q_{max} (TURAZZA) (m3/s)	12.25	17.41	25.46	32.32	65.44

Tableau.III. 14: récapitulatif des débits.

Fréquence (%)	10	5	2	1	0.1
période de retour (ans)	10	20	50	100	1000
GIANDOTTI	9.79	13.93	20.37	25.84	52.35
TURAZZA	12.25	17.41	25.46	32.32	65.44
FULLER	7.54	10.73	15.70	19.90	40.31
SOKOLOVSKY	12.84	18.25	26.69	33.89	68.60
Débit du projet adopté	12.84	18.25	26.69	33.89	68.60

Devant la disparité entre les valeurs trouvées par les formules de calculs, et par mesure de sécurité ont écarté ces valeurs sous estimées, et on prend les valeurs maximale obtenue par la formule de (SOKOLOVSKY).

III.5.2 Hydrogramme de crue :

L'hydro gramme de crue sera établit selon la méthode de Sokolovsky. Cette méthode assimile l'hydro gramme de crue à deux équations paraboliques, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue.

- Pour la monté de la crue : $Qt = Qmax\% \left(\frac{t}{tm}\right)^m$
- Pour la décrue : $Qt = Qmax\% \left(\frac{tb-t}{td}\right)^n$

Avec :
tm : Temps de montée de la crue,
tm = tc = **1.9** (Selon Sokolovsky)

td : Temps de la décrue ; td = ɣ tm et ɣ = 2.5

td = 2.5* 1.9; td = **4.75h** tb= tm+td = **6.65h**

m et n: Puissance des courbes; **m = 2**, **n= 3**

ɣ : coefficient de forme de l hydro gramme de crue =2.5.

Tableau.III. 15: Coefficient de forme de l hydro gramme de crue

Description du cours d'eau	Valeur de ɣ
Petits cours d eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2.0-2.5
Petits cours d eau et vallons dans des bassins versants brises ou perméables. moyens cours d eaux avec terrasses de lit majeur normales.	3.0-4.0
Grands et moyens cours d eaux avec des terrasses de débordements étendues.	4.0-7.0

Tableau.III. 16: Hydro-gramme de crues de différentes périodes de retours.

T (h)	$Q_{10\%}$=12.84 (m^3/s)	$Q_{5\%}$=18.25 (m^3/s)	$Q_{2\%}$=26.69 (m^3/s)	$Q_{1\%}$=33.89 (m^3/s)	$Q_{0.1\%}$=68.60 (m^3/s)
0.0	0.0	0.0	0	0.0	0.000
0.19	0.1284	0.18	0.267	0.3389	0.686
0.38	0.5136	0.73	1.068	1.3556	2.744
0.57	1.1556	1.64	2.402	3.05	6.174
0.76	2.0544	2.92	4.270	5.422	10.976
0.95	3.21	4.5625	6.673	8.4725	17.150
1.14	4.6224	6.57	9.608	12.2004	24.696
1.33	6.2916	8.9425	13.078	16.60	33.614
1.52	8.2176	11.68	17.082	21.689	43.904
1.71	10.4004	14.78	21.619	27.45	55.566
1.9	**12.84**	**18.25**	**26.69**	**33.89**	**68.600**
2.09	11.36	16.146	23.614	29.98	60.693
2.28	9.998	14.211	20.783	26.389	53.418
2.47	8.75	12.4368	18.188	23.09	46.749
2.66	7.61	10.816	15.819	20.086	40.659
2.85	6.574	9.344	13.665	17.35	35.123
3.04	5.636	8.011	11.716	14.876	30.114
3.23	4.79	6.811	9.962	12.649	25.605
3.42	4.037	5.738	8.392	10.656	21.570
3.61	3.366	4.784	6.997	8.88	17.983
3.8	2.77	3.942	5.765	7.32	14.818
3.99	2.2549	3.205	4.687	5.95	12.047
4.17	1.8274	2.597	3.799	4.82	9.763
4.36	1.439	2.0449	2.991	3.797	7.687
4.55	1.1	1.577	2.306	2.928	5.928
4.74	0.835	1.1865	1.735	2.2	4.460
4.93	0.609	0.866	1.267	1.6	3.257
5.12	0.429	0.609	0.892	1.13	2.293
5.31	0.288	0.409	0.599	0.76	1.540
5.5	0.182	0.258	0.379	0.48	0.974
5.69	0.1	0.15	0.220	0.279	0.566
5.88	0.054	0.077	0.114	0.144	0.292
6.07	0.0233	0.033	0.049	0.06	0.125
6.26	0.007	0.01	0.015	0.018	0.038
6.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

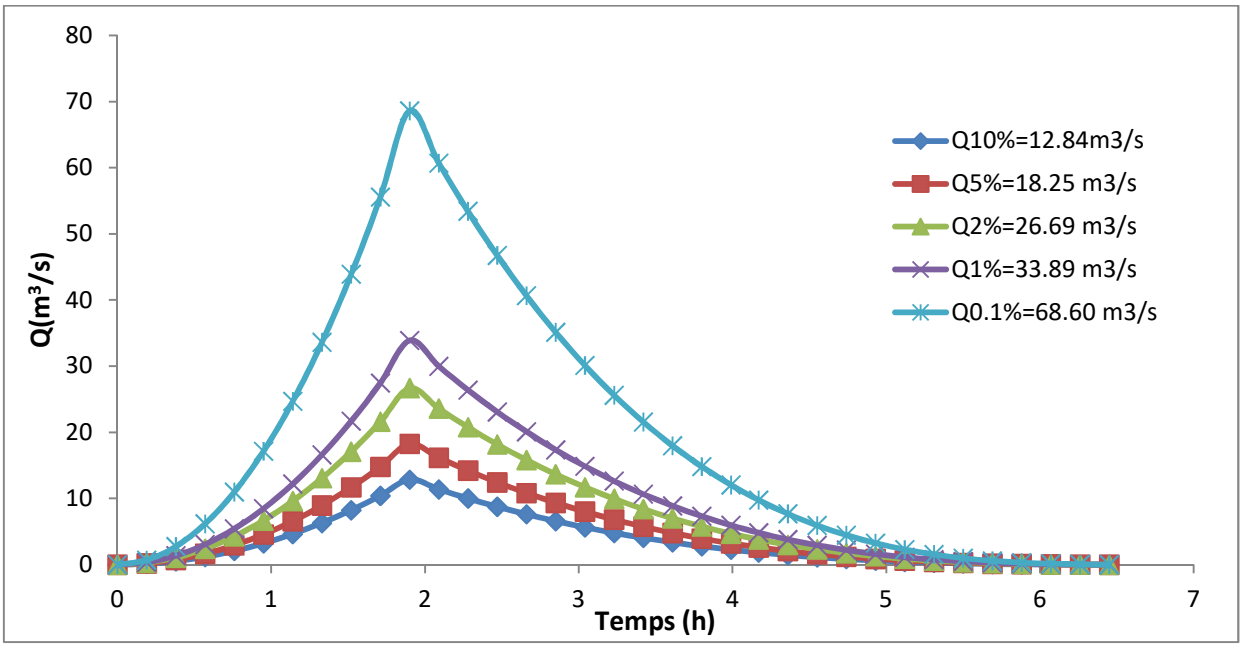


Figure III. 4: Hydrogramme de crue de différentes périodes de retour.

III.5.3 Choix de la crue de projet :

Définition : « La crue de projet est la crue de la plus faible fréquence entrante dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des Plus Hautes Eaux (PHE) et dimensionner l'évacuateur décrue, en intégrant les possibilités de laminage» (S.Francou, F. Rodier, 1967).

« La période de retour de la crue du projet est en fonction du risque intrinsèque à chaque ouvrage » (G.Milési ;1997, conformément aux recommandations du CFGB (Comité Français des Grands Barrage). (**Tableau.III.19**).

Tableau.III. 17: Domages en fonction des crues de projets de calculs.

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

Tableau.III. 18: critère de choix de la crue de projet.

Catégories des dommages	Crue de projet recommandée
Elevées : Perte de vie Dommage considérable	1/100000 à 1/10000
Importants : Pas de perte de vie Dommages importants.	1/10000 à 1/1000
Faibles : PAS de perte de vie Dommages légers.	1/1000 à 1/100

Nous optons pour une crue de projet de probabilité de dépassement annuelle de 1/100 avec un calcul de vérification du niveau d'eau dans la retenue par rapport à la crête de la digue pour une probabilité de crue. On retient pour cette retenue, la crue centennale $\mathbf{Q_{100\ ans} = 33.89\ m^3/s.}$

III.6 Transport solide

Comme le processus de transport et la suspension des apports solide dans la retenue est assez complexe et nécessite une information précise, nous ferons recours aux formules empiriques pour la quantification de l'apport solide.

III.6.1 Formule de TIXERONT -SOGREAH

Elle tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité, aussi el le est basée sur une étude effectuée dans 32 bassins si tués à l'est Algérien et 9 bassins Tunisiens. Le volume mort est estimé pour la relation suivant :

$$\boldsymbol{Ta = K^* Le^{0.15}}$$

Le : lame d'eau écoulée (mm) ; **Le = 114** (mm)
K : Caractéristique de perméabilité.

Tableau.III. 19: Variation de perméabilité de K (TIXERONT –SOGREAH)

Variation de perméabilité	K
Elevée	8.5
Moyenne	70
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

Pour notre cas K = 350 ; **Ta =712.2 t/km2 /an**

Le volume mort ou garde d'envasement se calcul comme s u i t : $\boldsymbol{Vm = \frac{Ta * S * T}{\xi}}$

En considérant un poids spécifique de la vase qui est de sable aces gravier **ξ .**
On prend **ξ = 1.6** t/m3

T : est la durée de vie du barrage en années (**T=20 an**)
S : superficie du bassin versant, (**17.67 km²**)
Donc le volume mort de la retenue est :
Vmort = 157308 m³
Pour des raisons de sécurité on opte pour le volume obtenu par la formule de Tixeront donc le volume mort estimé à 20 ans de service est **Vmort = 157308 m³.**

III.7 Etude de la régularisation

III.7.1 Introduction

La régularisation des débits permet de déterminer la meilleure façon de restituer les eaux stockées dans le but de satisfaire la demande en aval, que se soit en eau potable ou en irrigation, dans notre cas de oued EL Khengua le but est de satisfait les besoins en eau d'irrigation avec le moindre risque de défaillance possible. [5]

Les paramètres nécessaires pour le calcul de la régularisation sont :

- La répartition mensuelle de la demande en eau d'irrigation.
- La répartition mensuelle de l'apport (A 80%).
- La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

III.7.2 Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface » :

Le planimétrie des aires délimitées par les courbes de niveau sur un plan topographique à l'échelle de 1/2000 pour le site, permet d'évaluer les surfaces du plan d'eau pour chaque cote.[6]
Les volumes d'eau par tranches de hauteurs (Δ V) sont évalués selon l'expression :

$$\Delta V = 1/3\ \Delta h\ (S1 + S2 + \sqrt{S1 \times S2})$$

Si : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi en m^2
Si+1 : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi+1 en m^2
Δh : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives m.
ΔV :Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m^3).

Le Tableau.III.22 donne les caractéristiques topographiques et volumétriques de la retenue.

- Courbe capacité hauteur H=f (V).
- Courbe surface hauteur. H=f(S).

Tableau.III. 20: Variation topographiques et volumétriques.

altitude	Δh (m)	Surface (m^2)	*Volume* (m^3)	*Volume cumulé* (m^3)
209	0	0	0	0
210	1	2278.61	759.54	759.54
211	1	4311.97	3241.70	4001.24
212	1	6686.8	5456.14	9457.39
213	1	8970.85	7800.91	17258.30
214	1	12164.42	10527.19	27785.49
215	1	15401.8	13751.32	41536.80
216	1	19821.16	17565.09	59101.89
217	1	24669.5	22201.17	81303.06
218	1	30333.73	27452.88	108755.94
219	1	36268.29	33256.86	142012.79
220	1	41863.51	39032.47	181045.26
221	1	47570.69	44686.72	225731.98
222	1	53490.72	50501.78	276233.76
223	1	60842.75	57127.30	333361.06
224	1	68409.96	64589.40	397950.46

225	1	76198.03	72269.02	470219.48
226	1	82890.21	79520.65	549740.13
227	1	89496.47	86172.23	635912.36
228	1	95559.99	92511.67	728424.03
229	1	101857.7	98692.11	827116.15
230	1	108742.6	105281.38	932397.53
231	1	115673.4	112190.16	1044587.69
232	1	122668.5	119153.87	1163741.56

Pour la détermination des surfaces correspondantes aux apports mensuelles, ainsi que pour procéder aux calculs du bilan d'eau, on a utilisé les caractéristiques topographiques de la retenue

1. La courbe hauteur surface
2. La courbe hauteur volume

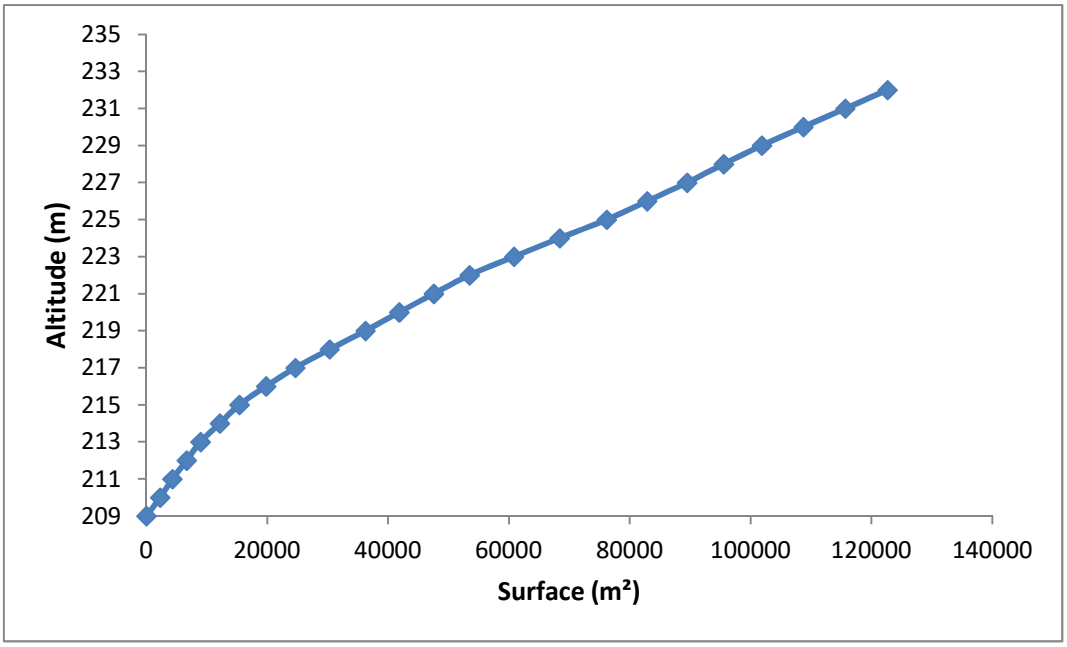


Figure III. 5: courbe « Hauteur- Surface » H=f(S)

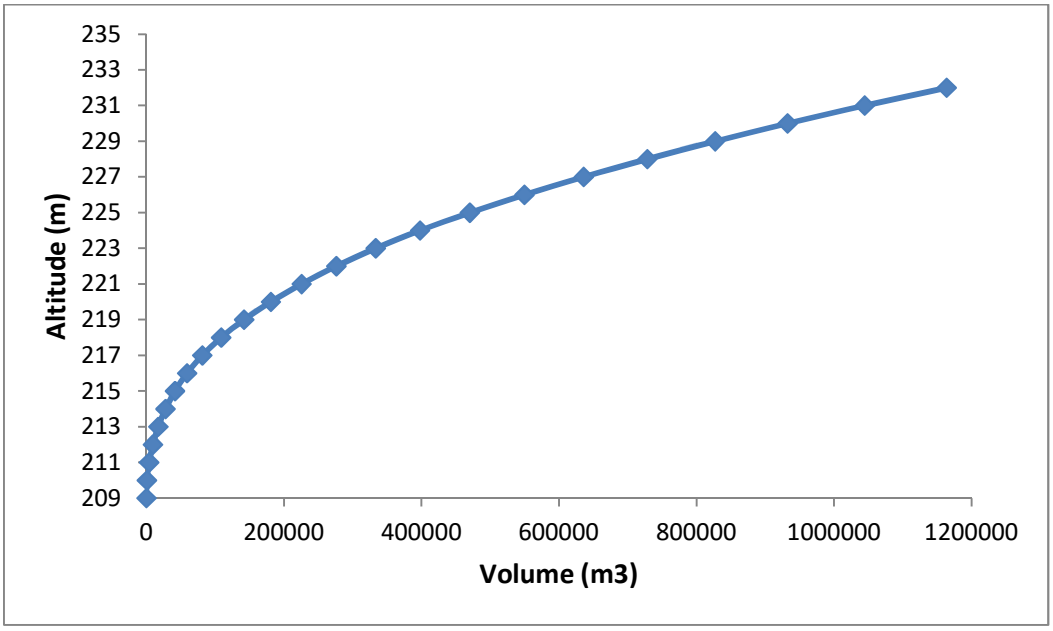


Figure III. 6: courbe « Hauteur- Capacité » H=f(V)

III.7.3 Répartition des paramètres de la régularisation:

- ***répartition mensuelle de l'apport (A 80% m3).***

Tableau.III. 21: répartition mensuelle de l'apport (A 80% m3).

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUL	AOU	Total
$A_{80\%}$ (m^3)	56928.96	63243.19	154123.77	322510.03	161426.49	144077.48	92454.09	131449.01	76375.99	29574.01	927.97	3025.99	1236117
A (%)	4.61	5.12	12.47	26.09	13.06	11.66	7.48	10.63	6.18	2.39	0.08	0.24	100.0

- ***répartition mensuelle de l'évaporation***

Tableau.III. 22: répartition mensuelle de l'évaporation. (BET Tassili Engineering)

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUL	AOU	Total
Evp	0.160	0.090	0.060	0.050	0.045	0.060	0.080	0.085	0.130	0.170	0.230	0.210	**1.370**
%	11.65	6.55	4.40	3.65	3.30	4.40	5.85	6.20	9.50	12.40	16.80	15.30	**100**

E = 1 370 mm / an
Nous avons : Vevp= S *Evp
Vevp : volume perdu à cause de l'évaporation en m3 ;
Evp : Evaporation mensuelle en m ;
S : Surface du plan d'eau km2.

- ***Répartition mensuelle de besoin***

B = 5000 m3/ha
S = 279.8 ha

Tableau.III. 23: répartition mensuelle de besoin. (BET Tassili Engineering)

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUL	AOU	Total
%	11.21	0	0	0	0	0	0	2.6	8.8	18	22	15	**100**
VOLUME	156827.9	-	-	-	-	-	-	36374	123112	251820	307780	209850	**1399000**

- **Pertes par infiltration**

Le volume mensuel des pertes par infiltration dans notre cas est donné par :
V_{inf} = 0.5% V_{evp}
V_{inf} : Volume perdu à cause de l'infiltration en m^3
On peut donc calculer les pertes par évaporation et infiltration (**Tableau.III.26**)

Tableau.III. 24: calcules des pertes par évaporation et infiltration

Mois	Surface (m²)	E(m)	Volume évaporé (m^3)	Volume infiltré (m^3)	Pertes total (m^3)
SEP	38327.5	0.16	6132.39	30.66	6163.05
OCT	17207.5	0.09	1548.68	7.74	1556.42
NOV	31914.6	0.06	1914.88	9.57	1924.45
DEC	52312.5	0.05	2615.63	13.08	2628.70
JAN	85011.8	0.045	3825.53	19.13	3844.66
FEF	96143.5	0.06	5768.61	28.84	5797.45
MAR	106063	0.08	8485.04	42.43	8527.47
AVR	111614	0.085	9487.21	47.44	9534.65
MAI	116931	0.13	15201	76.01	15277.02
JUIN	112768	0.17	19170.5	95.85	19266.35
JUIL	95945.4	0.23	22067.5	110.34	22177.79
AOUT	69667.8	0.21	14630.2	73.15	14703.39

- **Principe de calcul de la régularisation :**

La méthode utilisée est celle du bilan hydrique, basé sur la formule suivante :
Cr = Vinitial + Ai - Bi - pertes.
Où :
Cr : Capacité de la retenue.
$V_{initial}$: Volume au début du mois.
Ai : Apports mensuels.
Bi : Besoins mensuels.
Pertes = $V_{évaporé}$ + $V_{infiltré}$

Tableau.III. 25: Régularisation des apports a 80%

Mois	V_{int} (m^3)	Pertes (m^3)	Besoin (m^3)	Apport 80% (m^3)	V_{fin} (m^3)	Cote d'eau (m
SEP	**157308.0**	6163.05	156828	56928.96	51246.0	
OCT	51246.0	1556.42	0	63243.19	112932.8	
NOV	112932.8	1924.45	0	154123.77	265132.1	
DEC	265132.1	2628.70	0	322510.03	585013.4	
JAN	585013.4	3844.66	0	161426.49	742595.3	
FEF	742595.3	5797.45	0	144077.48	880875.3	
MAR	880875.3	8527.47	0	92454.09	964801.9	
AVR	964801.9	9534.65	36374	131449.01	1050342.3	**231.056**
MAI	1050342.3	15277.02	123112	76375.99	988329.2	
JUIN	988329.2	19266.35	251820	29574.01	746816.9	
JUIL	746816.9	22177.79	307780	927.97	417787.1	
AOUT	417787.1	14703.39	209850	3025.99	196259.7	

Vtotale = Vmort + Vutile
Vutile = Vtotale – Vmort

Tableau.III. 26: résultats de calcule des volume

V mort (m^3)	V utile (m^3)	V totale (m^3)	NNR (m)
157308	893034.3	1050342.3	231.056

III.7.4 Conclusion

La cote d'eau la plus grande est assimilée à la cote de retenue normale (NNR). Le tableau de calcul de la régularisation donne donc une cote de **231.056 m,** avec une hauteur totale de **22.056 m.**

III.8 Laminage des crues :

Le principal objectif de laminage est d'empêcher les inondations en bief aval, par le laminage des débits sortants du barrage. Que le plus grand débit, sortant du barrage, ne doit pas dépasser la capacité d'évacuation du lit en zone aval.

Les tâches essentielles des calculs de laminage des débits maxima des crues sont

1) Déterminer le débit maximum laminé et le niveau maximum d'eau dans le barrage (PHE).

2) Déterminer la largeur du déversoir, correspondant au débit maximum laminé q p% donné.

3) Déterminer le volume de stockage temporaire Vs dans le barrage. [7]

L'étude de laminage repose sur l'équation différentielle suivante :

$$\mathbf{Q_{ent}\,(t)\,dt = Q_{dév}\,(t)\,dt + A\,(z)\,dz.}$$

Avec :

$Q_{ent}\,(t)\,dt$: Elément de volume entrant ;

$Q_{dév}\,(t)\,dt$: Elément de volume sortant ;

$A\,(z)\,dz$: Variation de volume dans la retenue

t : temps ;

z : Côte de plan d'eau ;

$Q_{dév}$: Débit déversé dans la retenue ;

Q_{ent} : Débit sortant de la retenue par l'évacuateur de crue ;

$A\,(z)$: Aire de plan d'eau à la côte z.

III.8.1 Méthode pas à pas :

Comme hypothèse de calcule nous admettons en première approche

1-un déversoir à profil pratique dont le débit est : $\mathbf{Q_{dév} = \mu\, L\sqrt{2g}H^{3/2}}$

μ : Cœfficient de débit (0,45 – 0,56), on prendμ = 0,49 (déversoir profilé);

2- Côte de la retenue normale ;

3- L'hydrogramme de crue (crue de projet 1%) ;

4- Courbe (capacité hauteur) ;

5- Volume du déversoir ;

6- Langueur du déversoir ;

Pour les calculs :

- Diviser l'hydrogramme de crue en dt ;
- Laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau N.N.R ;
- Calcule du volume entrant dans le réservoir : $\boldsymbol{V_{ent} = Q_{moy}\,dt}$

Où :

V_{ent}: Le volume entrant dans la retenue ;

Q_{moy}: Le débit moyen (m3/s) ;

dt: La variation de temps ;

- Détermination des côtes à l'aide de courbe (capacité hauteur) ;
- Calcule de débit déversé.

On a propose trois largeurs déversées **8**, **10** et **12** m, les calculs sont présenté dans les tableaux suivant :

Tableau.III. 27: Laminage de crue pour L=8m

T(s)	$Q_{1\%}$ (m^3/s)	Q_{Moy} (m^3/s)	$V_{entrant}$ (m^3)	volume dans la retenue (m^3)	Cote (m)	$H_{dév}$ (m)	$Q_{dév}$ (m^3/s)	$V_{dév}$ (m^3)
0	0	0	0	1050342.3	**231.056**	0	0	0
684	0.3389	0.16945	115.9038	1050458.2	231.057019	0.001019	0.000565	0.386448
1368	1.3556	0.84725	579.519	1051037.3	231.061871	0.005871	0.007812	5.343095
2052	3.05	2.2028	1506.715	1052538.7	231.074438	0.018438	0.043472	29.7349
2736	5.422	4.236	2897.424	1055406.4	231.098393	0.042393	0.15156	103.6669
3420	8.4725	6.94725	4751.919	1060054.6	231.137090	0.08109	0.400948	274.2481
4104	12.2004	10.33645	7070.132	1066850.5	231.193373	0.137373	0.884073	604.7057
4788	16.6	14.4002	9849.737	1076095.6	231.269388	0.213388	1.711559	1170.707
5472	21.689	19.1445	13094.84	1088019.7	231.366510	0.31051	3.004338	2054.967
6156	27.45	24.5695	16805.54	1102770.3	231.485246	0.429246	4.883087	3340.031
6840	33.89	30.67	20978.28	1120408.5	231.625237	0.569237	7.457182	5100.712
7524	29.98	31.935	21843.54	1137151.3	231.756173	0.700173	10.17288	6958.247
8208	26.389	28.1845	19278.2	1149471.3	231.851342	0.795342	12.3159	8424.079
8892	23.09	24.7395	16921.82	1157969.0	231.916415	0.860415	13.8579	9478.802
9576	20.086	21.588	14766.19	1163256.4	231.956672	0.900672	14.84178	10151.78
10260	17.35	18.718	12803.11	1165907.8	231.976793	0.920793	15.34189	10493.85
10944	14.876	16.113	11021.29	1166435.2	231.980791	**0.924791**	**15.4419**	10562.26
11628	12.649	13.7625	9413.55	1165286.5	231.972082	0.916082	15.2243	10413.42
12312	10.656	11.6525	7970.31	1162843.4	231.953534	0.897534	14.76427	10098.76
12996	8.88	9.768	6681.312	1159425.9	231.927525	0.871525	14.12718	9662.989
13680	7.32	8.1	5540.4	1155303.3	231.896051	0.840051	13.36886	9144.299
14364	5.95	6.635	4538.34	1150697.4	231.860759	0.804759	12.5353	8574.143
15012	4.82	5.385	3683.34	1145806.6	231.823136	0.767136	11.66659	7979.946
15696	3.797	4.3085	2947.014	1140773.6	231.784257	0.728257	10.79102	7381.061
16380	2.928	3.3625	2299.95	1135692.5	231.744839	0.688839	9.926857	6789.97
17064	2.2	2.564	1753.776	1130656.3	231.705601	0.649601	9.090869	6218.154
17748	1.6	1.9	1299.6	1125737.8	231.667117	0.611117	8.295108	5673.854
18432	1.13	1.365	933.66	1120997.6	231.629875	0.573875	7.54852	5163.188
19116	0.76	0.945	646.38	1116480.8	231.594247	0.538247	6.856595	4689.911
19800	0.48	0.62	424.08	1112215.0	231.560472	0.504472	6.221438	4255.464
20484	0.279	0.3795	259.578	1108219.1	231.528720	0.47272	5.643411	3860.093
21168	0.144	0.2115	144.666	1104503.6	231.499098	0.443098	5.121362	3503.011
21852	0.06	0.102	69.768	1101070.4	231.471641	0.415641	4.65278	3182.501
22536	0.018	0.039	26.676	1097914.6	231.446329	0.390329	4.234301	2896.262
23220	0	0.009	6.156	1095024.5	231.423087	0.367087	3.861795	2641.468

Tableau.III. 28: Laminage de crue pour L=10m

T(s)	$Q_{1\%}$ (m^3/s)	Q_{Moy} (m^3/s)	$V_{entrant}$ (m^3)	volume dans la retenue (m^3)	Cote (m)	$H_{dév}$ (m)	$Q_{dév}$ (m^3/s)	$V_{dév}$ (m^3)
0	0	0	0	1050342.3	**231.056**	0	0	0
684	0.3389	0.16945	115.9038	1050458.2	231.057019	0.001019	0.000706	0.48306
1368	1.3556	0.84725	579.519	1051037.2	231.061870	0.00587	0.009762	6.677488
2052	3.05	2.2028	1506.715	1052537.3	231.074426	0.018426	0.054287	37.13243
2736	5.422	4.236	2897.424	1055397.6	231.098320	0.04232	0.188956	129.246
3420	8.4725	6.94725	4751.919	1060020.2	231.136804	0.080804	0.498537	340.9991
4104	12.2004	10.33645	7070.132	1066749.4	231.192538	0.136538	1.095027	748.9988
4788	16.6	14.4002	9849.737	1075850.1	231.267378	0.211378	2.109291	1442.755
5472	21.689	19.1445	13094.84	1087502.2	231.362316	0.306316	3.679599	2516.846
6156	27.45	24.5695	16805.54	1101790.9	231.477410	0.42141	5.93748	4061.236
6840	33.89	30.67	20978.28	1118707.9	231.611832	0.555832	8.994168	6152.011
7524	29.98	31.935	21843.54	1134399.5	231.734780	0.67878	12.13778	8302.24
8208	26.389	28.1845	19278.2	1145375.4	231.819812	0.763812	14.48855	9910.167
8892	23.09	24.7395	16921.82	1152387.1	231.873722	0.817722	16.04922	10977.67
9576	20.086	21.588	14766.19	1156175.6	231.902720	0.84672	16.91044	11566.74
10260	17.35	18.718	12803.11	1157412.0	231.912163	**0.856163**	**17.19413**	11760.79
10944	14.876	16.113	11021.29	1156672.5	231.906516	0.850516	17.0243	11644.62
11628	12.649	13.7625	9413.55	1154441.4	231.889457	0.833457	16.5147	11296.05
12312	10.656	11.6525	7970.31	1151115.7	231.863970	0.80797	15.76298	10781.88
12996	8.88	9.768	6681.312	1147015.1	231.832447	0.776447	14.84955	10157.09
13680	7.32	8.1	5540.4	1142398.4	231.796826	0.740826	13.83949	9466.209
14364	5.95	6.635	4538.34	1137470.5	231.758651	0.702651	12.78366	8744.026
15012	4.82	5.385	3683.34	1132409.8	231.719282	0.663282	11.72445	8019.526
15696	3.797	4.3085	2947.014	1127337.3	231.679650	0.62365	10.68949	7311.609
16380	2.928	3.3625	2299.95	1122325.7	231.640325	0.584325	9.694534	6631.061
17064	2.2	2.564	1753.776	1117448.4	231.601891	0.545891	8.753968	5987.714
17748	1.6	1.9	1299.6	1112760.3	231.564796	0.508796	7.877013	5387.877
18432	1.13	1.365	933.66	1108306.1	231.529413	0.473413	7.069769	4835.722
19116	0.76	0.945	646.38	1104116.7	231.496008	0.440008	6.334847	4333.036
19800	0.48	0.62	424.08	1100207.8	231.464729	0.408729	5.671504	3879.309
20484	0.279	0.3795	259.578	1096588.0	231.435668	0.379668	5.077527	3473.029
21168	0.144	0.2115	144.666	1093259.7	231.408866	0.352866	4.549461	3111.831
21852	0.06	0.102	69.768	1090217.6	231.384300	0.3283	4.082741	2792.595
22536	0.018	0.039	26.676	1087451.7	231.361907	0.305907	3.672225	2511.802
23220	0	0.009	6.156	1084946.0	231.341573	0.285573	3.312244	2265.575

Tableau.III. 29: Laminage de crue pour L=12m

T(s)	$Q_{1\%}$ (m^3/s)	Q_{Moy} (m^3/s)	$V_{entrant}$ (m^3)	volume dans la retenue (m^3)	Cote (m)	$H_{dév}$ (m)	$Q_{dév}$ (m^3/s)	$V_{dév}$ (m^3)
0	0	0	0	1050342.3	**231.056**	0	0	0
684	0.3389	0.16945	115.9038	1050458.2	231.057019	0.001019	0.000847	0.579671
1368	1.3556	0.84725	579.519	1051037.1	231.061870	0.00587	0.011712	8.011329
2052	3.05	2.2028	1506.715	1052535.8	231.074414	0.018414	0.065081	44.51553
2736	5.422	4.236	2897.424	1055388.8	231.098246	0.042246	0.226157	154.6912
3420	8.4725	6.94725	4751.919	1059986.0	231.136520	0.08052	0.595086	407.0389
4104	12.2004	10.33645	7070.132	1066649.1	231.191710	0.13571	1.302095	890.6328
4788	16.6	14.4002	9849.737	1075608.2	231.265397	0.209397	2.495639	1707.017
5472	21.689	19.1445	13094.84	1086996.0	231.358212	0.302212	4.32708	2959.722
6156	27.45	24.5695	16805.54	1100841.8	231.469810	0.41381	6.933102	4742.242
6840	33.89	30.67	20978.28	1117077.9	231.598965	0.542965	10.4204	7127.555
7524	29.98	31.935	21843.54	1131793.8	231.714478	0.658478	13.91678	9519.075
8208	26.389	28.1845	19278.2	1141553.0	231.790288	0.734288	16.38802	11209.4
8892	23.09	24.7395	16921.82	1147265.4	231.834374	0.778374	17.88584	12233.91
9576	20.086	21.588	14766.19	1149797.7	231.853850	0.79785	18.5613	12695.93
10260	17.35	18.718	12803.11	1149904.8	231.854673	**0.798673**	**18.59004**	12715.59
10944	14.876	16.113	11021.29	1148210.5	231.841648	0.785648	18.13714	12405.81
11628	12.649	13.7625	9413.55	1145218.3	231.818600	0.7626	17.3449	11863.91
12312	10.656	11.6525	7970.31	1141324.7	231.788522	0.732522	16.32893	11168.99
12996	8.88	9.768	6681.312	1136837.0	231.753732	0.697732	15.17958	10382.83
13680	7.32	8.1	5540.4	1131994.6	231.716044	0.660044	13.96644	9553.045
14364	5.95	6.635	4538.34	1126979.9	231.676851	0.620851	12.74111	8714.922
15012	4.82	5.385	3683.34	1121948.3	231.637357	0.581357	11.54491	7896.722
15696	3.797	4.3085	2947.014	1116998.6	231.598339	0.542339	10.40238	7115.229
16380	2.928	3.3625	2299.95	1112183.3	231.560221	0.504221	9.325191	6378.431
17064	2.2	2.564	1753.776	1107558.6	231.523462	0.467462	8.324267	5693.799
17748	1.6	1.9	1299.6	1103164.5	231.488398	0.432398	7.405456	5065.332
18432	1.13	1.365	933.66	1099032.8	231.455306	0.399306	6.57181	4495.118
19116	0.76	0.945	646.38	1095184.0	231.424372	0.368372	5.823131	3983.022
19800	0.48	0.62	424.08	1091625.1	231.395674	0.339674	5.156092	3526.767
20484	0.279	0.3795	259.578	1088357.9	231.369250	0.31325	4.566282	3123.337
21168	0.144	0.2115	144.666	1085379.2	231.345092	0.289092	4.048378	2769.091
21852	0.06	0.102	69.768	1082679.9	231.323145	0.267145	3.596228	2459.82
22536	0.018	0.039	26.676	1080246.8	231.303317	0.247317	3.203371	2191.106
23220	0	0.009	6.156	1078061.8	231.285475	0.229475	2.863049	1958.325

Les résultats de laminage de la crue :

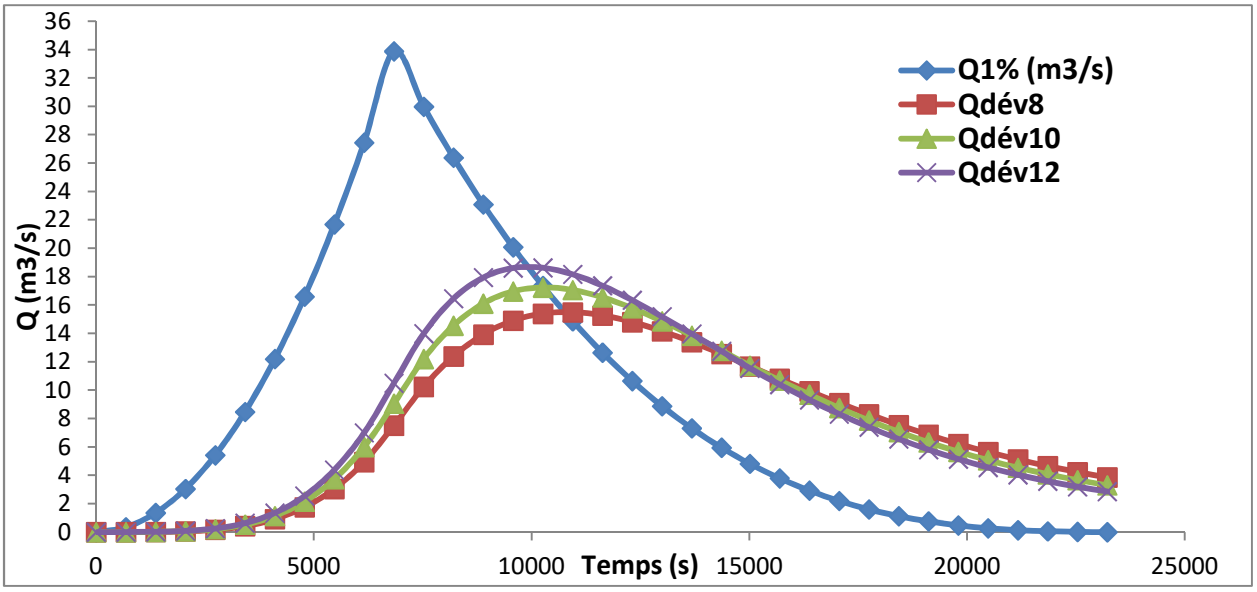


Figure III. 7: courbe laminage de la crue Entrée/sortie pour L (8m, 10m, 12m)

Tableau.III. 30: résultat de hauteur déversée en fonction de sa largeur et débit déversé

L(m)	H(m)	$Q_{dév}$ (m^3/s)
8	0.925	15.44
10	0.856	17.20
12	0.799	18.60

Selon l'étude de laminage de crues par la méthode pas à pas pour le dimensionnement du déversoir (sécurité et économie) et la reconstitution de l'hydrogramme de crue laminée, nous obtenons les résultats suivants :

- Le débit laminé : **$Q_{dév}$= 15.44 m^3/s**
- Largeur du déversoir : **b= 8 m**
- Temps de base : **Tb= 6.45 heures** (crue laminée)
- Hauteur déversée : **$H_{dév}$= 0.925 m**

On peut dire qu'on a un très bon laminage vu nous avons un rabattement de débit de pointe jusqu'à **45.6%,** ceci est dû à la forme spacieuse de la retenue de barrage.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons analysé pratiquement tous les paramètres hydrologiques régissant la réalisation de la retenue collinaire, à savoir les données pluviométriques, les débits, la régularisation de l'écoulement et le laminage de crue effectué. Ce qui nous permet de calculer les principales caractéristiques hydrologiques tel que notre retenue est d'une capacité de stockage de **1050342.3 m^3** et Hauteur normale de **22.056 m**.

CHAPITRE 4: Dimensionnement des ouvrages annexes

Introduction

Pendant l'élaboration d'un projet de barrage, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes qui sont considérablement lié à la sécurité et à l'exploitation des barrages. La conception de ces ouvrages doit tenir compte du type de barrage, sa fondation, la géologie des rives de la vallée, ainsi que la topographie du site et l'occupation du site en aval.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue seront :

- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- L'ouvrage de vidage de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.

IV.1 Evacuateurs de crues

L'évacuateur de crues doit être en mesure de débiter la plus grande crue calculée, sans que le barrage soit submergé et sans créer d'érosion en aval risquant d'endommager l'ouvrage.

IV.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont:

- La sûreté et la sécurité de fonctionnement.
- Les difficultés de réalisation.
- Les exigences topographiques du site.
- Les exigences géologiques de la fondation.
- La facilité d'entretien.
- La facilité de modification.
- Le coût de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories :

- Les évacuateurs à surface libre appelés déversoirs.
- Les évacuateurs vannés de fond ou de demi-fond : par puits noyé.

IV.1.2 Différents types des évacuateurs de crues

A. Evacuateurs de crues de surface ou latéral : Les déversoirs à seuils libre se révèlent la meilleure option en termes de fiabilité, simplicité, sécurité, coûts de construction et maintenance. Ils ne nécessitent aucune intervention humaine pour leur fonctionnement et ne sont donc pas susceptible de tomber en panne en cas de crue, L'évacuateur de surface est le plus répandu en raison de sa facilité d'implantation et ses avantages hydrauliques, on distingue [8] :

- ❖ **Évacuateur de crue latéral à entonnement frontal :** L'Évacuateur de crue latéral à entonnement frontal a un seuil disposé face à la rivière : l'écoulement ne change pas de direction
- ❖ **Evacuateur de crue latérale à entonnement latéral :** L'évacuateur est à entonnement latéral lorsque le seuil est disposé parallèlement à la rivière : l'écoulement change de direction à 90°. Lorsque le débit de crue est important, le seuil est en principe très long, ce qui conduit en général à choisir ce type d'évacuateur

B. Evacuateurs vannés de fond ou de demi-fond : Les évacuateurs de crues de demi-fond ou de fond comportent une partie verticale en forme de puits qui se prolonge par une galerie ou

une conduite qui passe sous l'ouvrage ou sous l'un de ses appuis et rejoint la vallée au pied du barrage.

C. **Évacuateur de crues en puits (tulipe) :** Dans ce type d'ouvrage, le déversoir lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval. Ce type d'ouvrage équipe le plus souvent les grands barrages.

D. **Evacuateur de crues en siphon :** Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, poser sur le corps du barrage

IV.1.3 Choix de la variante

L'évacuateur est un évacuateur de surface à seuil libre à entonnement latéral. Il est placé sur la rive droite qui présente des conditions topographiques favorables par rapport à la rive gauche. Le choix de la rive droite est imposé par la présence d'un glissement important sur la rive gauche pour lequel des dispositions de stabilisation sont adoptées dans le projet d'exécution.

IV.1.4 Dimensionnement de l'évacuateur de crue

L'évacuateur de crues est constitué d'éléments suivants :

- Un canal d'approche.
- Un déversoir.
- Un chenal.
- Un convergent.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.

Tableau IV. 1: Tableau IV.1: Donné de base

Q1% (m3/s)	Qdév(m3/s)	Bdév (m)	N PHE (m)	H dév (m)	NNR (m)
33.89	15.44	8	231.98	0.925	231.056

IV.1.4.1 Canal d'amenée :

Le canal d'amenée ou d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charge et guider calmement la crue vers le seuil déversant. Généralement, l'écoulement est fluvial avec une vitesse faible.

Vitesse d'approche :

La vitesse d'approche est donnée par la formule suivante: $\mathbf{V0 = \frac{Qdev}{S}}$

Dans le cas des petit barrage , le rapport : **P ≥ 1.33 Hdev**

Ou:

V0: Vitesse d'approche en m/s.

Qdév: Débit déversé en m3/s.

S: Section du canal d'approche,

Où

S = (b * h0) ; h0 = (P+ Hdév).

h0: Charge d'eau en (m).

b: Largeur du font déversant (b = 8 m).

A.N :

P = 1.33 Hdev $\Rightarrow$ **p = 1.23 m**

h0 = (**1.23** +0.925) $\Rightarrow$ **h0 =2.16m.**

S = (8*2.16) $\Rightarrow$ **S = 17.28 m^2**

On aura:

V0=15.44/17.2 $\Rightarrow$**V0=0.89m/s**

Hauteur des murs bajoyers du canal d'approche :

Le canal d'approche sera menu d'un mur jusqu'au déversoir. La hauteur du mur bajoyer est calculée par la formule suivante: $Hm=h_0+R$

Avec :

R, la revanche donnée par la formule suivante: $R = 0.6 + 0.05*V_0*(h_0)^{1/3}$

V_0 : la vitesse en m/s

H = tirant d'eau en m

R=0.658m

On opte pour une valeur de : **Hm=2.818m**

On prend une valeur de **2.82m**

Longueur du canal d'approche :

La longueur du canal d'approche dépend de la topographie, elle est égale **50m**

IV.1.4.2 Seuil déversant - profil déversoir:

Du point de vue hydraulique, on aura intérêt à donner au déversoir-poids un profil Craeger dont la forme théorique est conçue pour s'adapter à la face intérieure d'une nappe qui s'écoulerait librement dans l'atmosphère au-dessus d'une mince paroi (le résultat étant un meilleur coefficient de débit). Au niveau d'un projet, ce profil peut être approché par la construction géométrique **(figure IV.1)** suivante :

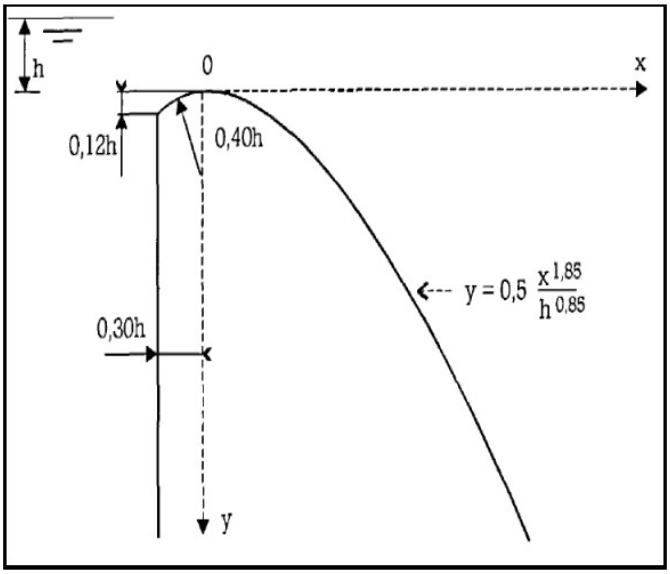


Figure IV. 1: Construction géométrique d'un profil Creager.

Les déversoirs à profil Creager, sont les plus répandues, ils sont répètent la forme de la nappe en chute libre.

La surface de déversement d'un déversoir à profil Creager peut être construite à l'aide des coordonnées suivant la trajectoire de la nappe libre. Les coordonnées du profil *Creager* sont déterminées par l'équation :

$$Y = \frac{X^{1.85}}{2Hdev^{0.85}}$$

Hdev : la hauteur déversée égale a **0.925 m**. Les calculs représentés dans le **tableau IV.2**, et la courbe dans la **figure IV.2**.

Tableau IV. 2: Valeur de x et y pour le tracé le seuil.

x	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2
y	0.027	0.098	0.208	0.354	0.534	0.749	0.996	1.275	1.585	1.926

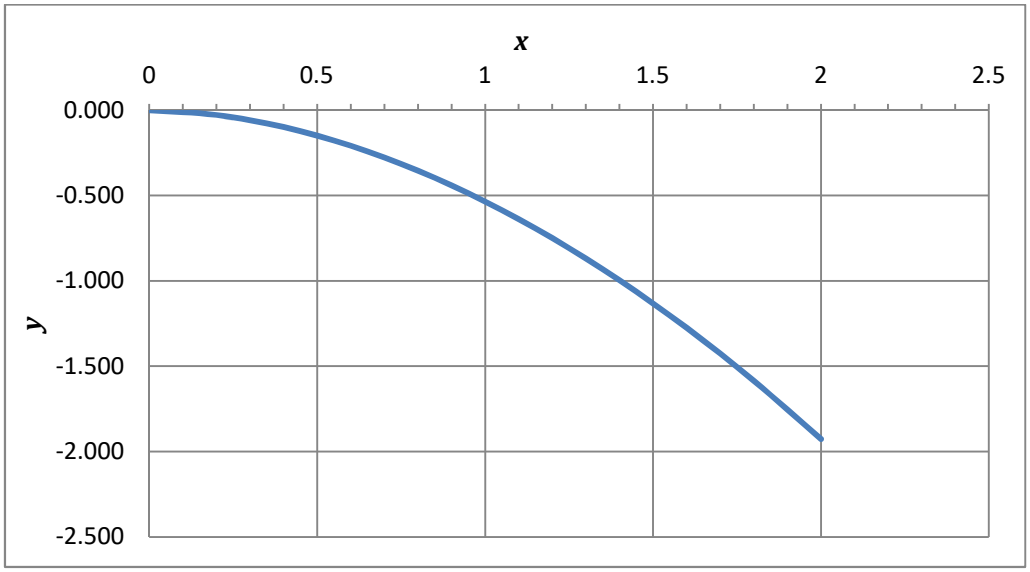


Figure IV. 2: le profil du seuil déversant type Greager.

- **Calcule de la hauteur du déversoir :** Notre déversoir doit être stable et économique la hauteur de pelle (P) doit être choisi en fonction des conditions topographiques du site et aussi d'autre paramètre tel que l'économie et la stabilité hydraulique .On estime (P) d'après la relation suivante :

P ≥ 1.33 Hdev **P = 1.23 m**

- **Calcul du rayon de courbure :** La partie inférieure du profil du déversoir est raccordée avec le fond du bief aval à l'aide d'une courbe dont le rayon est déterminé en fonction de la hauteur.

Si P < 10 m ⇒ R = 0.5 P

Donc, on aura : **R = 0.615 m**

0.12h = 0.111
0.4h = 0.37
0.3h = 0.277

Figure IV. 3: Tracé déversoir type Creager, (unité en mètre).

IV.1.4.3 Le chenal d'écoulement :

C'est la partie qui relie le déversoir avec coursier, La forme rectangulaire est la plus adoptée pour le chenal, parce qu'il est la disposition Hydraulique la plus intéressante après un déversoir

- ***Calcul du débit spécifique en dessous du seuil :***

$$qs=\frac{Qdev}{Bdev} \qquad qs=1.93\ m^2/s$$

- ***Dimensionnement du convergentes :***

La longueur du convergent, calculé par la formule suivante : **L=2,5(L1-L2)**

On a : **L1 = 8m** et **L2 = 3.5 m**

Donc **L =11.25m**

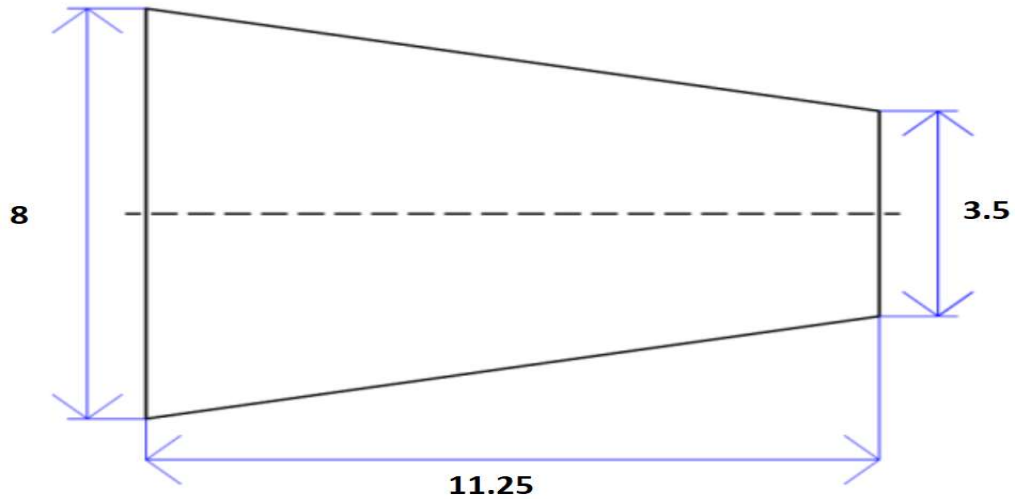


Figure IV. 4: Le chenal d'écoulement

Remarque : L'écoulement dans ce chenal n'est généralement pas uniforme, car le chenal est trop court. Il s'établit un ressaut, juste à l'aval du déversoir, qui conduit à un écoulement fluvial. Dans notre cas, on prend une pente de **0.1 %** Une longueur du convergent, calculé 11.25 m

- **La hauteur contractée hc :** La hauteur contractée peut être calculée par deux méthodes :

A. méthodes analytique :

$$\frac{q}{hc}=\varphi\sqrt{(p+Hdev-hc')2g}$$

$$hc=\frac{q}{\text{Ø}\lfloor(p+Hdev-hc')*2g\rfloor^{0.5}}$$

Ø : Coefficient de vitesse (Ø= 0,9) ;
P : la hauteur de déversoir en m ;
Hdév : la hauteur de la lame déversée en (m) Hdév =0.925 m
q **:** débit spécifique en m3/s/ml

$$hc=\frac{1.93}{0.9\lfloor(1.23+0.925-hc')*2g\rfloor^{0.5}}$$

On donne des valeurs à $h_{C'-1}$ et on calcule la hauteur contractée $h_{C'}$ et à chaque fois on vérifie. Si $h_C = h_{C-1}$, une fois cette dernière égalité et vérifie on adopte la dernière valeur de h_c.

1ére approximation : hc' = 0

$$hc=\frac{1.93}{0.9\lfloor(1.23+0.925-0)*2*9.81\rfloor^{0.5}}=0.329\neq 0$$

2éme approximation : hc' = 0,329m

$$hc=\frac{1.93}{0.9\lfloor(1.23+0.925-0.329)*2*9.81\rfloor^{0.5}}=0.358\neq 0.329$$

3éme approximation : hc' **= 0.358 m**

$$hc=\frac{1.93}{0.9\lfloor(1.23+0.925-0.358)*2*9.81\rfloor^{0.5}}=0.361\neq 0.358$$

4éme approximation : hc' **= 0.361 m**

$$hc=\frac{1.93}{0.9\lfloor(1.23+0.925-0.361)*2*9.81\rfloor^{0.5}}=0.361=0.361$$

Donc : **hc** =hc' **= 0.361 m**

B. méthodes grapho-analytique :

$q=\varphi hc\sqrt{2g(p+Hdev-hc)}$

$q^2=\varphi^2 hc^2[2g(p+Hdev-hc]=2gp\varphi^2hc^2+2g\varphi^2hc^2Hdev-2\varphi^2ghC^3$

$\frac{q^2}{2gQ^2}$= (p+Hdév) hc^2-hc^3

On donne des valeurs à hcon et on calcule Y, puis on trace la courbe Y=f(hc)

Y= (1.23 + 0.925).hc^2-hc^3 → **Y = 2.155 hc^2-hc^3**

$y=\frac{q^2}{2g\varphi^2}=\frac{1.93^2}{2*9.81*0.9^2}=0.234m$

Tableau IV. 3: calcule la hauteur contractée par la méthode grapho- analytique.

hc_0	0	0.05	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	**0.361**	0.4
y	0	0.005	0.021	0.045	0.078	0.119	0.167	0.221	**0.234**	0.281

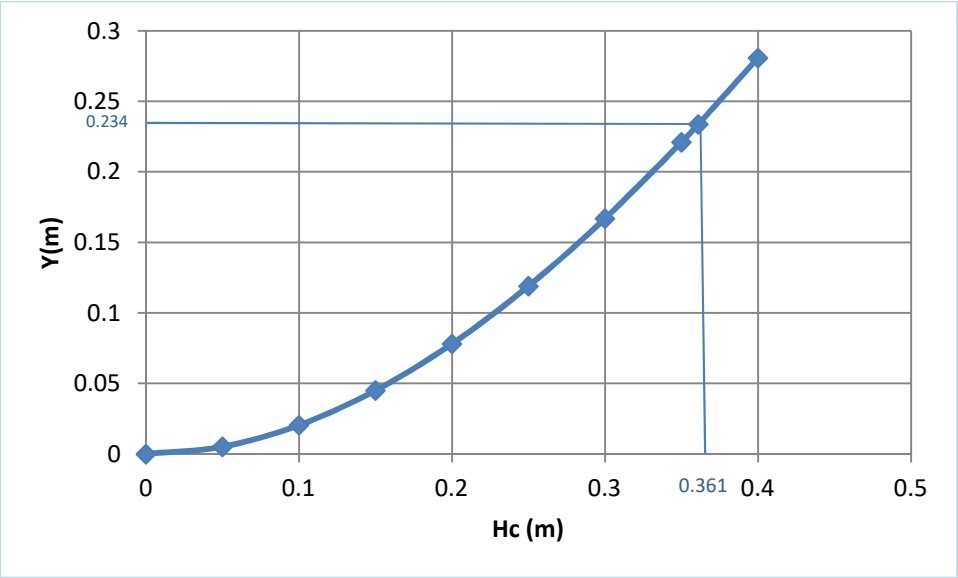


Figure IV. 5: : La hauteur contractée.

A partir de la courbe de la **figure IV.5** ; **hc = 0.361 m**.
Donc par les deux méthodes la hauteur contractée est égale a **0.361 m**
Vitesse contractée :
Vc : la vitesse dans la section contractée

$$Vc = \frac{Qdev}{Hc * b} = \frac{15.44}{0.361 * 8} = 5.35\text{m/s}.$$

- ***Calcul du nombre de Froude :***

$$\mathbf{Fr} = \frac{\mathbf{v}}{\sqrt{\mathbf{g*hc'}}}$$

Fr = 2.84 donc, il apparait dans le chenal un ressaut hydraulique de type oscillant.

- **Calcul des profondeurs conjuguées :**

Ils sont déterminés selon la formule suivante :

$$h'' = \frac{hc}{2}\left[\sqrt{1 + 8\left(\frac{hcr}{hc}\right)^3} - 1\right]$$

hc : la hauteur contractée a la fin du déversoir **hc = 0.361 m**.
hcr : la hauteur critique, calculer par la formule suivante :

$$hcr = \sqrt[3]{1/g\left(\frac{Qdév}{b}\right)^2} \rightarrow hcr = \sqrt[3]{1/g\left(\frac{15.44}{8}\right)^2}$$

hcr = 0.72 m

h" :Deuxième profondeur conjuguée.

$$h'' = \frac{0.361}{2}\left[\sqrt{1 + 8\left(\frac{0.72}{0.361}\right)^3} - 1\right]$$

h''= 1.27 m

• ***La hauteur du ressaut :***

hress = h''- h' **hress = 0.91 m**

• ***La langueur du ressaut :***

On peut le calculer par les formules empiriques suivantes :

***Formule de PAVLOVSKY* :**

L ress = 2,5 (1,9 h''- h')

A.N : L ress= 5.13 m

Formule de SAFRANETS :

L ress= 4,5 h''

A.N : L ress= 5.72 m

On prend une longueur de ressaut de **5.13 m**

- **Calcul des paramètres critiques :**
  - **Hauteur critique :** La hauteur critique est calculée plus haut, elle est égale a **0.72m.**
  - ***Vitesse critique :***

$$\mathbf{Vcr} = \frac{Qdév}{Scr}$$

Avec :

Vcr : la vitesse critique en (m/s) .

Scr : section mouillée critique.

A.N :

Scr = 8*0.72 **Scr = 5.76 m²**

$\mathbf{Vcr} = \frac{15.44}{5.76}$ **Vcr = 2.68 m/s**

  - ***Pente critique Icr:*** D'après CHEEZY :

$Vcr = C\sqrt{R \times icr} \Rightarrow Vcr^2 = C^2 \times R \times icr \Rightarrow icr = \frac{Vcr^2}{C^2 \times R}$

C : coefficient de CHEEZY ; $C = \frac{1}{n} \times R^{1/6}$

n = 0,014 pour le béton.

R : rayon hydraulique en (m) ; $R = \frac{Scr}{Pcr}$.

Scr : la section critique en m2.

Pcr : périmètre critique en m.

Vcr : vitesse critique en (m/s).

A.N :

Scr= 4*hcr ⇒ **Scr = 5.76 m²**

Pcr = 2.(hcr)+8 ⇒ **Pcr = 9.44 m**

R = 5.76/9.44 ⇒ **R = 0.61m**

$C = \frac{1}{0.014} \times R^{1/6}$ C = 65.78

$icr = \frac{2.68^2}{65.78^2 \times 0.61}$ i_{cr} = 0.0027 = 0.27 **%**

i (0.001 m/m) < i_{cr} (0.0027 m/m) → La condition de la pente pour le chenal d'écoulement est vérifiée.

➢ ***Calcul la hauteur normale hn :***

Cette hauteur est calculée par la méthode de CHEEZY :

Q =V.Sm = Sm.C.$\sqrt{R.i}$

b = largeur de chenal ; **b = 8 m**,

Sm : la section mouillée en m²

R : rayon hydraulique en (m) ; $Rh = \frac{Sm}{Pm}$

P : périmètre mouillé en m ; Pm = b+2h

i : pente de chenal **i = 0,001**

Tableau IV. 4: Calcul de la hauteur normale dans le chenal

H (m)	S (m²)	P (m)	R (m)	C	V (m/s)	Q (m^3/s)
0.1	0.8	8.2	0.10	48.46	0.48	0.38
0.2	1.6	8.4	0.19	54.18	0.75	1.20
0.3	2.4	8.6	0.28	57.74	0.96	2.32
0.4	3.2	8.8	0.36	60.35	1.15	3.68
0.5	4	9	0.44	62.40	1.32	5.26
0.6	4.8	9.2	0.52	64.09	1.46	7.03
0.7	5.6	9.4	0.60	65.52	1.60	8.96
0.8	6.4	9.6	0.67	66.76	1.72	11.03
0.9	7.2	9.8	0.73	67.85	1.84	13.24
1	8	10	0.80	68.82	1.95	15.57
1.1	8.8	10.2	0.86	69.69	2.05	18.01

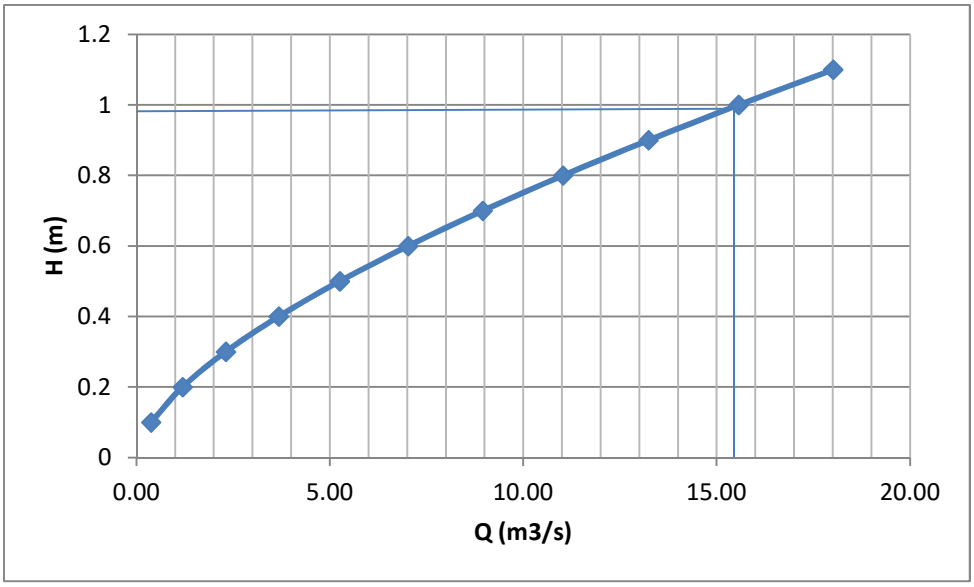


Figure IV. 6: Courbe de tarage du chenal d'écoulement.

A partir de la courbe de tarage on a trouvé que : **hn = 0.98 m**

➢ ***Vérification du régime :***

Le régime dans le chenal est un régime fluvial avec **hn= 0.98 m >hcr =0.72** m , au début du critique (apparition d'un ressaut)

- ***Au début du chenal :*** La hauteur du mur a l'entrée du chenal est :
  Hm = hc+R
  Avec :

R, la revanche donnée par la formule suivante: $R = 0.6 + 0.05 * Vc * (hc)^{1/3}$
Vc : la vitesse contractée en m/s **5.35 m/s**
Hc = tirant d'eau contractée en m **0.361 m**
R **=0.79**
On opte pour une valeur de :
Hm =0.79 + 0.361 ⇒ **Hm =1.15m**

- **Dans le chenal:** A la fin du ressaut le tirant d'eau égale à deuxième la hauteur conjuguée.

Hm=h'' +R
$R = 0.6 + 0.05 * V'' * (h'')^{1/3}$
V'' : la vitesse en m/s
h'' = **1.27 m**
V'' = **1.52** m/s.
R **=0.68 m**
On opte pour une valeur de : Hm =0.68 + 1.27 ⇒ **Hm =1.95 m**

- **A la fin du chenal :** c'est une section de contrôle ou le tirant d'eau égale à la hauteur critique.

Hm=hcr+R
$R = 0.6 + 0.05 * Vcr * (hcr)^{1/3}$
V : la vitesse en m/s
hcr = **1.26 m**
Vcr = **3.5** m/s.
R **=0.79**
On opte pour une valeur de : Hm =0.79 + 1.26 ⇒ **Hm =2.5 m**

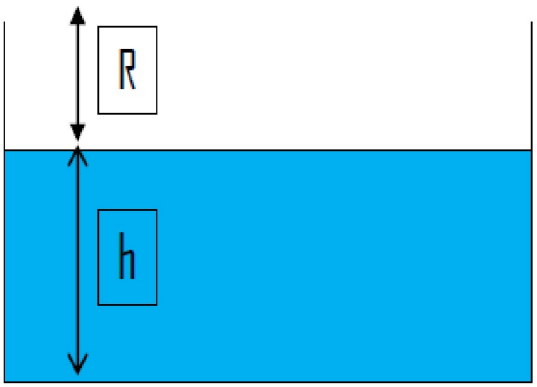


Figure IV. 7: Hauteur du mur.

IV.1.4.4 Le coursier
C'est la partie comprise entre le chenal d'écoulement et le bassin d'amortissement. Il a une section rectangulaire d'une largeur de 3.5 m construit d'une façon qui permet le transport de

l'eau, tel que la ligne de ce dernier ne dépasse pas la hauteur critique pour assurer la torrentialité de l'écoulement. Le coursier est un seul tronçon a une longueur de **65 m**, (**Figure IV.8**).

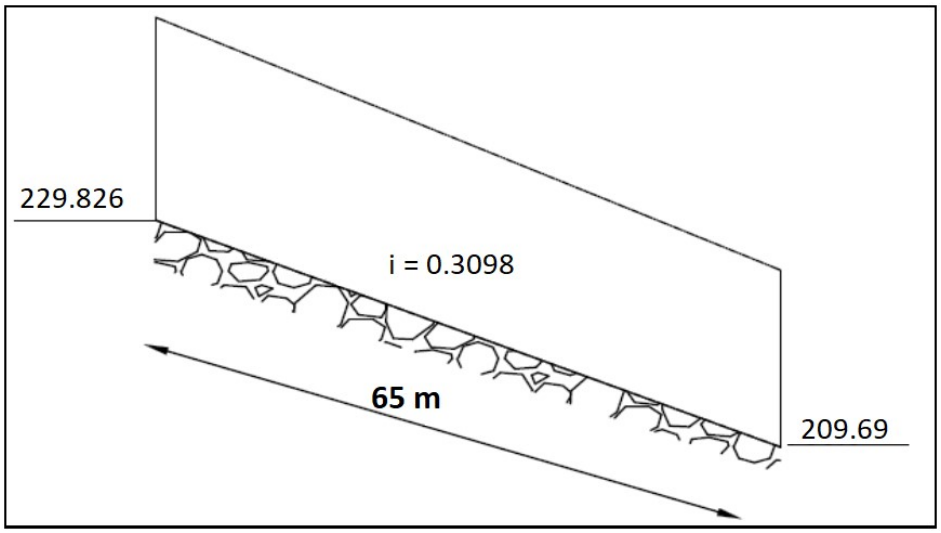


Figure IV. 8: Le tronçon du coursier

$I = \frac{\cot e \max - \cot e\ min}{L}$

$I = \frac{229.826 - 209.69}{65} = 0.3098 = 31\%$

On trace la courbe de tarage de ce tronçon.

$qs = \frac{Qdév}{b}$

Qdév : débit déversé en m^3/s ; 15.44 m^3/s

b : largeur du coursier en m (**b=3.5 m**).

A.N :

$qs = \frac{15.44}{3.5}$ → qs = 4.41 m^3/s /ml

a) *Courbe de tarage de tronçon :*

b =3.5m ; n = 0,014 ; Qdév =15.44 m3/s ; L=65 m ; I = 0,31.

Tableau IV. 5: Calcul la hauteur normale dans le coursier.

H (m)	S (m^2)	P (m)	R (m)	C	V (m/s)	Q (m3/s)
0	0	3.5	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	0.175	3.6	0.05	43.15	5.30	0.93
0.1	0.35	3.7	0.09	48.22	8.26	2.89
0.15	0.525	3.8	0.14	51.36	10.63	5.58
0.2	0.7	3.9	0.18	53.65	12.65	8.86
0.25	0.875	4	0.22	55.45	14.44	12.63
0.3	1.05	4.1	0.26	56.92	16.04	16.84
0.35	1.225	4.2	0.29	58.17	17.49	21.43
0.4	1.4	4.3	0.33	59.24	18.82	26.35
0.45	1.575	4.4	0.36	60.19	20.05	31.58

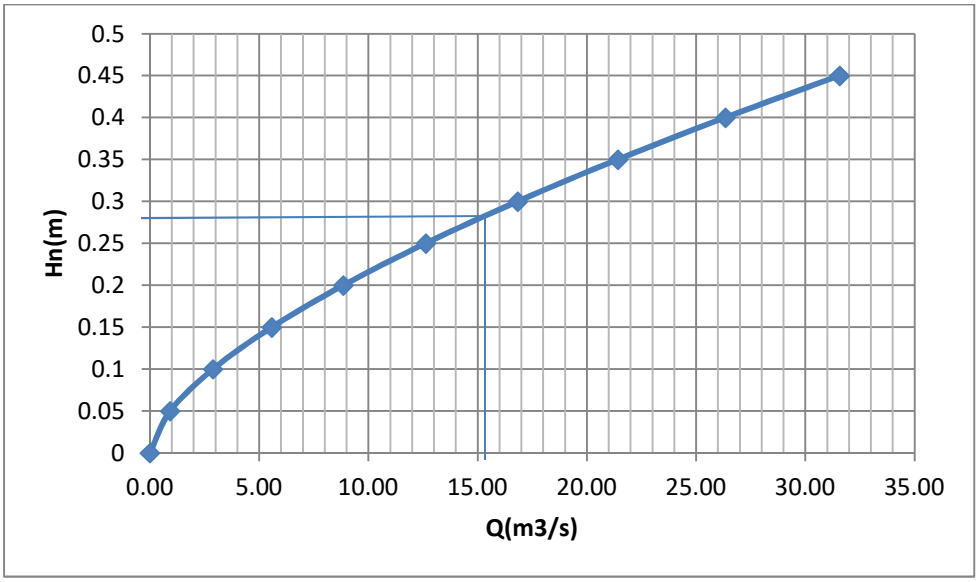


Figure IV. 9 :Courbe de tarage du coursier.

A partir de la courbe (**figure IV.9**) en obtient : **hn = 0.28 m**

- ***Calcul de la profondeur critique :***

Pour calculer la hauteur critique on utilise la formule suivante :

hcr = $\sqrt[3]{1/g\left(\frac{Qdév}{b}\right)^2}$

hcr : la hauteur critique de forme rectangulaire (m).
b : largeur du canal ; **b=3.5 m**.
g : accélération de la pesanteur.
Donc :

hcr = $\sqrt[3]{1/g\left(\frac{15.44}{3.5}\right)^2}$ → **hcr = 1.26 m**

- ***La pente critique :***

icr = $\frac{Vcr^2}{C^2 \times R}$

C : coefficient de CHEEZY ; C = $\frac{1}{n} \times R^{1/6}$

n = 0,014 pour le béton.

R : rayon hydraulique en (m) ; R = $\frac{S}{P}$.

S : la section critique en m2.
P: périmètre critique en m.
Vcr : vitesse critique en (m/s).

A.N :

Scr= 3.5*hcr	⇒	**Scr = 4.41 m²**
Vcr = $\frac{Qdév}{Sc}$	⇒	**Vcr = 3.50**
Pcr = 2.(hcr)+3.5	⇒	**Pcr = 6.02 m**
R = 4.41/6.02	⇒	**R = 0.73m**
C= 67.8	⇒	icr = $\frac{3.50^2}{67.8^2 \times 0.73}$; **icr = 0.0037**

- **Vérification du régime :**

hn = 0,28 m < hcr = 1.26 et **I = 0,31 > icr = 0,0037** ⇒ écoulement torrentiel

b) ***Calcul hydraulique de la ligne d'eau :***

1) **Méthode de PAVLOVSKY :**

On utilise la méthode de PAVLOVSKY qui donne la longueur ΔL d'un tronçon :

$$dli = \frac{a_i}{I}[\Delta Zi - (1 - \bar{J}cini)\Delta\varphi(Zi)]$$

Avec :

dli: Longueur élémentaire entre deux sections ;

$a_i = \frac{\Delta hi}{\Delta Zi} = \frac{h_i - h_{i-1}}{Z_i - Z_{i-1}}$

$Zi = \frac{K_i}{K_0}$; $Ki = WiCi\sqrt{Ri}$

$K_0 = \frac{Qdév}{\sqrt{I}}$;

$\bar{J}cini$: Paramètre critique ;

$\bar{J}cini = \frac{Jcini \quad Jcini\,(i-1)}{2}$

$Jcini = \frac{\alpha I_i . B_I C^2 i}{g X_i}$;

$C = \frac{1}{n} + 17{,}72 \log R$;

$\Delta\varphi Zi = \varphi Zi - \varphi Z(i-1)$

$\varphi Zi = 1{,}15 \log \frac{Z_i + 1}{Z_i - 1}$ si $Z_i > 1$

$\varphi Zi = 1{,}15 \log \frac{Z_i + 1}{1 - Z_i}$ si $Z_i < 1$

Avec :

I : pente du tronçon (**0.3098**)

i : indice indiquant la section.

g : accélération de pesanteur g= 9,81m/s2.

a : varie entre 1,05 et 1,1 on prend a=1.1.

B : largeur de coursier **(3.5 m)**

h : hauteur de la ligne d'eau dans la section i ;

Les résultats dans le **tableau IV.6**

2) **methode de « BERNOULLI » :**

On peut calculer les profondeurs d'eau dans le coursier par la méthode de **BERNOULLI,** en faisant plusieurs sections :

$dl.I + \frac{\alpha v_1^2}{2g} + h_1 = h_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g} + h_z$

A = B

Notre coursier ayant une section rectangulaire, d'une largeur **b =3.5 m** et une longueur **L=65 m** , il est composé d'un seul tronçon.

Avec :
I : pente du coursier, **I=0,3098**.
dl : distance entre les sections.
h1 : hauteur d'eau au début de la section considérée ;
h2 : hauteur d'eau à la fin de la section considérée ;
v1 : vitesse au début de la section considérée ;
v2 : vitesse à la fin de la section considérée ;
hz : perte de charge ;
α : Coefficient de vitesse,α =1,1.

On cherche à vérifier l'égalité A=B
On prend

$$dl.I+\frac{\alpha {v_1}^2}{2g} + h_l$$

h1 : hauteur d'eau à la fin du convergent et début du coursier
h1= 1.26 m
Vcr = $\frac{Qdév}{Scr}$; où :
S = b.h
b : largeur de coursier **(3.5 m)**
h : hauteur d'eau h = h1= **hcr =1.26m**

A.N :
Au début du coursier pour la première section dl est variable, le premier terme A étant connu, on considère donc le 2éme terme B, h2 , v2 , hz sont inconnues. Nous allons donc donner des valeurs à h2 pour assurer l'égalité A=B, hz et v2 se calculent comme suite :

$$Vm = Cm\sqrt{Rm.Iz} \Rightarrow Iz = \frac{Vm^2}{Cm^2.Rm}$$

Vm : vitesse moyenne ;
Rm : rayon hydraulique ;
$Rm = \frac{Sm}{Pm}$
Sm : section moyenne $Sm = b.hm$
hm : hauteur moyenne $hm = \frac{h_1+h_2}{2}$
Pm : périmètre moyen $Pm= b+2.hm$
Cm : coefficient de CHEZZY $C = \frac{1}{n} \times R^{1/6}$
n : coefficient de rugosité n = 0,014.
Hz=Iz.dl

où:

hz : perte de charge ;

On calcul v2 $V_2 = \frac{Qdév}{S_2}$

S_2=b.h2

Donc on peut calculer le le 2éme terme B

$B = h_2 + \frac{\alpha {v_2}^2}{2g} + h_z$

Une fois l'égalité est vérifiée, on adopte la valeur de h2 comme valeur finale de la section Considérée. (**Tableau IV.7**)

Tableau IV. 6: Calcul du tirant d'eau par la méthode de Pavlovsky .

Hi	Si	Pi	Ri	Ci	Ki	Jcini	Jcini moy	1-Jcini (2)	Zi	dZi	φ Z	dφZ (1)	1*2	dhi	ai	ai/I	dli
1.26	4.41	6.02	0.73	69.03	260.6	96.31	0.0	0.0	9.41	0.0	0.14	0.0	0.0	0.00	0.0	0.0	0.0
1.13	3.96	5.76	0.69	68.54	224.6	99.21	97.76	-96.76	8.11	-1.30	0.16	0.016	-1.55	-0.13	0.10	0.32	0.08
1.00	3.50	5.50	0.64	67.95	189.7	102.13	100.67	-99.67	6.85	-1.26	0.18	0.021	-2.06	-0.13	0.10	0.33	0.27
0.87	3.05	5.24	0.58	67.25	156.1	105.01	103.57	-102.57	5.64	-1.21	0.20	0.028	-2.87	-0.13	0.11	0.35	0.57
0.74	2.59	4.98	0.52	66.40	124.0	107.70	106.36	-105.36	4.48	-1.16	0.24	0.040	-4.25	-0.13	0.11	0.36	1.12
0.61	2.14	4.72	0.45	65.32	93.80	109.99	108.85	-107.85	3.39	-1.09	0.31	0.065	-7.03	-0.13	0.12	0.38	2.28
0.48	1.68	4.46	0.38	63.91	65.90	111.44	110.71	-109.71	2.38	-1.01	0.44	0.132	-14.43	-0.13	0.13	0.42	5.59
0.35	1.23	4.20	0.29	61.95	40.98	111.16	111.30	-110.30	1.48	-0.90	0.95	0.505	-55.68	-0.13	0.14	0.47	25.54
0.3182	1.11	4.14	0.27	61.33	35.44	110.63	110.90	-109.90	1.28	-0.20	1.47	0.527	-57.86	-0.03	0.16	0.51	29.57
																	65.02

Tableau IV. 7: : Calcul le tirant d'eau par la méthode de Bernoulli.

h1	h2	dli	hm	Smoy	Pmoy	Rmoy	Cmoy	Vmoy	Iz	hz	S2	V2	A	B
1.26	1.13	0.08	1.20	4.18	5.89	0.71	67.47	3.69	0.004	0.000	3.96	3.90	1.972	1.985
1.13	1.00	0.27	1.07	3.73	5.63	0.66	66.69	4.14	0.006	0.002	3.50	4.41	2.068	2.093
1.00	0.87	0.57	0.94	3.27	5.37	0.61	65.77	4.72	0.008	0.005	3.05	5.07	2.268	2.316
0.87	0.74	1.12	0.81	2.82	5.11	0.55	64.68	5.48	0.013	0.015	2.59	5.96	2.659	2.747
0.74	0.61	2.28	0.68	2.36	4.85	0.49	63.36	6.54	0.022	0.050	2.14	7.23	3.439	3.592
0.61	0.48	5.59	0.55	1.91	4.59	0.42	61.71	8.09	0.041	0.231	1.68	9.19	5.275	5.447
0.48	0.35	25.54	0.42	1.45	4.33	0.34	59.54	10.63	0.095	2.427	1.23	12.60	13.133	11.683
0.35	0.318	29.57	0.33	1.17	4.17	0.28	57.79	13.20	0.186	5.502	1.11	13.86	18.423	16.596

Donc le tirant d'eau à la fin du tronçon du coursier est : **h= 0.3182m.**

c) ***Calcul de la hauteur des parois :***La hauteur des parois doit être calculée par la formule suivante :

H = Y + R

Ou :

H : La hauteur des parois en m.

***Y* :** Profondeur d'eau à la fin du coursier ; h= **0.3182 m**

R : Revanche ; estimée suivant la formule :

$R = 0.6 + 0.05 * V * (hc)^{1/3}$

V= $\frac{Qdév}{bh}$

A.N :

V= $\frac{15.44}{3.5*0.3182}$ V= 13.86 m/s

R **= 0.6 + 0.05**$*13.86*$**(0.3182)** $^{1/3}$ → R **= 1.07 m**

H = 0.3182 + 1.07 → **H = 1.4m**

IV.1.4.5 Bassin d'amortissement

C'est un dispositif situé en aval du déversoir destiner à :

- Dissiper l'énergie due au déversement ;
- Amélioration partielle de la répartition des vitesses et des débits ;

La méthodologie qu'on présente s'appuie sur les données connues suivantes :

- Débit de projet.
- Largeur du dissipateur.
- Hauteur de l'écoulement d'eau en aval (imposée par l'oued ou le canal de sortie).
- Hauteur de l'écoulement d'eau à l'entrée du dissipateur.

Calcul de la vitesse à l'entrée du dissipateur V (m) (c'est la même vitesse à la sortie du coursier)

V= $\frac{Qdév}{bh}$

h : Tirant d'eau (h = 0.3182m).

V= 13.86 m/s

- ***Nombre de Froude :***

Fr = $\frac{v}{\sqrt{gh}}$

Avec :

V : Vitesse (V= 13.86 m/s) ;

h : Tirant d'eau (h = 0.3182m).

A.N

Fr = $\frac{13.86}{\sqrt{9.81*0.3182}}$ → **Fr = 7.84**

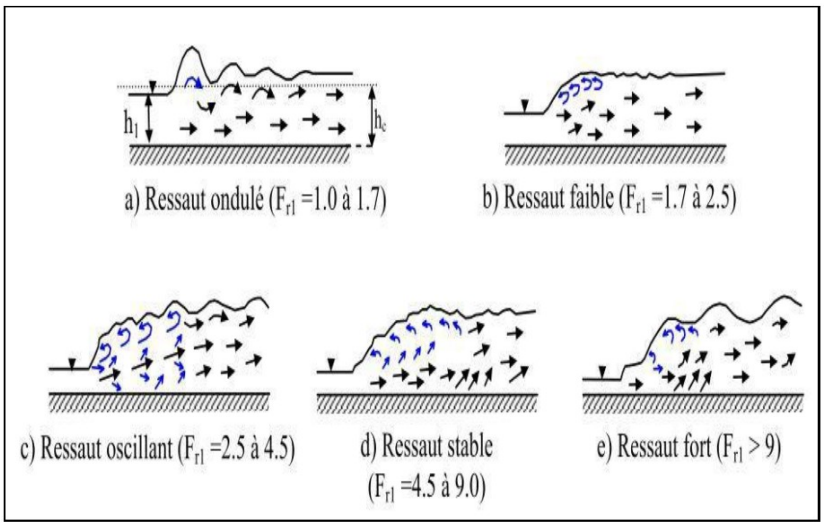


Figure IV. 10: Nature du ressaut suivant le nombre de Froude amont. (K.MAALEL et Z.HAFSIA, 2012)

- **Choix du type de dissipateur :**

Le type du bassin de dissipation est en fonction denombre de Froude et de la vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin. Solon la classification **USBR** il y a trois types [9] :
Si (2,5 < Fr1 < 4,5) le saut est oscillant ; on conçoit un dissipateur de type I.
Si (Fr1 > 4.5) le saut est stable, alors :

- Si (V1< 15 m/s), on conçoit un dissipateur de type II.
- Si (V1> 15 m/s), on conçoit un dissipateur de type III.

Pour notre cas il faut concevoir un bassin de type II (**V1=13.86m/s** ; et ; **Fr1 = 7.84**).
4.5 < Fr < 9 : Cette instabilité rend le ressaut difficile à contrôler et il faut amortir les vagues par des obstacles (**Figure IV.10*)***, dans ce cas on utilise un **bassin type II**

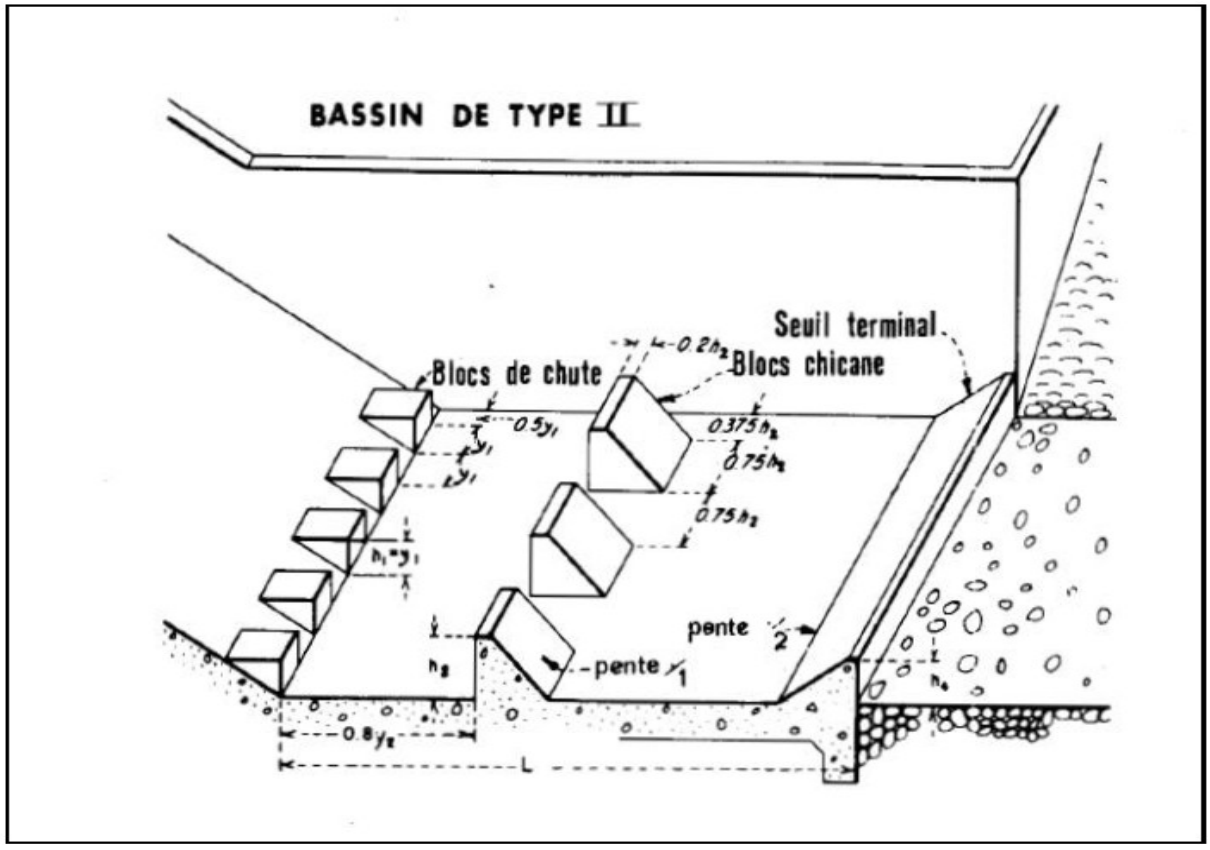


Figure IV. 11: basin type II. (Design of small dam, 1987)

A. Dimensionnement du bassin d'amortissement

Il est déterminé suivant le phénomène du ressaut hydraulique qui se produit au Niveau du bassin d'amortissement

- ***Les hauteurs conjuguées :***

On les déterminer a partir de l'abaque suivante (**Figure IV.12**) :

$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1+8Fr^2}\ -1)$

$\frac{Y_2}{Y_1} = 10.6 \quad \Rightarrow \quad Y_2 = 0.3182*10.6$

Donc : Y2 = 3.4 m

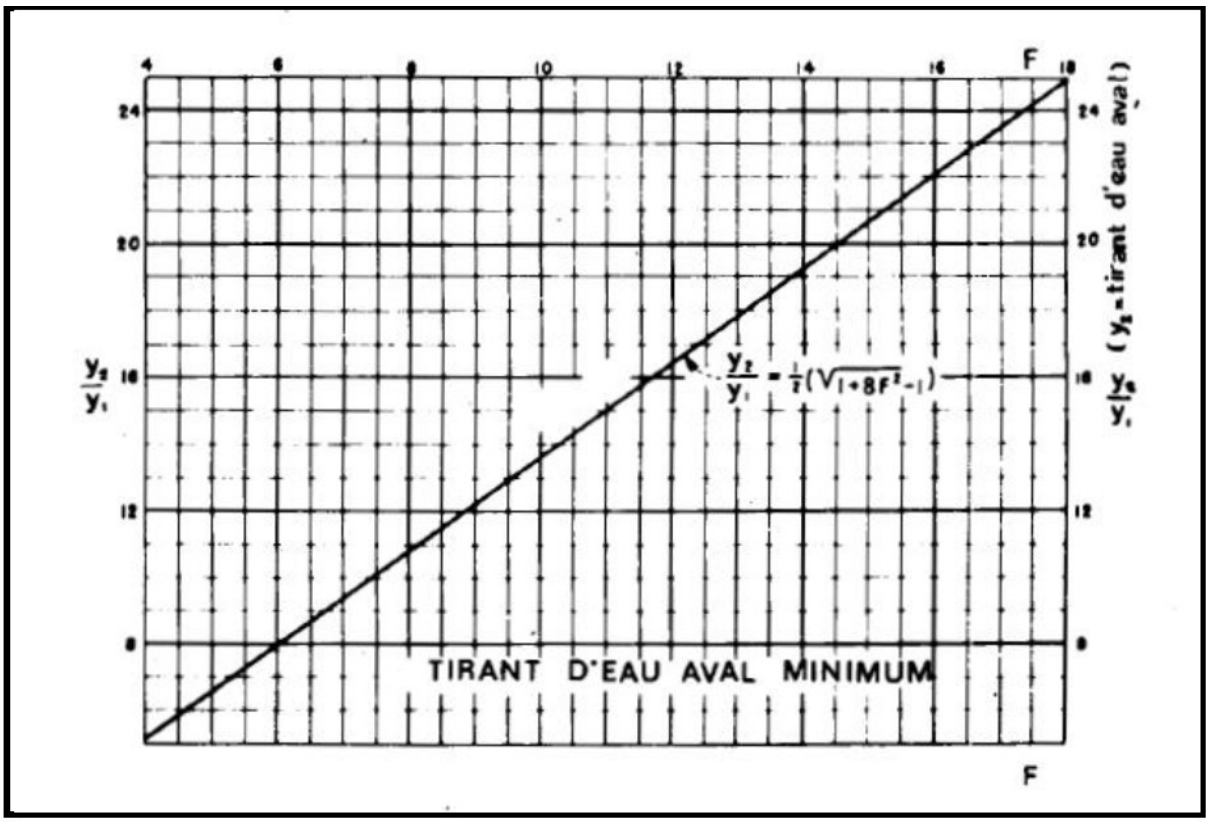


Figure IV. 12: basin type II. (design of small dam, 1987)

- ***Longueur du bassin*** **:**

On les déterminer a partir de l'abaque suivante (**Figure IV.13**) :
Lb : longueur du bassin ;
Y1 : tirant d'eau avant le ressaut, Y1 = h1 ;
Y2 : tirant d'eau après le ressaut, Y2= h2

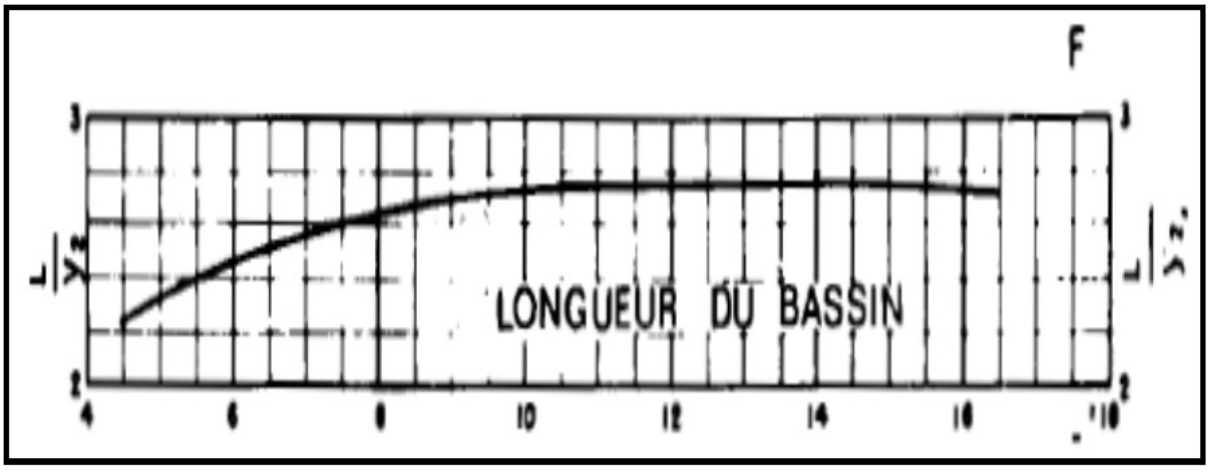


Figure IV. 13: longueur du ressaut.

D'après la **figure VI.16.**

$\frac{L}{Y_2}$ = 2.6 L = 3.4*2.6 = 8.84 m

Donc : Lb = 8.84 m

- **Dimensionnement des blocs de chute :**

$$h_1 = Y_1 = e_1 = 0.3182$$

h_1 : Hauteur des blocs de chute a l'entrée.
e_1 : L'espacement entre les blocs de chute.

A partir de l'abaque ***(Figure VI.14)***, On a

➢ Hauteur du bloque chicane y2.
La hauteur de fin de coursier (y1 = 0.3182m).
La hauteur du bloque chicane h2 (m)

$\frac{h_2}{y_1}$ = 1.9 ⇒ h2 = 1.9*0.318 h2 = 0.6m

➢ Hauteur du seuil terminale:

$\frac{h_4}{y_1}$ = 1.45 ⇒ h4= 1.45*0.318 h4 = 0.46 m.

Il y a donc 3 bloque chicane et 6 bloque de chute.

- **Dimensionnement des blocs chicane :**

l= 0.2 h2 ⇒ l = 0.12
L= 0.75 h2 ⇒ L = 0.45
a = 0.8 y2 ⇒ a = 2.72

Avec :
l : largeur du seuil
L : espacement entre les blocs
a : distance entre les blocs de chutes et les blocs chicanes

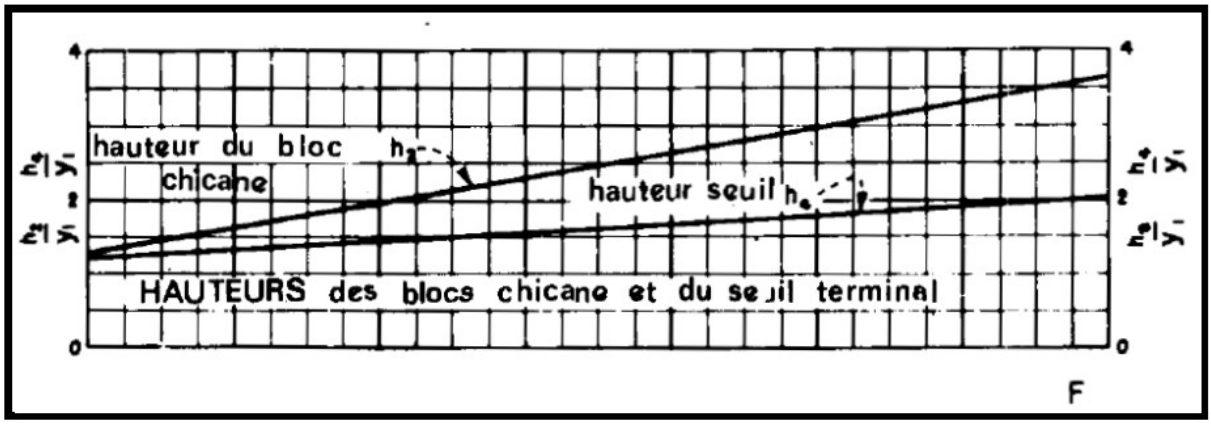


Figure IV. 14: détermination des caractéristique des bloques de chute d'un bassin

• ***Hauteur du mur bajoyers au niveau du bassin d'amortissement :***

Elle est donnée par la formule suivante :

$$H_{mur} = Y + R$$

Ou :

Y : Profondeur du ressaut ; $Y = h'' = 3.4\ m$

R : revanche

$R = 0.6 + 0.05 * V * (h'')^{1/3}$

V :Vitesse de la lame d'eau au niveau de la deuxième profondeur conjuguée

$$V = \frac{Qdév}{bh''}$$

b : Largeur du bassin ; b = 3.5 m

$V = \frac{15.44}{3.5*3.4}$ V = 1.3 m/s.

$R = 0.6 + 0.05 * 1.3 * (3.4)^{1/3}$ **R = 0.7 m**

Hm = R+Y **Hm = 4.1 m**

IV.1.4.6 Canal de fuite

Le canal de fuite fait suite directement au bassin de dissipation, il sert à conduire l'eau jusqu'au cours d'eau naturel. Le canal de fuite projeté est de section trapézoïdal.

Le but de son calcul est la détermination de la hauteur normale d'eau dans le canal, pour calculer cette hauteur, on utilise la formule de « MANNING ».

$$Q = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}}.S\sqrt{I}$$

n : la rugosité n = 0,035 **(**revêtu par pierres naturelles**)** ;

R : rayon hydraulique ;

S : section mouillée , S = (mh+b).h

m = coefficient de talus du canal m = 0,25

X : périmètre mouillé ; $X = 2h\sqrt{1 + m^2} + b$

i : pente i = 0.017

b = largeur du fond de canal, b = 3.5 m.

A.N : $Q = 3.73\ R^{2/3}.S$

Tableau IV. 8: Calcul la hauteur normal dans le canal de fuit.

H	S	P	R	R¨2/3	Q
0.10	0.353	3.706	0.095	0.208	0.274
0.20	0.710	3.912	0.181	0.321	0.849
0.30	1.073	4.118	0.260	0.408	1.631
0.40	1.440	4.325	0.333	0.480	2.580
0.50	1.813	4.531	0.400	0.543	3.670
0.60	2.190	4.737	0.462	0.598	4.884
0.70	2.573	4.943	0.520	0.647	6.208
0.80	2.960	5.149	0.575	0.691	7.633
0.90	3.353	5.355	0.626	0.732	9.151
1.00	3.750	5.562	0.674	0.769	10.755
1.10	4.153	5.768	0.720	0.803	12.442
1.20	4.560	5.974	0.763	0.835	14.206
1.30	4.973	6.180	0.805	0.865	16.045
1.40	5.390	6.386	0.844	0.893	17.955
1.50	5.813	6.592	0.882	0.919	19.935

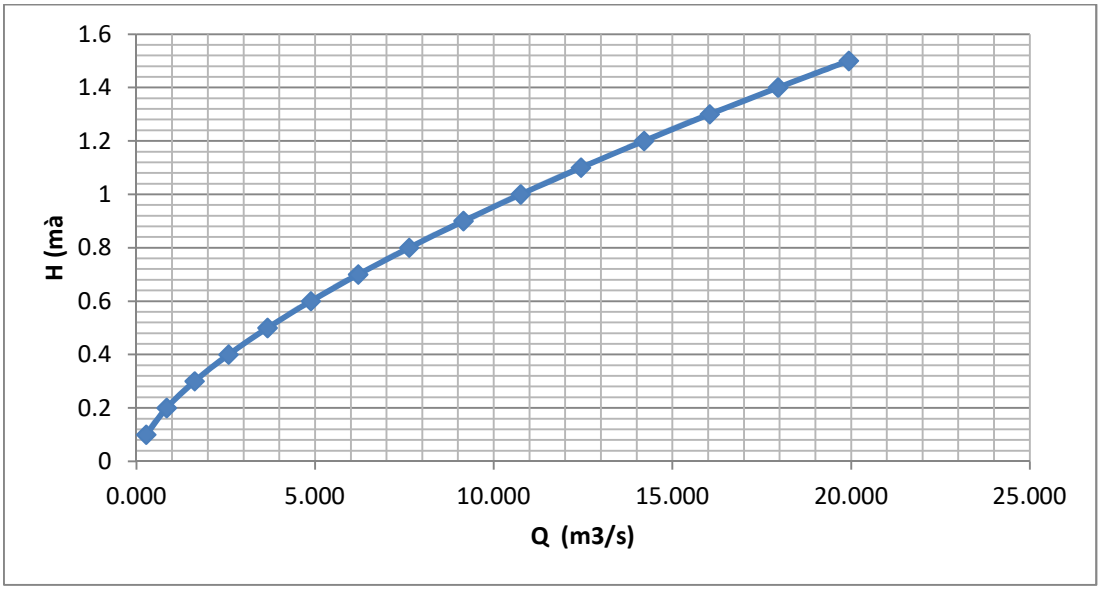


Figure IV. 15: Courbe de tarage de canal de fuite.

À partir de la courbe de tarage on trouve : **hn = 1.26 m**

On a

$hcr = \left(1 - \frac{Zcr}{3} + 0.105\, Zcr^2\right) * hcri$

$Hcri = \sqrt[3]{\frac{1}{g} . \left(\frac{Qdév}{b}\right)^2}$ **hcri = 1.257 m** ;

$Zcr = \frac{m*hn}{b}$ **Zcr = 0.09**

Hcr = 1.22

hcr = 1.22 < hn = 1.26 m et **Fr = 0.91<1** donc le régime d'écoulement est fluvial.

a. Les joints (water stop):

Les joints sont des dispositifs en caoutchouc de différentes dimensions, ce sont des joint d'étanchéité entre les différents plots de bétonnage d'ouvrages comme barrages, canaux, évacuateur de crue…etc. On utilise les joints Water stop pour résister aux contraintes de la structure lors d'éventuels tassements et pour s'adapter aux mouvements dûs à l'excursion thermique (dilatation et contraction).

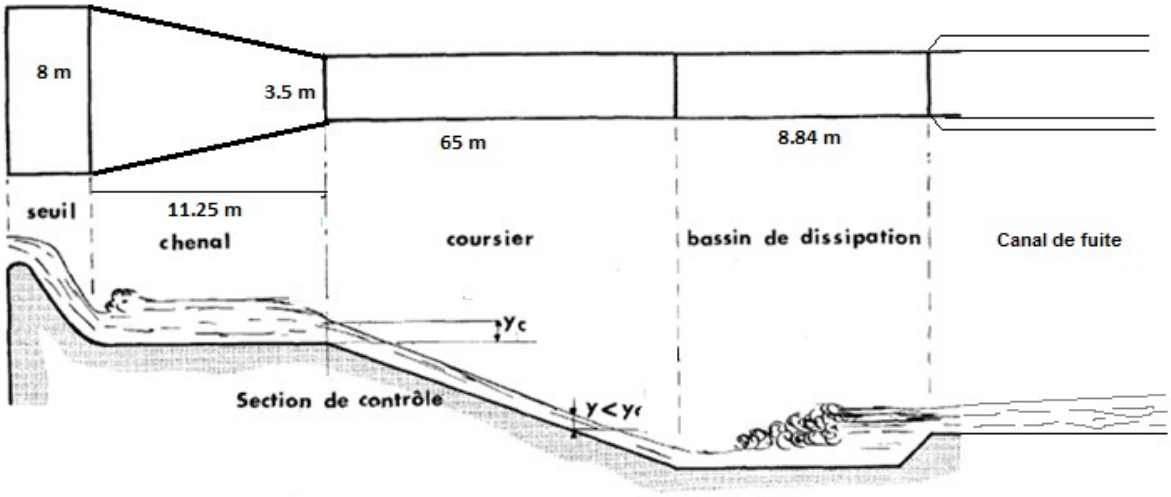


Figure IV. 16: Schéma représentatif du profil en long et vue en plan de l'évacuateur de crue

IV.2 Vidange de fond

A fin d'édifier le barrage à l'abri de l'eau courante dans l'oued ou d'une éventuelle crue, il est nécessaire de prévoir un chemin d'écoulement au débit quelques soit leur provenance. Ce chemin d'écoulement ne doit pas entraver ni gêner les travaux de construction de la digue et des ouvrages annexes.

Se basant sur la capacité du déversoir, le gabarit et les dimensions du barrage et pour des raisons d'économie, l'évacuation des eaux pendant le chantier se fait à l'aide de la conduite de vidange de fond à condition que les travaux soient entamés en début de la période sèche et que l'ouvrage d'entrée ne soit réalisé qu'après l'achèvement des travaux de la digue. [10]

IV.2.1 Calcul hydraulique :

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, on utilise la formule de l'écoulement en charge :

$$Q = \mu S\sqrt{2gH}$$

Avec :

Q : débit de vidange en m3/s

μ : coefficient de débit :

$$\mu = \frac{1}{(\sum \varepsilon + \lambda \times L)^{1/2}}$$

Avec :

Σξ: Somme des coefficients de résistances ou pertes de charges aux différents points:

ξ entrée = 0.20 ; ξ grille= 0.20 , ξ vanne = 0.10 , ξ sortie = 1 , Σξ = 1.50 ;

L: longueur de la conduite de vidange de fond**, L = 180m** ;

d: diamètre de la conduite proposé **D = 1200 mm** ;

h: charge d'eau à compter du niveau normal de la retenue jusqu'à l'axe de la conduite de vidange de fond ;

λ: Coefficient de pertes de charges linéaires : $\lambda=\frac{8g}{C^2}$

Avec:

$$C=\frac{1}{n}R_h^{1/6}$$

n = coefficient de rugosité de Manninig ; n=0,014

RH : rayon hydraulique. $R_h = \frac{S_m}{P_m}$

S : surface de la conduite. $S_m = \frac{\pi D^2}{4} = 1.13\text{m}^2$

Pm : périmètre mouillé de la conduite. $P_m = \pi D = 3.768\text{m}$

Ou : R H=0.2998=0.3m

C=58.44

$\lambda = 0.0229 = 0.023$

μ =0.42

Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :

$Q = \mu . S. (2g .H)^{½}$ Donc : $Q =2.1(H)^{½}$

Charge d'eau à évacuer Hi à compter du N.N.R jusqu'à l'axe de la conduite de vidange de fond.

$$Hi = NNR - (C\text{ t GIF Av} - \frac{D}{2})$$

C t GIF Av: Cote de la génératrice inférieur à l'aval « à la sortie » de la conduite de vidange.

D: diamètre de la conduite.

Ou : Hi=22.656m

Q =9.996 m3/s. Q=10 m^3/s

Tableau IV. 9: Variation du débit vidange able par la vidange de fond.

Hi(m)	22.656	20.656	18.656	16.656	14.656	12.656	10.656	8.656	6.656	4.656	2.656	0
$2.1(H)^{1/2}$	10	9.54	9.07	8.57	8.039	7.47	6.855	6.178	5.417	4.531	3.422	0

a. Calcul de la vitesse de vidange :

La vitesse de vidange est calculée par la formule suivante :

$$Vvid = \frac{Qvid}{S}$$

$$Vvid = \frac{10}{1.13}$$ Vvid=8.85 m/s

b. Calcul du temps de la vidange de fond :

Tout le calcul est effectué à l'aide de **Tableau IV.10 :**; en plus, il est nécessaire d'avoir la courbe caractéristique de la cuvette (courbe capacité en fonction de la hauteur).

Tableau IV. 10: Calcul du temps de vidange (D=1200mm).

Cote	**Cote moyenne**	**Hi**	**$Hi^{1/2}$**	**Q**	**V**	**T=V/Q**
m	m	m	m	(m^3/s)	m^3	s
231.056	230.528	21.528	4.64	9.744	958666.66	98385,33
230	229.5	20.5	4.53	9.513	900000	88767,42
229	228.5	19.5	4.42	9.282	820000	82956,26
228	227.5	18.5	4.3	9.03	678146.8	75083,06
227	226.5	17.5	4.18	8.778	581256.01	66074,28
226	225.5	16.5	4.06	8.526	523850.32	60989,91
225	224.5	15.5	3.94	8.274	431102.027	51970,03
224	223.5	14.5	3.8	7.98	363264.689	45112,78
223	222.5	13.5	3.67	7.707	323589.147	38925,65
222	221.5	12.5	3.54	7.434	260247.258	34974,44
221	220.5	11.5	3.4	7.14	219035.236	29411,76
220	219.5	10.5	3.24	6.804	158541.12	24250,44
219	218.5	9.5	3.08	6.468	143020.02	18037,52
218	217.5	8.5	2.92	6.132	97532.301	13589,91
217	216.5	7.5	2.74	5.754	72281.85	12599,93
216	215.5	6.5	2.55	5.355	55139.21	8870,215
215	214.5	5.5	2.35	4.935	36250.36	7767,645
214	213.5	4.5	2.12	4.452	27785.485	4866,725
213	212.5	3.5	1.87	3.927	17258.295	0,534759
212	211.5	2.5	1.58	3.318	9457.385	0,331525
211	210.5	1.5	1.22	2.562	4001.241	0,234192
210	209.5	0.5	0.71	1.491	759.536	0,134138
209	209	0	0	0	0	0
						796470.7

Le temps nécessaire pour vider la retenue est : **796470.7s = 9jrs ,5h ,14min ,30s**

IV.2.2 Bassin d'amortissement après la chambre des vannes :

Le débit à vidangé =10 m^3/s, avec une vitesse Vvid=8.85 m/s, lors de la vidange, la vitesse d'écoulement peut provoquer des problèmes à l'aval (érosion) ce qui nous amené à projeter un ouvrage de dissipation, on fait projeté des enrochements à la sortie de la vidange de fond jusqu'au le débouchement du cours d'eau.

IV.3 Ouvrage de prise d'eau :

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe que satisfaire les besoins en irrigation des terres agricoles de la région. Pour bien la dimensionner, on devrait tenir compte de la répartition des besoins mensuels d'irrigation à satisfaire.

IV.3.1 Type de prise :

- **Prise d'eau en charge :**

Ce type est représenté par une conduite sous le remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton. Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de commande au pied aval de la digue.
En outre l'inconvénient majeur est le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

- **Prise d'eau flottante :**

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparées, le prélèvent d'eau s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient de celle-ci et celui du coût important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques.

- **Tour de prise :**

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à déférents niveaux, la séparation des fonctions (prise-vidange), mais du point de vue économique elle est plus conteuse (la tour plus la passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes. [11]
Notre choix c'est une prise d'eau en charge associé avec la vidange de fond.

IV.3.1.1 Dimensionnement de la prise d'eau :

Les besoins sont inspirés de l'étude hydrologique qui est consignées dans le **Tableau IV.11**

Tableau IV. 11: répartition mensuelle de besoin. (BET Tassili Engineering)

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUL	AOU	Total
%	11.21	0	0	0	0	0	0	2.6	8.8	18	22	15	**100**
Volume	156827.9	-	-	-	-	-	-	36374	123112	251820	307780	209850	**1399000**

Le volume régularisé est évalué qui permet d'irriguer une superficie de **279.8 ha**.
D'après la régularisation des besoins on constate que la demande en irrigation est trop élevée pendant le mois de Juillet avec un volume de 307780 m^3.
On considère que l'irrigation se fait 10h / 24 h durant 12 jours de chaque mois ce qui donne un débit Qb avec :

$$Qb=\left(\frac{307780}{10*12*3600}\right)=0.712 m^3/s=712\ l/s$$

a. Calcul du diamètre de la prise d'eau :

$$Q = S\mu(2gH)^{1/2}$$
$$S = \frac{Q}{\mu(2gH)^{1/2}}$$

Donc : S $=0.712/(0.42(2*9.81*10.41)^{1/2})$
Avec : H = Nmax – N.min ; avec : Nmax=NVM=219.41m
H =10.41m
μ =0.42

Donc : S=0.118m^2

Ou : S=$\frac{\pi D^2}{4}$ donc D=$\left(\frac{4*0.118}{3.14}\right)^{0.5}$

D=0.387m=387mm

Mais d'après les normes en prennent un diamètre minimum de 400mm en acier galvanisé.

b. Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite :

$$Vp = \frac{Qp}{Sp}$$

Avec :

Qp : Débit de prise Qb=0.712m^3/s

Sp : Section de la conduite de prise d'eau,

$$Sp = \frac{\pi D^2}{4} \quad = 3.14*0.4^2/4$$

Donc : Sp=0.1256m^2

D : Diamètre de la conduite

Ou:

Sp=0.1256m^2

Vp=5.668m/s

Vp= 5.668 m/s ; 5.668m/s >[V]=4 m/s

Donc : Vp la Vitesse admissible à ne pas dépasser dans les conduites en acier.

On constate que la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau est supérieure à la vitesse admissible dans une conduite en acier, ce qui implique d'augmenter le diamètre jusqu'au la condition soit remplie.

Donc on propose un diamètre de 0.5 m.

La vitesse $Vp = \frac{Qp}{Sp} = \frac{0.712}{\frac{\pi(0.5)^2}{4}}$ = 3.63 m/s

Vp= 3.63 m/s ;

Vp =3.63m/s < [V] =4 m/s condition remplie.

c. Protection de la conduite de prise :

La protection de la conduite de prise (en acier) contre la corrosion et les chocs éventuels se fait en béton bitumineux toute autour, et pour la protéger contre le bouchage, on se propose une crépine ayant pour but, la rétention des sédiments de taille importante.

Conclusion

Un barrage est toujours accompagné d'ouvrages annexes qui concernent l'évacuation des crues, la vidange et la prise d'eau.

Dans ce chapitre, et après avoir analysé la géologie et la topographie du site, nous avons choisi un évacuateur de crues latéral à entonnement latéral qui présente des avantages importants. Pour le dimensionnement de cet évacuateur, la vitesse d'approche dans la canal d'amené est de **0.89 m/s**, concernant le déversoir, il a été dimensionné selon un profil de type Creager pour mieux anticiper les chutes et éviter l'érosion régressive ensuite en trouve le chenal convergent de **11.25 m** puis un coursier de **65m** et se termine par un bassin d'amortissement de type II et de longueur égale à **8.84 m** et ensuite un canal de fuite qui se débouche dans le cours d'eau en aval.

Étant donné la capacité de la retenue (supérieur à un million m^3), la vidange de fond (confondue avec la prise d'eau) a été dimensionnée pour un diamètre de **1200 mm**, ceci pour évacuer un débit correspond au volume utile de la retenue. Pour la prise d'eau on a choisie une conduite en acier de **500 mm** qui remplie les conditions d'écoulement et respecter le volume et le temps pour irriguer une surface agricole de **279.8 ha**

CONCLUSION GENERAL

CONCLUSION GENERALE

Dans ce mémoire de fin d'étude, nous avons étudié l'ensemble des aspects qui concernent le conception et le dimensionnement de les ouvrages annexes de la retenue collinaire de oued el-Khengua dans la wilaya de Mila.

En générale ce site présente de bonnes conditions pour y construire une digue homogène avec des matériaux locaux.

L'ensemble des éléments qui sont étudiés concernent les données de la morphologie du site, la topographie, la géologie, l'hydrologie et la mécanique des sols, permettent à établir une étude complète.

Le site ainsi que la cuvette sont stables et relativement imperméables.

Les chiffres ci-dessous sont importants à analyser :

- → Apport annuel :……...……..**2 010 201 m^3**
- → Apport à 80% :……. **1 236 117 m^3**
- → Apport solide :……. .**157 308 m^3**
- → Capacité de la retenue :…… .**1 050 342 m^3**
- → Capacité utile :…….. **893 034 m^3**
- → Niveau de barrage : …….. **231.056 m**

Notre retenue joue deux rôles importants, le premier est de protéger le barrage de Beni haroun contre les sédiments provenus de cette région qui sont piégés par notre digue, et le deuxième est l'irrigation des terres avoisinantes.

Les ouvrages annexes sont étudiés et dimensionnés selon plusieurs méthodes (Pavlovski, Bernoulli...etc.). L'emplacement de l'évacuateur de crue a été choisi dépend des critères du site (technique; géologiques; topographiques et hydrologique). Par conséquent, on a été choisi un évacuateur de crues à surface libre latérale placé dans la rive droite, le tracé envisagé permet d'avoir un volume de terrassement minimal.

L'emplacement de la vidange de fond et prise d'eau est défini pour permettre la réalisation dans de bonnes conditions loin des eaux courantes; et éventuellement une bonne exploitation des volumes d'eau de la retenue.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- **Références bibliographiques :**

[1] **Tassili Engineering.,** 2012; Etude du PB d'O. Rhumel

[2] **Billal kheloufi et Bouroga Taha.,** 2019; Mémoire ETUDE D'UNE RETENUE COLLINAIRE ET SON IMPACT ENVIRONNEMENTAL SUR OUED EL MALEH (W. BOUIRA), Université d'El-Oued. p18-20.

[3] **Khoualdia wacila.**, 2017; COURS HYDROLOGIE, UNIVERSITE MOHAMED CHERIF MESSAIDIA DE SOUK-AHRAS. 14p

[4] **P.DUBREUIL.,** 1966; Les caractères physiques et morphologiques des bassins versants, Cah. OR.S. T.O.M. sér. Hydro/ n° 5, décembre**.** 15p.

[5] **GOUDJIL Hakim.,** 2015; ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE DE SOUK EL TLATA (WILAYA DE TIZI OUZOU)». 34p

[6] **Tassili Engineering.,** 2012; Etude du PB de O. Rhumel - chapitre 3 Etude d'APD et d'execution. 5p

[7] **M. Ladjel.,** 2015; LAMINATION METHOD OF FLOOD WADIS AND PROJECTION OF THE LAMINATED FLOOD HYDROGRAPH, Université Abderrahmane Mira, Bejaia. 84p

[8] **Sayah Lembarek. M.,** Les barrages, Université Hama Lakhdar, El oued.

[9] **Ministère de l'agriculture.**, 1998; Technique des barrages en aménagement rural.

[10] **Degoutte Gerard.,** 1997; petits barrages, Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemegref. France.

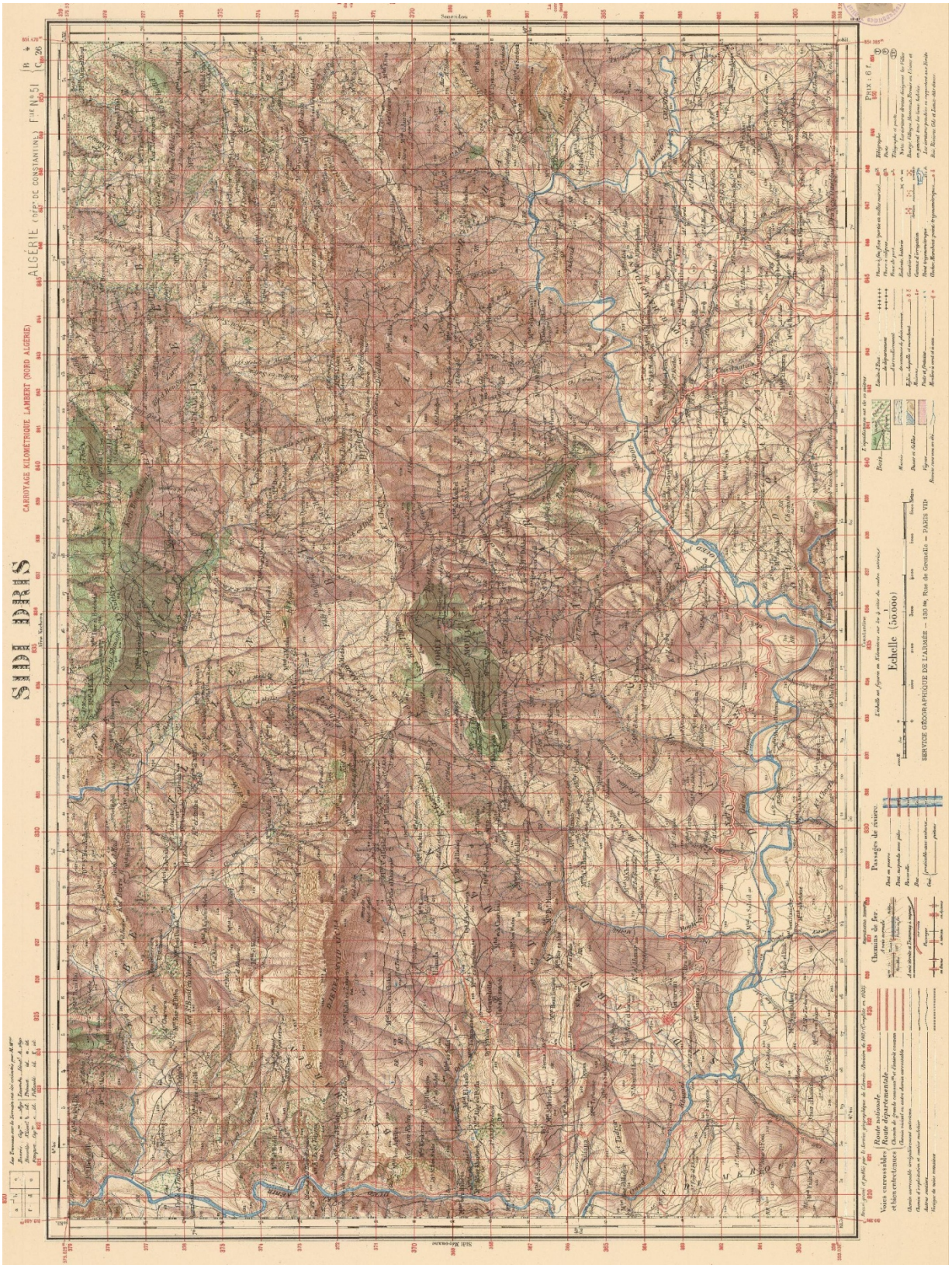
[11] **OUMLABAT MOUAMED ABD ESSAMED.,** 2005; Etude d'une retenue collinaire sur oued El mroudj Wilaya de Setif), pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état ; Ecole nationale supérieure d'hydraulique -ARBAOUI Abdellah.

- **Sites d'internet :**

https://www.universalis.fr/encyclopedie/barrages/7-les-ouvrages-annexes/
http://wikhydro.developpement-durable.gouv.fr/index.php/Wikibardig:Ouvrages_annexes
https://echo2.epfl.ch/e-drologie/chapitres/chapitre2
http://hmf.enseeiht.fr/travaux/bei/beiere/book/export/html/2308
https://www.researchgate.net/figure/Figure-N-IV08-Schema-de-calcul-de-la-ligne-deau-dans-le-coursier-8-A-est-la_fig14_334544683

ANNEXES

ANNEXES :



ANNEXE 1 : *carte géologique de Sidi Driss N° 51 au 1/50 000*