REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

THEME DU PROJET :

ETUDE D'UNE RETENUE COLLINAIRE SUR OUED KELLA(W. JIJEL)

PRESENTE PAR :
BOUSMAR Ilhem

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr A.HADJ SADOK	M.C. (A)	Président
S.TOUMI	M.C. (B)	Examinateur
M.BOUZIANE	M.A. (A)	Examinateur
M.BOUKHELIFA	M.A. (A)	Examinateur
I.ZAIBAK	M.A. (B)	Promoteur

Juin 2016

SOMMAIRE

Introduction générale …….. 1

Chapitre I : Etude topographique

Introduction …….. 2
I-1 La présentation de la wilaya de jijel ……. 2
I-2 Situation géographique de la retenue …… 3
I-3 Le bassin versant …….. 3
I-4 Le choix du site …… 5
Conclusion …….. 5

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

II-1 -Etude géologique…… 6
Introduction …… 6
II-1.1Aperçu géologie et géotechniques…….. 6
II-1.2Contexte géologique de la région……... 7
II-1.3 Sismicité de la région……. 7
Conclusion …….. 8
II-2 Etude géotechnique …… 9
II-2.1 Prospection géotechnique de terrain …….. 9
II-2.2 Travaux de reconnaissance effectuée …… 9
II-2.3 Résultats des Travaux de reconnaissance …….. 9
II-2.4 Essai de laboratoire …… 10
II-2-5 le tassement du sol…….. 12
Conclusion ……... 13

Chapitre III : Etude Hydrologique

Introduction ……. 14
III-1 Paramètres morphologiques de bassin versant…….. 14
III -1.1 Paramètres géométriques …….. 14
III-1 .2 Paramètres de forme……. 15
III -1.3 Paramètres du relief …… 17
III-2 les caractéristiques hydrographiques ……. 24
III-2-1 le réseau hydrographique …… 24
III-3 Caractéristiques climatiques ……. 31
III – 3.1 La température…… 31
III –3.2 Evaporation……. 32
III – 3.3 Humidité relative ……... 32
III-3.4 Le vent …… 33
III-3.5 Pluviométrie …….. 34
III-4 Choix de la loi d'ajustement …….. 35
III-4 -1 Ajustement à la loi de GUMBEL …….. 36
III-4 -2Ajustement à la loi de GALTON (log – Normale)…… 39
III-4 -3 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences……. 42
III- 5 Etudes des apports …… 44
III-5-1 Apport liquides…… 44
III-5-2 Caractéristiques de l'écoulement ……. 47
III-5- 3. Estimation fréquentielle des apports……... 50
III- 6 Etude des crues…….. 54
III- 6-1 formules empiriques pour la détermination de crue ……. 55
III-6- 2 Hydrogramme de crue ……. 58

III-6- 3 Choix de la crue du projet …….. 60
III- 7 Régularisation …… 62
III- 7-1 Courbes «Hauteurs – Capacités - Surfaces» …….. 63
III-7-2 Calcul du volume utile …… 65
III-7-3 détermination de la période de bonne hydraulicité…….. 65
III-7-4 régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes……. 55
III-7-5 régularisation saisonnière tenir compte des pertes ……... . 66
III-8 Laminage crues…… 68
III-8-1 Méthode de Hildenblat……. 74
III-8-2 Méthode de Kocherine …… 75
III.9 Etude d'optimisation ……. 78
III-9-1 Calcul du coût approximatif de la digue…….. 82
III-9-2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues……. 85
III- 9.3 coût total du barrage …….. 87
Conclusion …… 88

Chapitre IV: Etude Des Variantes

Introduction ……. 90
IV-1 le choix du site du barrage …….. 90
IV-2 Le choix du type de barrage…… 90
IV-3 les variantes à choisir ……. 90
IV-4 Objectif de l'etude des varaintes …….. 91
IV.5 Définition de profil général du barrage…… 91
IV.7 Protection des talus…….. 93
IV.8 Etanchéité du barrage…… 95
IV.8-1 dimensionnement du noyau……..... 95
IV.8-2 les drain ……. 97
IV.8-3 la clé d'étanchéité …… 99
IV-9 Etude Technico-économique…….. 99
IV-9.1 Barrage homogène en argile ……. 100
IV-9.2 Barrage Zoné……. 102
IV-9.3 Barrage en enrochement avec masque en béton …….. 105
IV- 10 L'estimation du cout des variantes ……. 106
Conclusion……. 107

Chapitre V: Etude de la variante choisie

V-1 étude de la digue…… 108
V-1-1 les dimensions de la digue ……. 108
V-1.2 calcul des filtres…… 108
V-2 Calcul des infiltrations à travers la digue et la fondation …… 110
V.2.1 La ligne de saturation ……. 110
V.2.2 débit infiltration ……. 111
V.3 Calcul de stabilité ……. 112
V.3.1 Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)…….. 112
Conclusion …… 117

Chapitre VI: Etude des ouvrages annexes

Introduction…….. 118
VI .1 Ouvrage d'évacuation de crues…… 118
VI.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue……. 118

VI. 1.2 Différents types des évacuateurs de crues…… 118
VI .1.3 Choix de la variante …….. 120
VI.1.4 Dimensionnement de l'évacuateur de crue …….. 120
VI.3.7 Hauteurs des murs bajoyers…….. 130
VI.3.8 Vérification de l'apparition des phénomènes hydraulique…… 131
VI. 2 Ouvrage de vidange…… 132
IV.2.1 calcul du débit de vidange …….. 132
IV.2.2 calcul de la section et le diamètre de la conduite …… 132
VI.3 Dimensionnement de la prise d'eau……. 134
IV.3.1 calcul de la section et le diamètre de la conduite ……. 134
IV.3.2 correction de la valeur de coefficient ……. 135
Conclusion …….. 135

Chapitre VIII : Organisation de Chantier.

Introduction ……. 136
VII.1 Organisation technique de préparation…… 136
VII.2 Les intervenants sur chantier …… 137
VII. 3 Travaux préparatoire et installation de l'entreprise……... 138
VII. 4 Ordre d'exécution des travaux ……. 138
VII. 5 Les moyens de chantier ……. 138
VII.6 L'implantation de l'ouvrage …… 139
VI.7Planification…….. 141
VII.7.1Définition …… 141
VII.7.2 Techniques de la planification…… 141
VII.7.3 méthode basée sur le réseau …….. 141
VII.7.4 construction du réseau ……. 142
VII.7.5 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) …… 142
Conclusion …… 147

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II: Etude géologique et technique

Tableau II Coefficients d'accélération…….. 7

Tableau II-2 : Les profondeurs des sondages …… 9

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III -1 Répartition des tranches d'altitudes du bassin versant…… 17

Tableau III-2 Résultats calculs ……. 19

Tableau III- 3 Les paramètres de calcul du I…….. 22

Tableau III -4 classification de L'O.R.S.T.O.M (type de relief) …… 24

Tableau III -5 la longueur de cours d'eau principal en chaque altitude…… 26

Tableau III- 6 Récapitulatif du temps de concentration …….. 29

Tableau III- 7 Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du B.V …..... 30

TableauIII-8 Répartition mensuelle de la temperature …… 31

Tableau III-9 : Répartition mensuelle de l'évaporation …… 32

Tableau III-11 : Vitesses moyennes du vent……. 32

TableauIII-12 : Répartition mensuelle des pluies moyenne interannuel …….. 33

Tableau III-13 : Paramètres caractéristiques de l'échantillon ……. 34

Tableau III-14: Ajustement à la loi de GUMBEL …… 36

Tableau III -15 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon GUMBEL.. 38

Tableau III -16 : Ajustement à la loi de GALTON …….. 39

Tableau III -17 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon GALTON... 40

Tableau III -18 : Les pluies maximales journalières fréquentielle……. 41

Tableau III -19 : pluies de courte durée et intensité de pluie pour différents fréquences…. 43

Tableau III-20 : Récapitulatif des résultats des apports……. 46

Tableau III-21 : Répartition mensuelle de l'apport moyen …….. 46

Tableau III -22 : Récapitulatif des cv…….. 49

Tableau III-23 : Les apports fréquentiels ……. 50

Tableau III -24 : La répartition mensuelle des apports ……. 50

Tableau III -25: Récapitulatif des résultat du volume mort …….. 54

Tableau III- 26 : Récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier …….. 55

Tableau III-27 : Valeur de γ en fonction de Caractéristique bassin versant……. 56

Tableau III -28: Résultats de calcul de la formule de Sokolovsky…… 56

Tableau III- 39 : Résultats de calcul de la formule de POSSENTI…… 57

Tableau III- 30 Résultats de calcul de la formule de Turraza ……. 57

Tableau III- 31 Récapitulatif des résultats de débit de crue…… 59

Tableau III -32 : Récapitulatif des résultats de l'Hydrogramme de la crue…… 61

Tableau III- 33 : Les catégories des dommages…….. 63

Tableau III- 34: Courbe topographiques et volumétriques …… 65

Tableau III- 35 : les résultats de calcul……... 67

Tableau III-35 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm^3)……. 69

Tableau III-36: Calcul des pertes …….. 72

Tableau III- 37: Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm^3)…….. 73

Tableau III-38: Calcul des pertes…… 75

Tableau III- 39: Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm^3)……..... 76

Tableau III- 40 : volume et débit déversant…… 72
Tableau III- 41 : résultats de laminage de crue par Hildenblat ……. 73
Tableau III- 42 : Données de départ…… 75
Tableau III-43 : Résultats des calculs avec les formules précédentes ……... 76
Tableau III- 44 : Détermination de H_o et Q en fonction de b …… 79
Tableau III-45 : Débit déversant en fonction de H et b et V_c..... 79
Tableau III-46 : Récapitulatif des résultats de la méthode de KOTCHERINE……. 80
Tableau III-47: Résultats de calcul de la revanche …… 80
Tableau III-48 : Les résultats de calcul …… 81
Tableau III-49 :calcul pour une largeur de la digue…….. 84
Tableau III-50 : Coût de la digue pour différents largeurs déversantes …….. 85
Tableau III-51 : Coût de déversoir……. 85
Tableau III- 52 : Coût de coursier …….. 86
Tableau III- 53 : Coût de cannal d'approche…… 87
Tableau III-54 : Coût Totale de la Retenue…….. 88
Tableau III-55: Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage…… 89

Chapitre IV : Etude de la variante

Tableau IV-1 : Valeurs indicatives des pentes des talus…….. 92
Tableau IV-2 : Valeur de C en fonction de la pente du talus et du poids ……. 93
Tableau IV-3: Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues…… 94
Tableau IV-4 : classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation ……. 96
Tableau IV-5 : Valeur d'I_{adm} en fonction du type d'ouvrage……. 96
Tableau IV-6 : volume de recharger ……. 100
Tableau IV-7 : volume du sable……. 101
Tableau IV-8 : volume du gravier …… 101
Tableau IV-9 : volume de Rip- Rap…… 102
Tableau IV -10 : Volume du Noyau…… 102
Tableau IV -11 : Volume de la recharge …….. 103
Tableau IV -12 : Volume du Rip Rap …… 103
Tableau IV -13: Volume du sable …….. 104
Tableau IV -14 : Volume du gravier (zonée)…….. 104
Tableau IV-15 : volume des recharges (Barrage en enrochement) …… 105
Tableau IV -16 : volume de béton ……. 106
Tableau IV - 17 : Coûts des variantes étudient…….. 106

Chapitre V : étude de la variante choisit

Tableau V-1 : coordonnés de la ligne de saturation …….. 111
Tableau V-2 : Les valeurs de K_1 et K_2 en fonction des pentes des talus …….. 112
Tableau V-3: Valeurs des Coefficients de sécurité pour les trois cas…… 117

Chapitre VI : Ouvrages annexes

Tableau VI-1 Coordonnée de profil…… 122

Tableau VI-2: paramètre de calcul de la ligne d'eau ……. 126
Tableau VI- 3: Calcul de la ligne d'eau dans le coursier …….. 127
Tableau VI- 4 : coefficients de pertes de charge singulières…….. 133

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII-1 : Types de chantier…….. 137
Tableau VII-2: Symboles des opérations…… 144
Tableau VII-3 :planing de travaux……. 146
Tableau VII-4 : Diagramme de gant…….. 147

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Etude topographique

Figure I-1 : La région d'étude de la Retenue collinaire wilaya de Jijel…… 2
Figure I-2 : Photo satellitaire de la situation de la retenue…….. 3
Figure I-3 : Plan de situation géographique le bassin versant ……. 4
Figure I-4 : la photo du lac ……. 4

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Figure II-1 : la photo d'une partie de zone d'emprunt sur la rive gauche …… 6
Figure II-2 : carte de zonage sismologique de l'Algérie …….. 8

Chapitre III : Etude hydrologique

Figure III-1 : La délimitation du bassin versant Echelle 1/50 000 …… 15
Figure III- 2 : Le rectangle équivalent……. 17
Figure III-3 : La courbe hypsométrique du bassin versant……. 18
Figure III-4 : Le bassin versant avec ses courbes de niveau échelle 1/50 000……. 18
Figure III-5 : Le réseau hydrographique du l'oued El -Kella Echelle 1/50000…….. 25
Figure III-6 : Profil en long d'oued El – Kella……. 26
Figure III- 7 : la répartition mensuelle de la température en °C…….. 31
Figure III- 8 : Répartition mensuelle de l'évaporation……. 32
Figure III-9 : la répartition mensuelle de l'humidité relative……... 33
Figure III-10 : la répartition des vitesses du vent……. 33
Figure III-11 :la répartition des pluies moyennes mensuelles ……. 34
Figure III-12 : la droite de l'ajustement avec la loi de GUMBEL……. 35
Figure III-13: la droite de l'ajustement avec la loi de GALTON……. 40
Figure III-14: Comparaison entre les deux ajustements……... 41
Figure III -15: Représentation des précipitations en fonction de temps pour fréquences…… 43
Figure III-16: Représentation des intensités en fonction de temps ……. 44
Figure III- 17 – Répartition mensuelle de l'apport moyen …… 47
Figure III-18 : Répartition mensuelle de l'apport 80 %.. ……. 51
Figure III-19 : Les hydrogrammes des crues probables en fonction du temps……. 60
Figure III-20 : Hydrogramme de la crue de projet à une période de retour 100 ans…… 62
Figure III-21 : Courbe capacité – hauteur…… 64
Figure III-22 : Courbe Surface – hauteur……. 64
Figure III- 23: Courbe des debit déversant ……. 75
Figure III- 24 : : Hydrogramme des débit entrant et sortant……. 76
Figure III-25: Courbes de H= f (Q, q) …… 81
Figure III -26: Courbes de (Q ,q) = f (V)……. 81
Figure III-26: Courbe d'optimisation…… 88

Chapitre VI : les ouvrages annexes

Figure VI-1: profil du déversoir……... 123
Figure VI- 2 : Tracé de la ligne d'eau (avec canal 21)…… 128

Chapitre VII : Organisation de chantier

Figure VII-1 : Le lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier…….. 137
Figure VII-2 Réseau à nœud…… 145

Remerciement

Au terme de ce Modeste travail, je remercie le bon Dieu qui m'a armé de courage et de bonne volonté pendant l'élaboration de ce mémoire.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à mes parents qui m'ont facilité les choses pour accomplir mes études et a toute ma famille.

Ma reconnaissance va plus particulièrement à :

Mon promoteur Monsieur **ISSAM ZAIBAK** pour sa contribution à l'élaboration de ce mémoire.

Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail

Je voudrais, aussi, remercier tous mes amies de L' ENSH qui m'ont aidé de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire exceptionnellement ma chère amie

Kenza et Bouthaina.

B.Ilhem

Dédicaces

Je dédie mon travail :

A mes chers parents qui m'ont beaucoup aidés et qui se sont sacrifiés pour mon bien et qui m'ont encouragés et soutenu au long de ma vie et durant mon cursus, que dieu vous préserve et vous procure la santé et la longue vie**.**

A mes chers sœurs et frère Siham, chahrazed et Walim

A toute ma famille sans exception.

Je dédie également ce travail à:

- A mes amies amel, kenza, bouthaina, celia et sara
- Les camarades de la promotion de l'hydraulique.

Enfin, à toutes les personnes qui m'ont apportés de l'aide.

B.Ilhem

ملخص

في إطار الإستراتيجية الوطنية للحد من الفيضانات (سور الحماية)، وخلق موارد جديدة للمياه التي يمكن أن تقدم الفرص للفلاحين للعمل في مساحات أكبر و ذلك لتقديم إنتاج أكثر .

الدراسة التي أجرينا في هي دراسة خزان تلي في ولاية جيجل و أساسا في واد القالة و التي تتضمن العديد من المحاور الجيولوجية ، الطبوغرافية و الهيدرولوجية وصولا إلى اختيار نوع السد و التأكد من ثباته.

Résumé

Dans le cadre de la stratégie nationale de lutte contre les inondations (digue de protection), et afin de créer une nouvelle ressource hydraulique qui permet d'offrir, des possibilités aux agriculteurs d'exploiter des superficies plus grandes et produire davantage.

L'étude que nous avons menée dans ce MFE est une étude d'une retenue collinaire dans la wilaya de Jijel et principalement sur l'Oued kella . Contenant les étapes géologiques, topographiques et hydrologiques pour aboutir au choix de type de variante et la vérification de sa stabilité.

Abstract

. As part of the national strategy against flooding (seawall), and to create a new water resource that can offer opportunities for farmers to operate larger areas and produce more.

The study that we conducted in the MFE is a study of a hill reservoir in the wilaya of jijel and mainly Oued kella. Containing geological, topographical and hydrological steps to achieve the best type of dam and check its stability

Introduction générale :

Le changement climatique global provoque et accentue l'irrégularité du temps. Il peut se manifester par des variations brusques des caractéristiques climatiques à long terme et par une augmentation brusque des températures de l'air et aussi des pluies. Les dernières années, on a enregistré des crues fréquentes en différents points du territoire. La protection contre les inondations est devenue impérative, vu que nos villes connaissent une expansion spatiale. Un tel objectif devient réalisable si on maîtrise le phénomène hydrologique de formation des crues et si, on réalise les aménagements hydrauliques adéquats (digue de protection).

La Direction des ressources en eau de la wilaya de Jijel a pris en charge ce problème pour non seulement protéger une grande partie de la ville de Jijel contre d'éventuelles crues, mais aussi mobiliser davantage de ressource en eau pour l'irrigation.

L'objet de mon mémoire est l'étude d'une retenue collinaire sur l'oued Kella à partir de sept chapitres sachant que chacun de ces chapitres nous donne des informations et une idée sur la faisabilité de la retenue. Pour les deux premiers, qui sont l'étude topographique et l'étude géologique et géotechnique nous permet de localiser avec précision le site favorable de la retenue puis on détermine les caractéristiques morphologiques et climatologiques et analyser le comportement hydrologique d'un bassin versant qui se termine par une étude d'optimisation pour donner la largeur la plus économique de déversoirs à partir d'une étude hydrologique , ensuite on a un chapitre technico- économique pour choisir la variante la plus favorable pour la retenue et on va vérifier leur stabilité . Ensuite, on fera une étude des ouvrages annexes à savoir le dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue, les ouvrages de vidanges et de prise d'eau. Un autre chapitre sera consacré à l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes taches de réalisation ainsi que le planning des travaux de projet.

Introduction :

La localisation du site choisi de la retenue collinaire objet de l'étude topographique, une étude cartographique sommaire a permis de déterminé les principales caractéristiques du bassin versant ainsi le choix du l'emplacement du barrage pour mieux positionner l'axe du barrage et celui des ouvrages annexes.

I-1 La présentation de la wilaya de Jijel :

La wilaya de Jijel est localisé au nord-est d'Algérie est s'étend sur une superficie de prés de 2398,69 km^2. Elle est de délimité :

- Au nord de la mer Méditerranée
- L'ouest par la wilaya de Bejaia
- L'est par la wilaya de Skikda
- Au sud par la wilaya de Sétif
- Au sud-est par la wilaya de Constantine

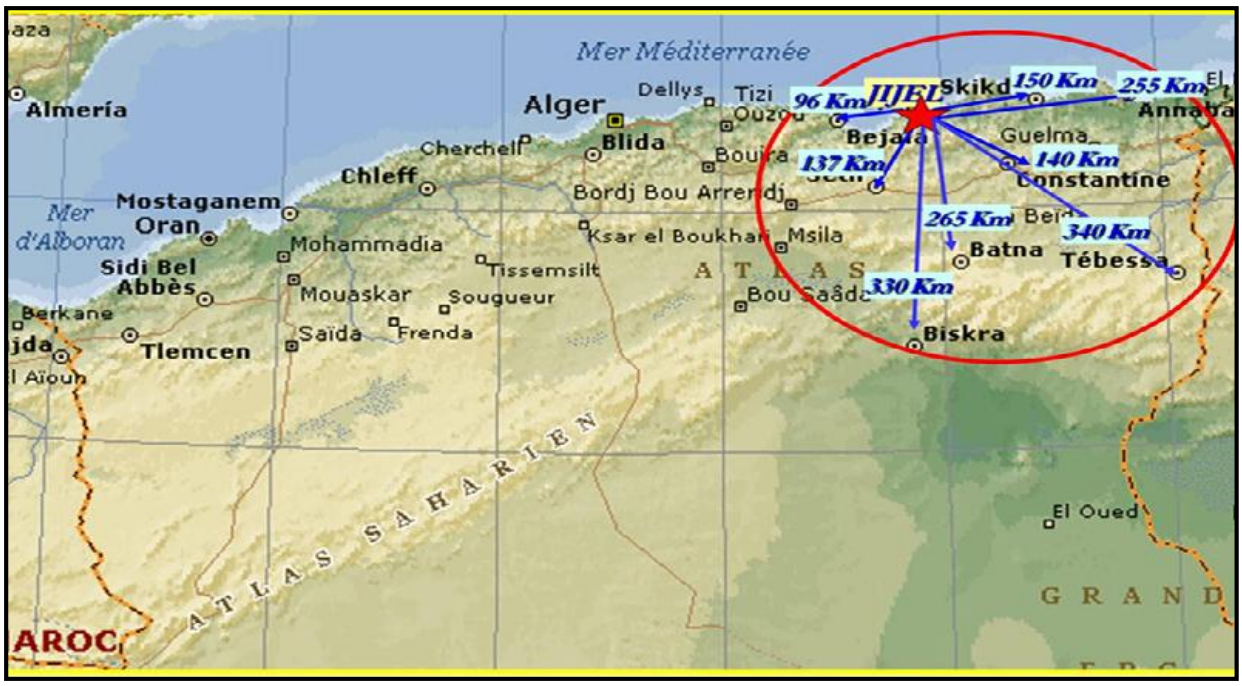


Figure I-1 : La région d'étude de la Retenue collinaire wilaya de Jijel

Source : Map ; Google

I-2 la situation géographique de la retenue :

Le site de la retenue est se trouve au lieu dit Kella à 400 mètre en amont du pont CW n°150, qui part de la ville de Jijel vers Beni Ahmed, et 520 mètres avant sont confluence avec l'oued El Kantara.Ou y accède par une piste carrossable. Le site se trouve à l'ouest de cette route .sur une distance d'environs 450 mètres et au sud de l'évitement de la ville de Jijel.

I-3 Le basin versant :

Le basin versant est montagneux Donc sa partie haute, le relief est accidenté et les versant se caractérise par des pentes abrupte .Dans le fond de la vallée, une terrasse de terrain relativement plat ,longe le cours d'eau principal ,avec une largeur faible .

Le site du bassin versant est situé au su de la ville de Jijel et il identifiés sur la carte topographique de Jijel à l'échelle 1/25 000 et dont les coordonnées (UTM) de l'axe sont :

X= 746087 m N.G.A

Y=4074742 m N.G.A

Z= 39.80 m N.G.A

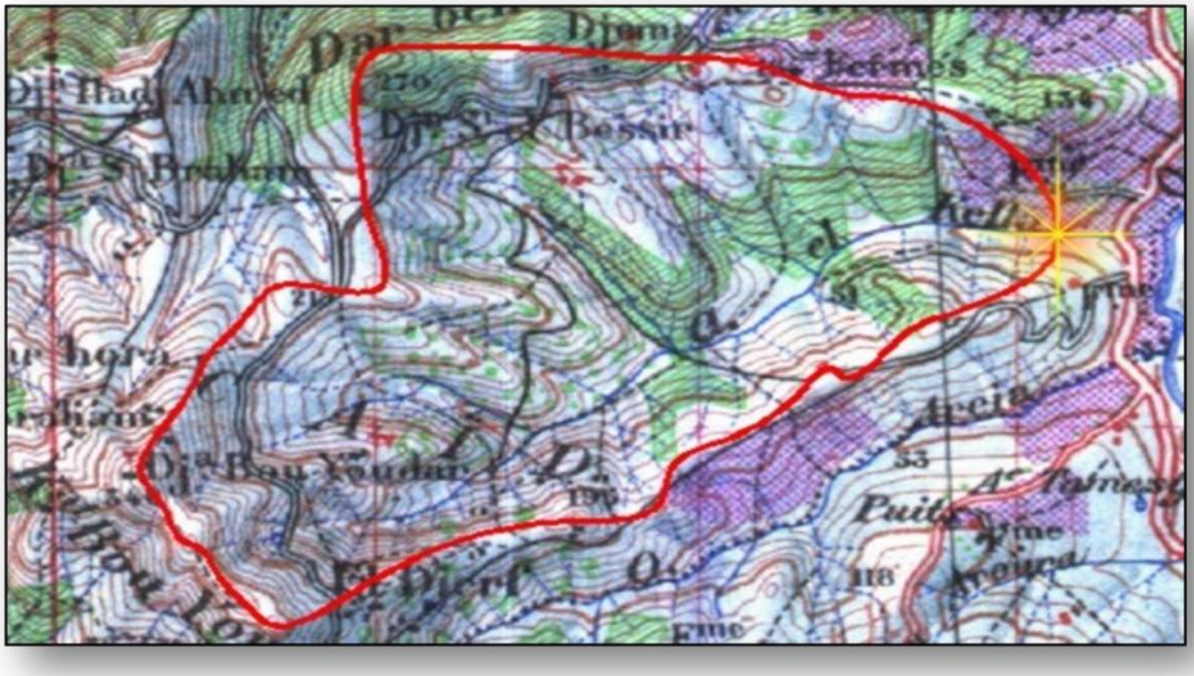


Figure I-3 : Plan de situation géographique du bassin versant (Echelle 1/50 000)

Figure I-4 : représente la photo du lac

I-4 Le choix du site :

L'axe de la digue est choisie selon les conditions géologiques, hydrologique, topographique, puis la qualité et la disponibilité des matériaux de construction. Donc l'emplacement de l'axe futur de la retenue sur oued **Kella** fait sur un plan topographique et aussi beaucoup plus géologique et géotechnique qui doit être en convenance à l'emplacement des ouvrages annexes, et les contraintes doivent être minimisées sur les fondations et sur les terrains des rives. Vu que nos ville connaisse une expansion spatiale, la future retenue collinaire sur oued **Kella** Sera destinée pour la protection d'une grande partie de la ville de Jijel contre d'éventuelles crue, ainsi pour mobilisé davantage de ressource en eau pour l'irrigation.

Conclusion :

D'après la morphologie du site et les paramètres topographique que le site de la retenue sur oued kella willaya de Jijel est faisable au point de vue topographique dans aucun risque à craindre.

Introduction :

La présente étude géologique et géotechnique a pour objectif la reconnaissance, la collecte et l'exploitation des données spécifiques au site concerné, a savoir les données qui concernent le sol support la digue et les gite d'emprunts pour la construction de la digue.

II-1 étude géologique

II-1-1 Aperçu géologique et géotechnique :

Le site de la retenue collinaire Kella se trouve à quelque kilomètre de la ville de Jijel, à proximité immédiate de l'évitement de cette même ville réalisé récemment. L'oued, au lit étroit, coule entre deux collines boisées, peu élevées et de pente faible. Elles sont constituées de terrains meubles, argileux en surface et marneux et marno-calcaire en profondeur. L'oued lui-même charrié des alluvions récentes, de granulométrie fine, ce que consiste un facteur favorable du point de vue imperméabilité de la fondation de la digue. A proximité, notamment sur le flanc gauche, les sols devraient normalement convenir comme matériaux de construction de la digue, leurs caractéristiques géotechniques S'y prêtent à priori et les quantités disponibles devraient normalement satisfaire les besoins.

Figure II-1 : représente la photo d'une partie de zone d'emprunt sur la rive gauche

II-1-2 Contexte géologique de la région :

D'après le levé géologique de la région de Jijel, la région est représentée par une couverture récente les deux versants de part et d'autre de la digue sont constitués d'une formation marneuse couverte par la terre végétale, tandis que le lit mineur d'oued et formé par des alluvions (fine et grossier).

La lithologie du sol de fondation, sur les rives gauche et droite du cours d'eau, se constitue, en superficie de marnes friables et en profondeur de marnes schiteuses indurées. Aux alentours de l'axe du cour d'eau, la coupe lithologique présente une formation alluvionnaire profonde (7.00m), puis une marne schisteuse qui constitue le substratum. Les sondages à ciel ouvert réalisé au niveau de la zone d'emprunt ont montré que le terrain est composé essentiellement d'une couverture argilo-limoneuses schistosées.

II-1- 3 Sismicité de la région :

Selon le règlement parasismique algérien 2003(carte de zonage), la région de Jijel est situé dans la zone II_a de moyenne sismicité de 0,1 à 0,25

Tableau II-1 : Coefficients d'accélération

Groupe	**Zone I**	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	**0,15**	0,25	0,30	0,40	Ouvrages d'importance vitale
1B	**0,12**	0,20	0,25	0,30	Ouvrages de grande importance
2	**0,10**	0,15	0,20	0,25	Ouvrages courants
3	**0,07**	0,10	0,14	0,18	Ouvrages de faible importance

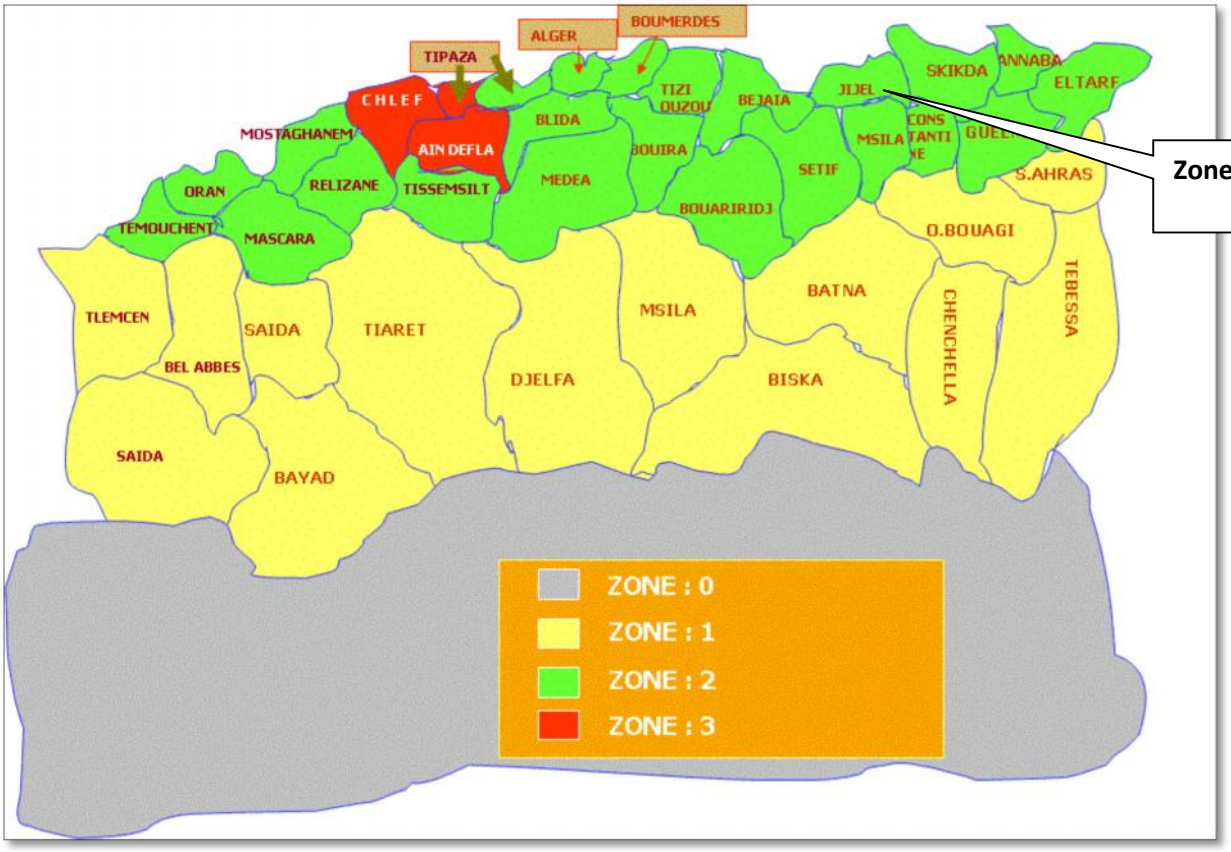


Figure II-2 : carte de zonage sismologique de l'algérie (classification 2003)

Conclusion :

Notre site du point de vu géologiques du site étudié est favorable pour la réalisation de la retenue collinaire sur oued kella wilaya de Jijel

II-2 étude géotechnique :

Introduction :

L'étude géotechnique a pour but d'établir les quantités de matériaux imperméables a fin d'effectué une certaine quantité de travaux de reconnaissance ainsi que des essais physique et mécaniques.

II-2-1 Prospection géotechnique de terrain :

Campagne de reconnaissance in situ par la réalisation de fouille s d'une profondeur moyenne ,en différentes zones de la présente retenue collinaire (zone d'emprise de la digue et les zones d'emprunts),avec prélèvement d'échantillons de différents faciès pour pouvoir connaître et déterminé la structure géromécanique des terrains d'assise et de la fondation de la dique et ses ouvrage annexes ainsi que l'évolution quantitative et qualitative des matériaux d'emprunt nécessaires à la construction de la retenue collinaire .

II-2-2 Travaux de reconnaissance effectués :

Campagne de reconnaissance in situ par la réalisation de fouilles, en différentes zones de la présente retenue collinaire (zone d'emprise de la digue et les Zones d'emprunts), avec prélèvements d'échantillons de différents faciès pour pouvoir connaître et déterminer la structure géotechnique des terrains d'assise et de la fondation de la digue et ses Ouvrages annexes ainsi que l'évaluation quantitative et qualitative des matériaux d'emprunt nécessaires à la construction de la retenue collinaire.

Tableau II-2 : représente les profondeurs des sondages

№	**Profondeur**	**Situation**
1	15.00 m	Rive droite
2	16.40 m	Lit de l'oued
3	15.00 m	Rive gauche

II.2.3 Résultats des travaux de reconnaissance :

Les travaux de reconnaissance mis en œuvre ont permis de définir les conditions géologiques et géotechniques en profondeur.

Les trois (03) sondages exécutés montrent :

- **Sondage 1 :**

  Profondeur 1.2m : Marne verdatre peu carbonatée friable

  1.2-2 m : Marne carbonatée schisteuse indurée

  2-3.8 m : Marne noirare à chocolatée

  3-15m : Marne jaunatre à grisatre schisteuse

- **Sondage 2**

  Profondeur 2.8m : Marne chocolatée friable

  2.8-5.5m : Marne chocolatée sableuse

  5.5-9 m : Marne chocolaté peu graveleuse

  9-15m : Marne jaunatre à grisatre schisteuse

- **Sondage 3 :**

  Profondeur 2.5m : Marne chocolatée friable

  2.5-3.2m : Marne chocolatée indurée

  3.2-8 m : Marne noiratre à chocolaté indurée

  3-15m : Marne jaunatre à grisatre schisteuse

II.2.4 Essai de l'aboratoire:

1) Sol de fondation

Les échantillons récupérés des sondages carottés ont divers essais, physique, mécanique et chimique, entre autres :

Essai physique

- Teneur en eau naturelle w_n% **……. 18 - 22.96 %**
- Densité humide γ_h ... . **1.67 -2.7 (t /m ^{3})**
- Densité sèche γ_s **…….. 1.2-1.58 (t /m ^{3})**

Analyse granulométrique :

Une seule analyse granulométrique a été réalisée sur l'échantillon du sondage dénote un Le pourcentage des matériaux des inférieures à 80 µ est de 80% et les inférieurs à 2 mm est de 9 %.

Essai de cisaillement à la boite de casagrande (essai UU)

Détermination de la cohésion interne apparente du sol (C_u bars)**……1 .20bar**

Détermination de l'angle de frottement interne apparent (φ)…….. **17°-24°**

Essai de compressibilité à l'oedometre

Détermination du coefficient de compressibilité (C_c)…….**0.19-0.21%**

Détermination du coefficient de gonflement (C_g)……....**0.2-0.53%**

Perméabilité

- Mesure du coefficient de perméabilité K (cm/s)……$\mathbf{10^{-8}}$

2) Zones d'emprunt

Selon la nature et l'état des échantillons récupérés, divers essais, physique, mécanique et chimique, ont été exécuté .Les essais effectués sont les suivants

Essai physique

- Teneur en eau naturelle w_n%**.....11.65%**
- Analyse granulométrique **……..les fractions <80µmmoy = 78.2%**
- Limites d'Atterberg

Limite de liquidité (**W_l**) ……**48.8-57.88%**

Limite de plasticité (**W_p**)..... **27.25-29.3%**

Indice de plasticité (**I_p**)..... **21.56-28.58%**

Essai de Proctor normal

- γ_{dmax}.....**1.65- 1.8 t /m ^{3}**
- Wopn ……..**11.6-19 .1%**

Essai de cisaillement à la boite de casagrande (essai UU)

Détermination de la cohésion interne apparente du sol (C_u bars**) ……0.23°-0.28°bar**

Détermination de l'angle de frottement interne apparent (φ**)……18°-19°**

Essai de compressibilité à l'oedometre

Détermination du coefficient de compressibilité (C_c)…….**0.8-1.2%**

Détermination du coefficient de gonflement (C_g)……....**0.39-0.78%**

Perméabilité

- Mesure du coefficient de perméabilité K (cm/s)…….$\mathbf{10^{-9}}$

II-2-5 Le tassement du sol :

Le poids de la digue est donné par $\sigma_0 = H.\ \gamma_h = 15.\ 1.58 = 23.7t\ /m^2 = 2.37bar$

Sous cette charge, le tassement est calculé comme suit :

$$\Delta H = \sum \left[\frac{H_i}{1+e_o} C_c \lg \frac{\sigma_{vo} + \Delta\sigma}{\sigma'_p} \right]$$

Avec les données suivantes :

H : épaisseur de la couche de sol considérée,

e : indice des vide du sol,

C_C : coefficient de compressibilité du sol,

σ_{vo} **:** Contrainte initiale due au poids des terres,

$\Delta\sigma$**:** Contrainte apportée par le remblai,

σ'_p **:** Pression de préconsolidation du sol.

Pour l

%°e calcul, on adoptera les valeurs moyennes suivantes , en considérant une profondeur d'influence de 10 mètres

$$H = 10$$

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 = (2.7/\ 1.58) - 1 = 0.70$$

$C_C = 0{,}21$

Pc = 2.90 bar

σvo = 132 kPa

Tous calculs fait, il vient :

$\Delta H = (10/1.7)\ 0.21\ (\log\ (132+262.5)/290) =$ **0.17m**

Compte tenu de la nature de l'ouvrage, ce tassement est tout à fait compatible avec la stabilité de l'ouvrage.

Conclusion :

D'après le contexte géologique et les résultats des analyses et des essais de laboratoire, le site choisi se présente parfaitement bien pour la construction d'une retenue en terre.

Les matériaux dans la zone d'emprunt qui est à proximité immédiate du site, existent en quantité largement suffisantes.

On peut conclure que sous réserves de l'observation des recommandations du présent rapport géologique et géotechnique, les conditions sont favorables pour la réalisation d'une retenue en terre sur e site d'oued **kella** wilaya de Jijel

Introduction :

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle de l'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, les eaux de surface, l'évaporation et l'évapotranspiration, les eaux souterraines.

H'hydrologie est devenu une science importante de l'art de l'ingénieur intéressé à l'exploitation et au contrôle des eaux naturelle .Des études hydrologique plus ou moins poussées sont indispensable pour toute mise en œuvre de projet de barrage . Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrage hydraulique sont toujours liés à une évaluation saine non seulement des débits indispensables en moyenne mais surtout des débits extrême (crue).

III-1 Paramètres morphologiques de Bassin versant :

Le bassin versant représente, en principe, l'unité géographique sur laquelle se base l'analyse du cycle hydrologique et de ses effets. Plus précisément, le bassin versant qui peut être considéré comme un système, est une surface élémentaire hydrologiquement close, c'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénétré de l'extérieur et que tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire.

III-1-1Paramètres géométriques :

- ***Surface du bassin versant*:**

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant a été donnée par(AutoCAD2088) et elle est de : S =3,65 Km^2

- ***Périmètre du bassin versant:***

Le périmètre est obtenu par (AutoCAD2088) et il est de : P = 8,36 Km

- ***Longueur du talweg principal:***

C'est le talweg le plus long est de : Lp =2,83Km

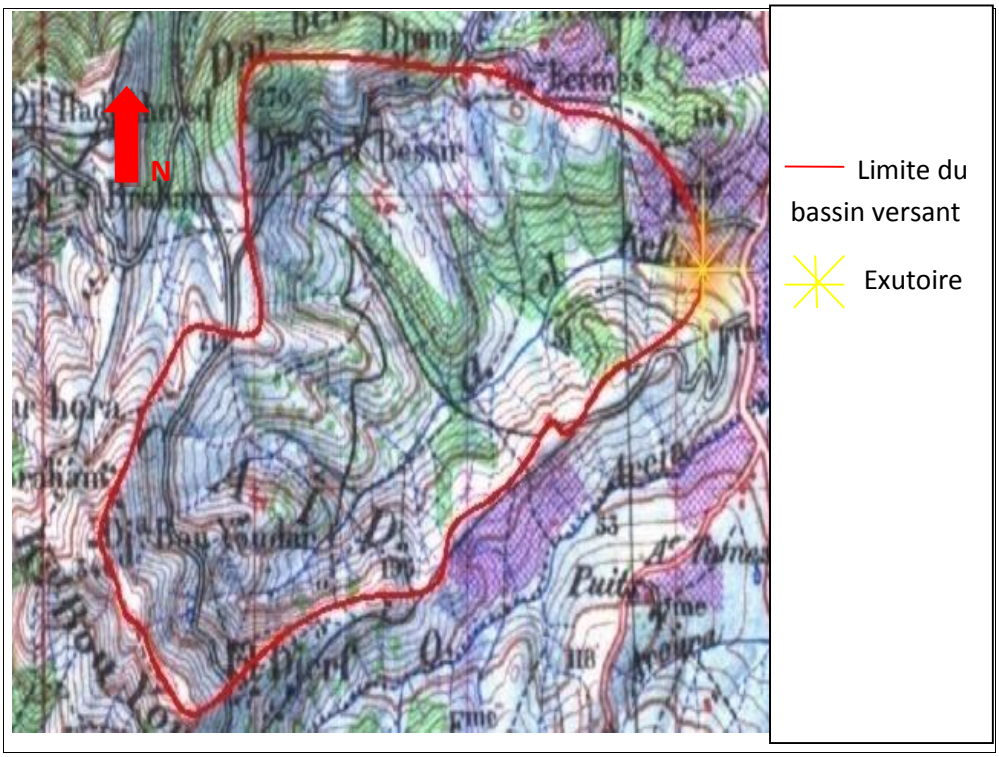


Figure III-1 : les limites du bassin versant Echelle 1/50 000

III-1-2 Paramètres de forme:

- ***Indice de compacité (GRAVELIUS):***

  Cet indice caractérise la forme du bassin versant (allongé ou ramassé).

$$K_C = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(III-1)}$$

P: périmètre du bassin versant.

S: surface du bassin versant.

Kc=1.2

Avec :

Kc = 1 => basin parfaitement circularise

Kc = 1.128 => bassin ramassé

Kc > 1.128 => bassin allongé Selon la valeur

Selon la valeur de Kc on pourra dire que notre bassin est allongé

- ***Coefficient d'allongement* :**

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$Ca = \mathbf{L^2 / S} \quad \text{..... (III-2)}$$

L : la longueur du talweg principal L = 2.83 Km

S : la superficie du bassin versant. S =3.65 Km^2

Ca=2.19

- ***Rectangle équivalent:***

C'est la transformation du bassin versant en un rectangle de longueur *L* et de largeur l en gardant la même surface du bassin versant, ceci permet la comparaison entre les basins versant du point de vue influence de la forme sur l'écoulement.

La longueur L et largeur l en km sont données par la est donnée par la formule

$$L, l = K_C \frac{\sqrt{S}}{1.128}\left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c}\right)^2}\right] \quad \text{..... (III-3)}$$

Avec :

L : longueur du rectangle équivalent en km ;

l : larguer du rectangle équivalent en km ;

Kc : Indice de compacité ;

S : surface du B.V en km²

A.N :

L=2.95 km **l=1.24 km**

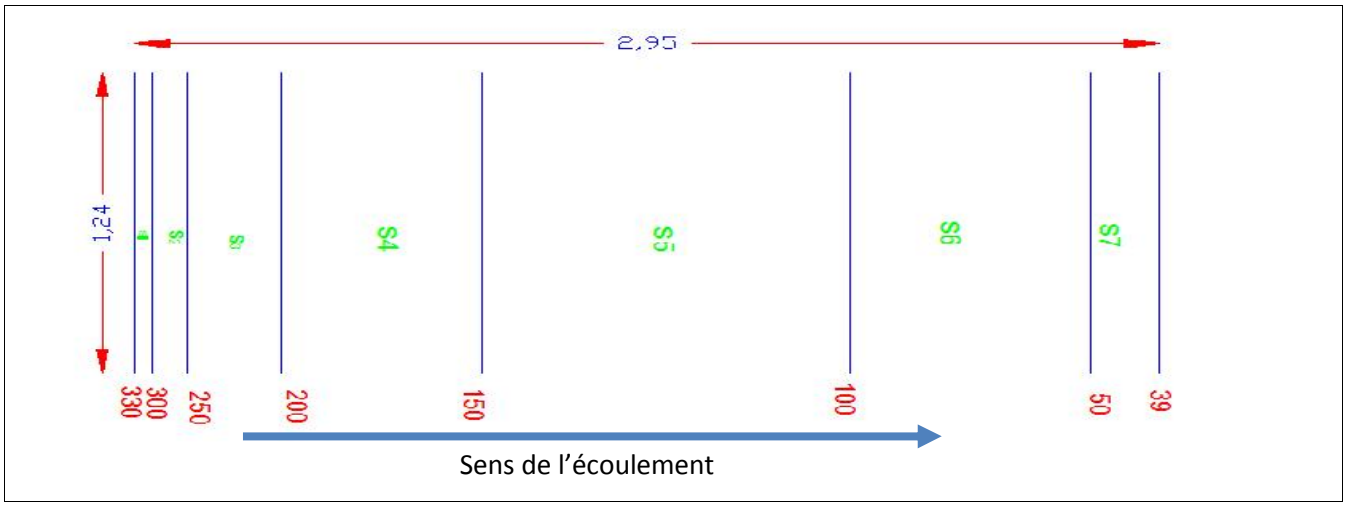


Figure III-2 : Rectangle équivalent

III -1-3 Paramètres du relief

Le relief possède une influence directe sur les facteurs climatiques et une influence indirecte sur la formation des écoulements de surface. Il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation.

C'est un élément capital dans le comportement hydraulique d'un bassin, et joue un rôle essentiel sur le régime de l'écoulement. Il est indiqué par les courbes de niveau et est caractérisé par la courbe hypsométrique.

Tableau III -1: Répartition des tranches d'altitudes du bassin versant

Altitude	Surface			
	Partielles		Cumulus	
	Si (km²)	Si (%)	Si (km²)	Si (%)
330-300	0.0704	1,93	0,0704	1,93
300-250	0.1344	3,68	0,2048	5,61
250-200	0.3577	9,80	0,5625	15,41
200-150	0.7612	20,85	0,5625	36,27
150-100	1.3892	38,06	1,3237	74,33
100-50	0.9086	24,89	2,7129	99,22
50-39	0.0268	0,73	3,6215	100
somme	3.65	100		

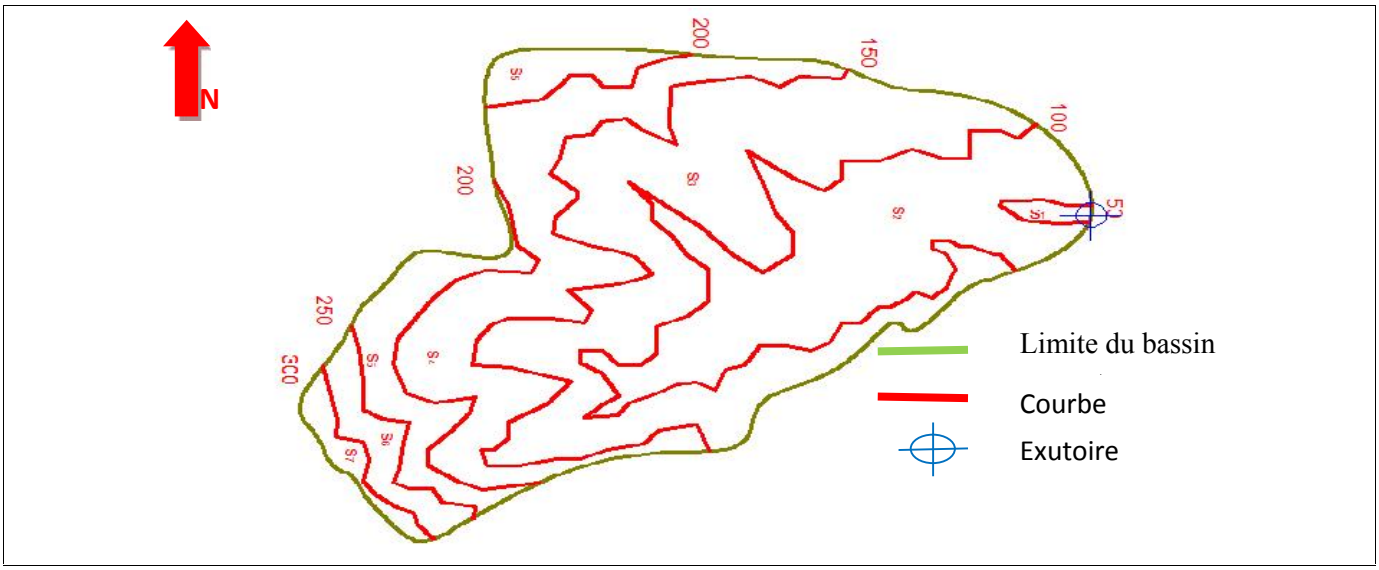


Figure III-3 : Le bassin versant avec ses courbes de niveau

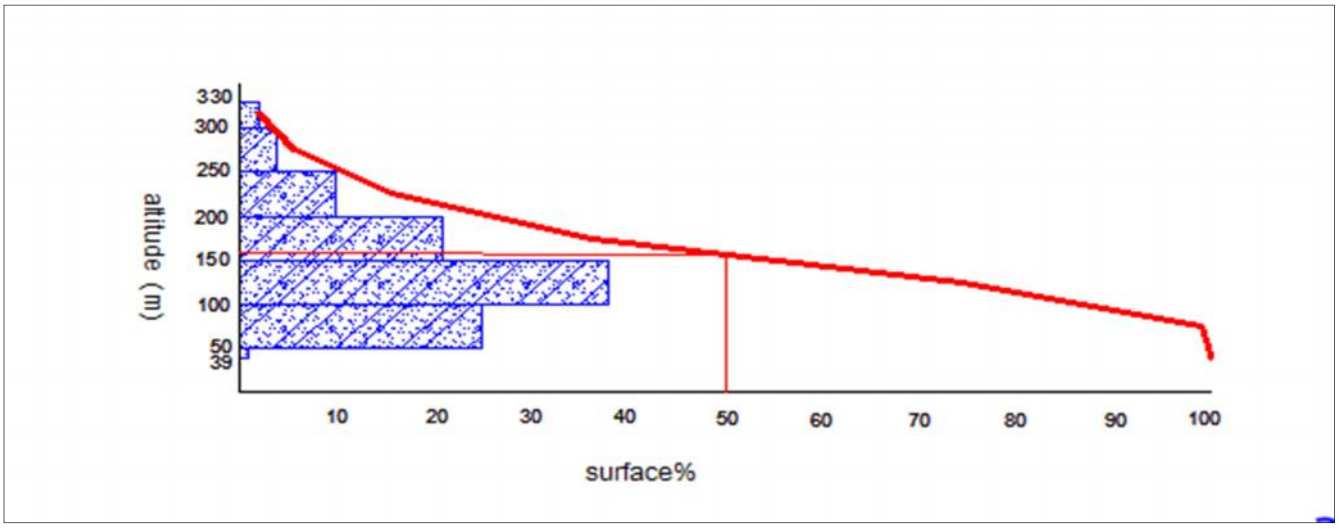


Figure III-4 : Répartition et courbe hypsométrique

III -1-3-1 Les altitudes du bassin versant :

La courbe hypsométrique permet de déterminer les altitudes suivantes :

- **Altitude maximale H max :** H_{max} = 330 m
- **Altitude minimale H min :** H_{min} = 39 m

- **Altitude médiane**

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

$H_{50\%} = 157.15$ m

- **Altitude Moyenne :**

L'altitude moyenne Hm est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{\overline{S}} \quad \text{..... (III-4)}$$

Avec :

Hi : l'altitude partielle de bassin versant.

Si : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km^2).

S : la surface totale du bassin versant (Km).

Tableau III-2:Résultats de calculs **:**

Altitude	H_i(m)	S_i (km²)	H_i*S_i
330-300	315	1,93	607,95
300-250	275	3,68	1012
250-200	225	9,8	2205
200-150	175	20,85	3648,75
150-100	125	38,06	4757,5
100-50	75	24,89	1866,75
50-39	44,5	0,73	32,485

A.N $H_{moy} = \frac{515.8161}{3.65} = 141.32$m

$\overline{H_{moy}} = 141.32$m

III -1- 3- 2 Pente moyenne du bassin versant :

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

Elle est donnée par la formule suivante :

$$I_{moy} = \frac{\Delta H\,(0.5\,l1 + l2 + \cdots + ln - 1 + 0.5\,ln)}{S} \quad \text{..... (III-5)}$$

Avec :

ΔH: dénivelés entre deux courbes de niveaux successives en (m)

L_i : les longueurs des courbes de niveaux d'ordre (Km).

S: superficie du bassin versant (Km^2)

Tableau III - 3 : La pente moyenne du bassin versant

Altitude (m)	ΔH (m)	Longueur (km)
300	5	0.9933
250		1.2457
200		3.3128
150		5.2901
100		6.6240
50		0.7001

I_{moy}=4.84%

III -1-3-3 Indice 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.

- **Indice de pente globale (I_g)**

A partir de la courbe hypsométrique, nous avons tiré les altitudes de 5% et 95% de la surface du bassin versant.

Cet indice est déterminé par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} \quad \text{(III-6)}$$

Avec :

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

L: la longueur du rectangle équivalent (km)

D'après la courbe hypsométrique :

$H_{5\%}$=275 m et **$H_{95\%}$= 84m**

A.N :

$$\mathbf{I_g}=0.0647 \text{ (m/m)}$$

- **Indice de pente de roche (Ip)**

La pente de Roche est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondéré par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau Hi est Hi+1. Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{\text{Si}\, Di} \quad \text{(III-7)}$$

Avec :

L : longueur du bassin versant (km) ;

S_i: Surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau successives H_i et H_{i+1}

$D_i = H_i - H_{i-1}$

Tableau III –4 : les paramètres de calcul

Altitude	$H_i - H_{i-1}$ (m)	S (%)	S. (Hi - H_{i-1})	$\sqrt{Si} * (\frac{Hi}{2} - \frac{Hi}{2} - 1)$
330-300	3	1,93	5,79	2,41
300-250	5	3,68	18,4	4,29
250-200	5	9,8	49	7,00
200-150	5	20,85	104,25	10,21
150-100	5	38,06	190,3	13,79
100-50	5	24,89	124,45	11,16
50-39	11	0,73	8,03	2,83

A.N :

I_P =0.03 (m/m)

- **Indice de pente moyenne I_{pm}**

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur du rectangle équivalent. Il est donné par la formule suivante :

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{\sqrt{S}} \quad \text{..... (III-8)}$$

Avec :

H_{max} : L'altitude maximale (m)

H_{min} : L'altitude minimale (m)

S : la surface du bassin versant (km²)

A.N :

I_{pm}=0.15(m/m)

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

Est donnée par la relation suivante :

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad \text{…….....} \quad \text{(III-9)}$$

Avec :

ΔH **:** Dénivelée entre 2 points suffisamment distants (m)

ΔL **:** Distance entre ces 2 points (km)

A .N : $I_c = \frac{50}{1.9181} = 26.07$

I_c=0.026 m/m

- **Dénivelée spécifique**

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tous les bassins versant de déférant surface.

Elle est donnée par la formule :

$$D_s = I_g\sqrt{S} \quad \text{…….....} \quad \text{(III-10)}$$

I_g **:** indice de pente global (m/km)

S **:** surface du bassin (km²)

A.N :

Ds=123.61

Tableau III -5 : classification de L'O.R.S.T.O.M (type de relief)

Classe	Relief	Ds (m)
R1	Très faible	**Ds < 10**
R2	Faible	**10 < Ds < 25**
R3	Assez faible	**25 < Ds < 50**
R4	Modéré	**50 < Ds < 100**
R5	Assez modéré	**100 < Ds < 250**
R6	Fort	**250 < Ds < 500**
R7	Très fort	**Ds > 500**

On a **100 < Ds < 250** donc on déduit d'après le tableau précédant que notre relief est Assez modéré **R5.**

III- 2 Les caractéristiques hydrographiques :

III-2-1 Le réseau hydrographique :

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les mêmes cartes citées pour la détermination de l'altitude moyenne. Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau. Il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM. Dans cette classification de SCHUM est considéré « ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x) »

Pour notre bassin versant, après avoir placé l'ordre de chaque cours d'eau on tombe sur un cours d'eau **d'ordre 4.**

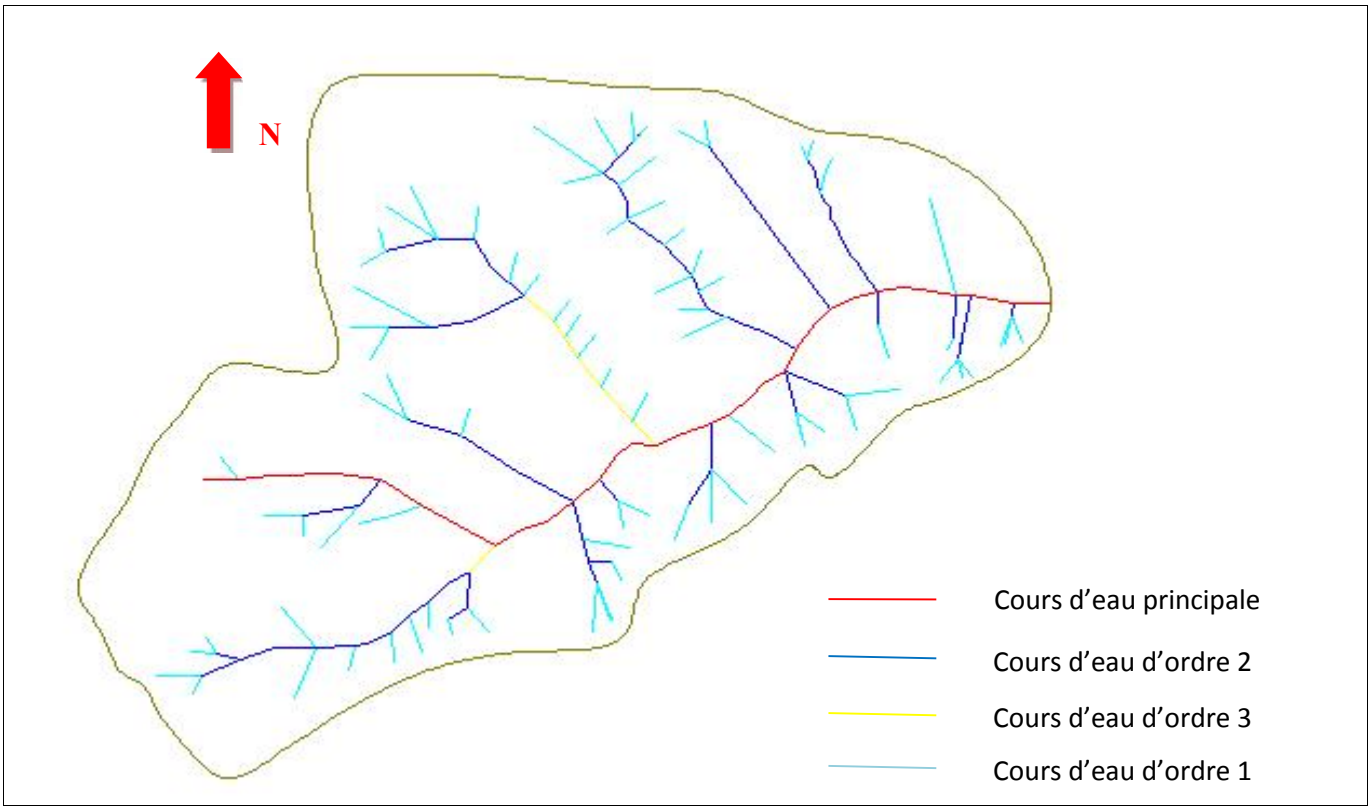


Figure III -5 : Le réseau hydrographique du oued kella Echelle 1/50000

- **Longueur du cours d'eau principal (L) :**

C'est la distance curviligne depuis l'exutoire jusqu'à la ligne de partage des eaux, en suivant toujours le segment d'ordre le plus élevé lorsqu'il a un embranchement et par extension du dernier jusqu'à la limite topographique du bassin versant.

Donc :

L=2.87 km

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

Ce profil est tracé à partir de la courbe topographique en tenant compte de l'altitude et de la longueur du cours d'eau.
Sur ce profil, peuvent figurer les infrastructures importantes et les divers affluents.

Tableau III-6: La longueur de cours d'eau principal en chaque altitude

ORDRE	ALTITUDE	DISTANCE	DISTANCE CUMULE
1	200-150	0,31	0,31
2	150-100	0,36	0,67
3	100-50	2,21	2,88
4	50-39	0.32	3.2

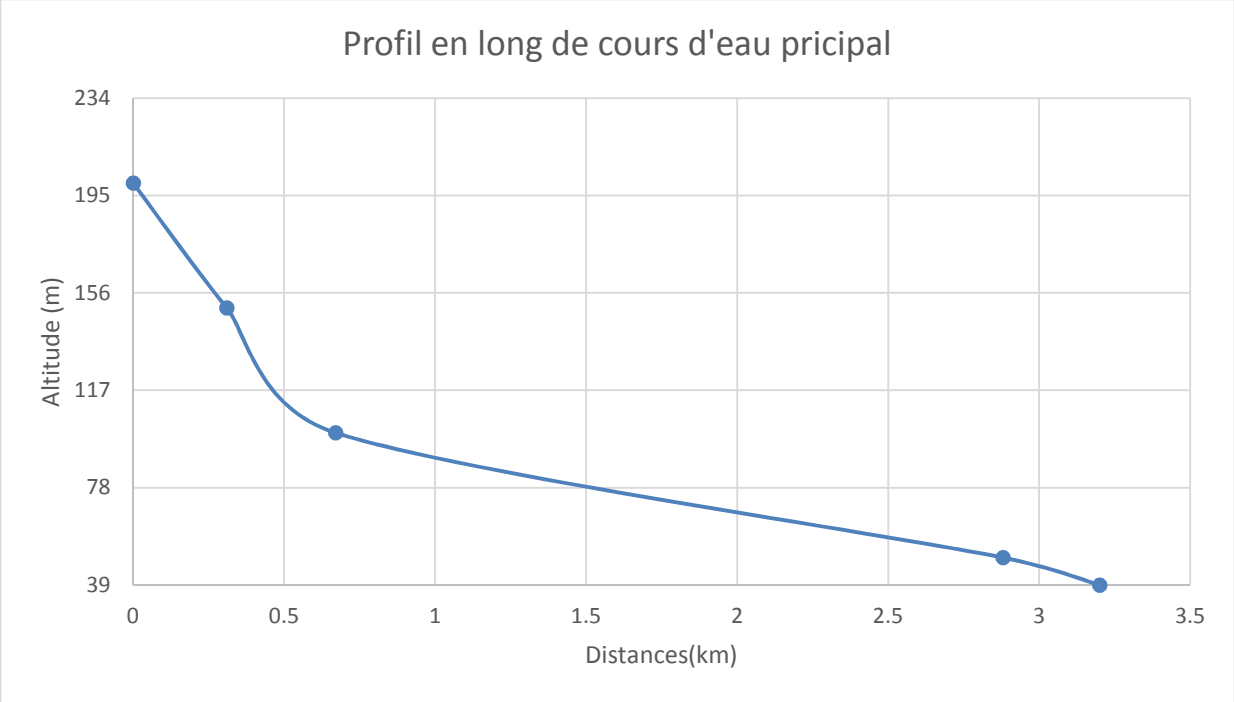


Figure-III-6 : Profil en long du cours d'eau principal

- **Densité de drainage D_d :**

Elle est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs "L_i" du bassin versant, à la surface totale "S" .Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface .Elle est exprimée en Km /Km^2.

$$D = \frac{\sum_{i=1}^{n} l_i}{S} \quad \text{..... (III-11)}$$

Avec :

L_i : La longueur totale des talwegs du bassin versant (km)

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

A.N

$$D_d = \frac{5.5716}{3.65} = 1.53$$

$\frac{L_i}{S} = D_d = 1.53$ km/

- **Coefficient de torrentialité (CT) :**

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

$$C_t = D_d * F_1 \quad \text{..... (III-12)}$$

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

N_1=77

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \quad \text{..... (III-13)}$$

AN :

$$F_1 = \frac{77}{3.65} = 21.1 \text{ thalweg/km}^2$$

- **Temps de concentration**

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 et pour les grands bassins versant, il est calculé par les formules suivantes :

a)Formule de GIANDOTTI:

$$T_C = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_P}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{\min}}} \quad \text{..... (III-14)}$$

S:surface du bassin versant en (Km).

L_p:longueur du talweg principale en (Km).

H_{moy} , H_{min} : respectivement la hauteur moyenne et minimale du basin versant.

AN :

T_C=1.48 heures

b) Formule de KIRPICH:

$$T_C = 0.6615.L_P^{0.77}.I_g^{-0..85} \quad \text{..... (III-15)}$$

I_g : indice de pente globale.

L_p : longueur du talweg principal en (Km).

AN :

T_C=0.29heurs

c) Formule de CALIFORNIA :

$$T_C = \left(\frac{0.87L^3}{H_{\max} - H_{\min}}\right)^{0.386} \quad \text{..... (III-16)}$$

AN :

T_C=0.24heures

Tableau III-7 : Temps de concentration.

Formules	**Tc**
Formule de *GIANDOTTI*	1.48 h
Formule de *KIRPICH*	0.29 h
Formule de *CALIFORNIA*	0.24 h

Commentaire :

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur **Tc=1.48 heures**, GIANDOTTI qui est d'emploi fréquent en Algérie parce que la formule de GIANDOTTI tient compte tous les paramètres géométriques du bassin.

- **Vitesse moyenne de ruissellement :**

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_R = \frac{L_P}{T_C} \quad \text{..... (III-17)}$$

L_p : longueur du talweg principale.

T_C : temps de concentration.

AN :

VR=1.94 km/heure

- **Coefficient de sinuosité :**

Ce coefficient est donné par la formule suivante :

$$C_S = \frac{L_d}{L_p} \quad \text{..... (III-18)}$$

L_d : distance rectiligne mesuré à la règle de la source jusqu'à l'exutoire.

L_p : longueur du talweg principale.

AN :

C_c=1.02

Tableau III-8: des caractéristiques hydro-morphométriques du bassin versant

DESIGNATION		SYMBOLE	UNITES	VALEUR
Superficie		S	km^2	3.65
Périmètre		P	km	8..36
Longueur du thalweg principal		L_P	km	2.87
Pente du thalweg principal		I	%	2.6
Indice de compacité		K_C	-	1,2
Coefficient d'allongement		Ca	-	2.19
Rectangle équivalent	longueur	L_r	km	2.95
	largeur	l_r	Km	1.24
Altitudes	maximale	H_{max}	m	330
	moyenne	H_{moy}	m	141.32
	médiane	H_{med}	m	257
	minimale	H_{min}	m	39
Pente moyenne de B.V		I_{moy}	m/km	4.84
Indice de pente globale		I_g	%	6.47
Indice de pente moyenne		I_{pm}	%	15
Indice de pente de M Roche		Ip	%	3
Densité de drainage		D_d	Km/Km^2	1.53
Coefficient de torrentialité		Ct	-	32.28
Temps de concentration		T_c	h	1.48
Vitesse de ruissellement		V_r	Km/H	1.94
Coefficient de sinuosité		C_S	-	1.02

III-3 Caractéristiques climatique du bassin versant :

Les caractéristiques climatologiques de la zone d'étude sont estimées par les données disponibles à des stations climatologiques avoisinantes.

III-3-1 Températures :

Les caractéristiques climatiques de la région du bassin versant qui sont enregistrées dans la station << TAHER>> .Les répartition mensuelles des températures enregistrées à cette station se présente comme suit :

Tableau III-9 : répartition mensuelle de la température.

mois	sept	oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
Tmoy	24	20	16	13	11	12	14	16	19	22	25	26
Tmax	29	25	20	17	15	16	18	21	24	28	31	32
Tmin	19	15	11	9	7	8	9	11	14	17	19	20

(Source : ONM)

Température moyenne de la région est de **18°c.**

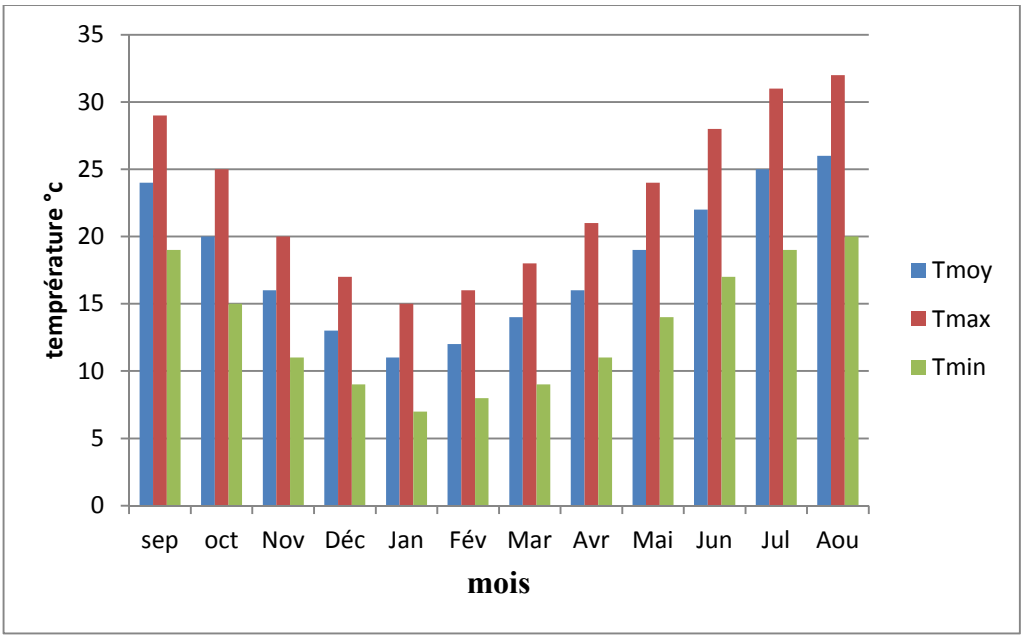


Figure III -7 : Répartition mensuelle de la température**.**

III-3-2 Evaporation

Tableau III-10 : Répartition mensuelle de l'évaporation.

mois	sep	oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
E(mm)	161	107	62	48	43	40	45	62	72	92	121	171
E(%)	10,77	6,01	4,66	4,17	3,88	4,37	6,01	698	8,73	12,22	16,59	15,62

(Source : ONM)

L'évaporation totale annuelle est de 1022mm

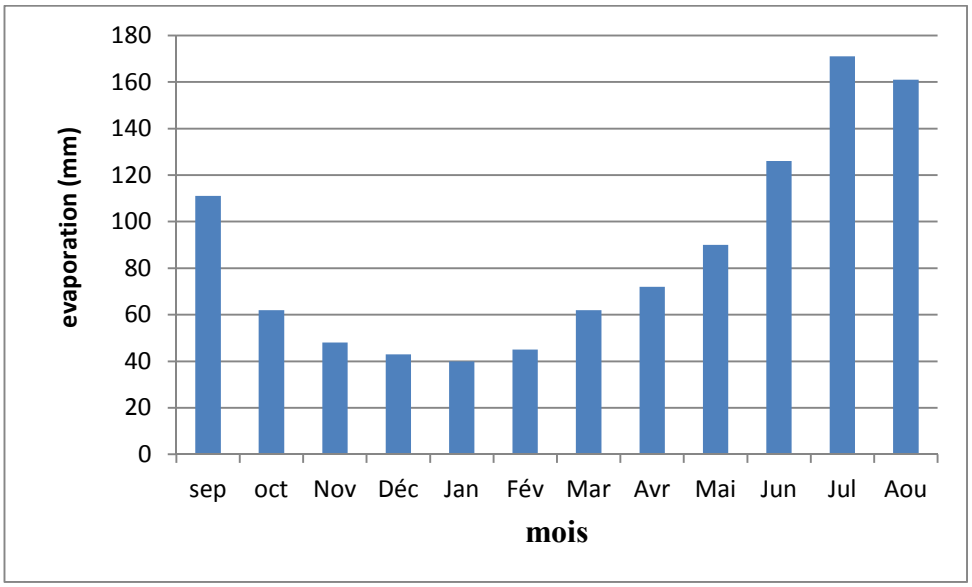


Figure III -8 : Répartition mensuelle de l'évaporation.

III-3-3 Humidité relative

Tableau III-11:répartition mensuelle de l'humidité.

mois	sep	oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
Hum (%)	64	68	69	71	71	69	67	62	63	62	58	59

(Source : ONM)

La valeur de l'humidité moyenne annuelle est de l'ordre 65.25%

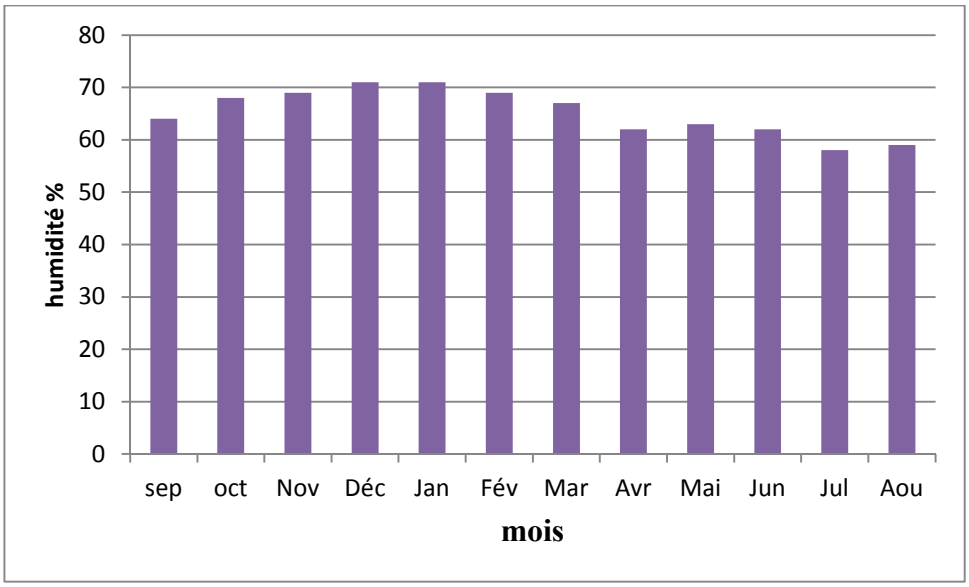


Figure III-9 : Répartition mensuelle de l'humidité relative.

III-3-4 Vitesse du vent :

Tableau III-12: Répartition des vitesses de vent

mois	sep	oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
v(m/s)	2,1	1,7	2,7	2,6	2,6	2,3	2,5	2,5	2,2	2,3	2,3	2,3

(Source : ONM)

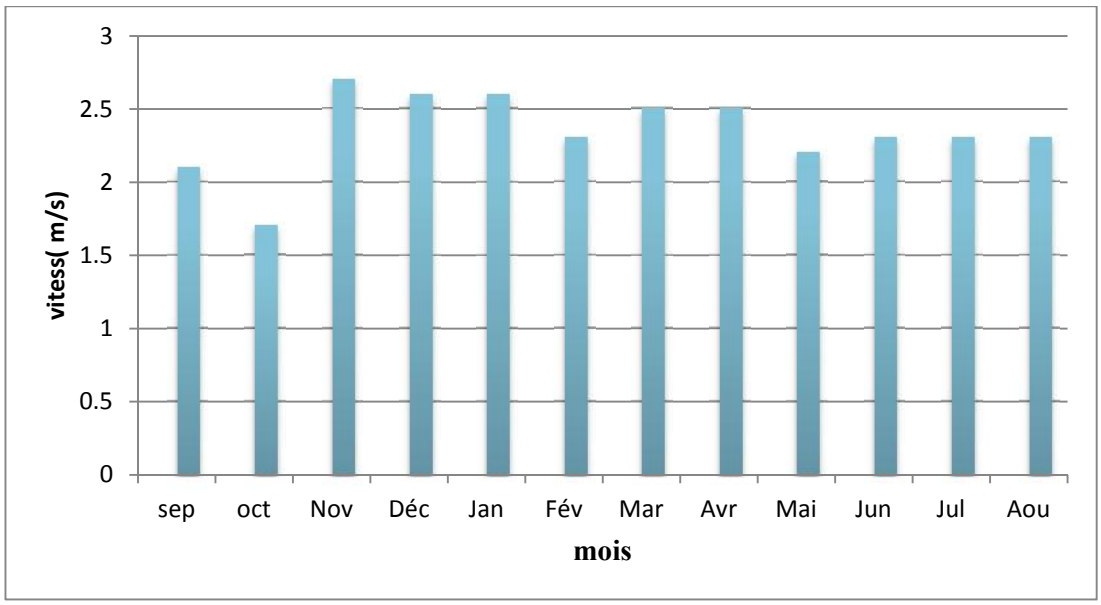


Figure III-10: la répartition des vitesses du vent.

III-3-5 Pluviométrie :

Les précipitations étant la source principale de l'approvisionnement d'oued Kella, le régime hydrologique dans le bassin est directement lié à ces précipitations.

III-3-5-1 Les précipitations :

Les précipitations représentent la caractéristique climatique capitale de la localité et elles sont exprimées sous forme de lame de pluie.

Tableau III-13: Répartition mensuelles des pluies de la région

mois	sep	oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
p(mm)	29,78	48,86	62,98	69,50	51,17	53,21	45,28	39,16	24,78	8,57	2,41	10,18
P%	6,7	11,0	14,1	15,6	11,5	11,9	10,2	8,8	5,6	1,9	0,5	2,3

(Source : ONM)

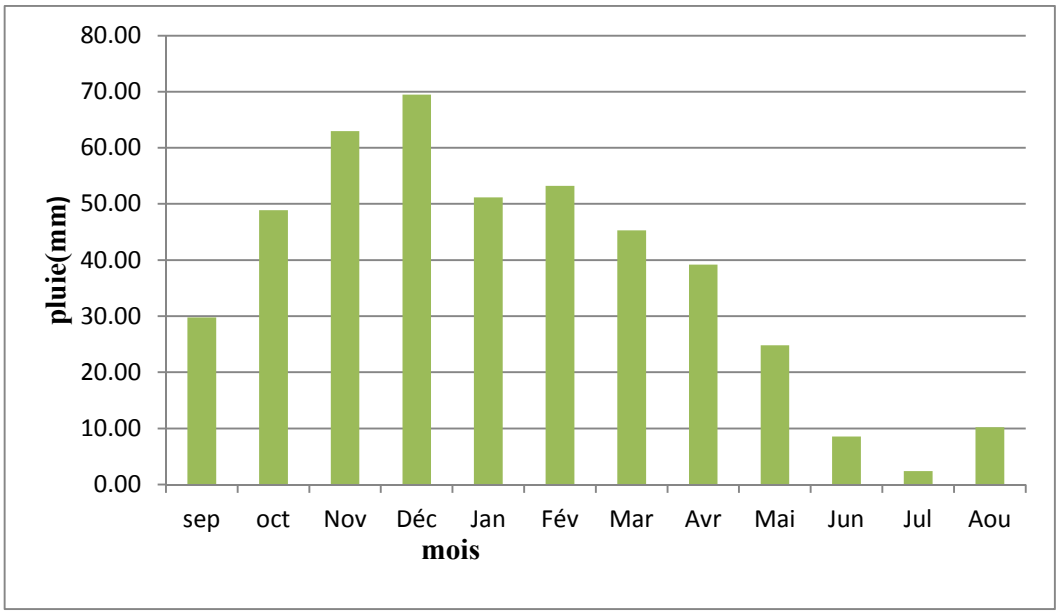


Figure III-11 : Les pluies moyennes mensuelles en mm

III-3-5-2 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 afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

III-3-5-3 Etude d'homogénéisation de la série des pluies annuelles :

L'homogénéisation des données est une analyse statistique de l'information aidant à une prise de décision conséquente afin d'évité les dégâts que l'on peut avoir suite à une information fausse appliquée par l'ingénieur pour dimensionner un ouvrage hydrotechnique.

Cette étude d'homogénéisation est faite par la méthode de la médiane (**MOOD**).

M= 99,8 N_S= 17 T_S=5

Avec :

M : la médiane

N_S : nombre totale de série de + ou -

T_S : taille de la plus grande série de + et -

Conditions du test de MOOD :

N_S= 17> 0,5(N+1-$\mu_{1-\frac{\alpha}{2}}\sqrt{N+1}$)= 0,5(40-1,96$\sqrt{40}$) = **13,8**

T_S= 5< 3,3(Log_{10}N+1)=3,3(Log_{10}40+1) = **5,3**

Les conditions du test de **MOOD** sont vérifiées donc la série des pluies journalière est homogène.

III-4 Choix de la loi d'ajustement :

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toute fois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement choisies sont :

1)-la loi de GALTON (log-normale).

2)-la loi de GUMBEL.

Les caractéristiques statistiques de la série sont obtenues à l'aide de logiciel **HYFRAN**

Tableau III-14 : Paramètres caractéristiques de l'échantillon

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des $P_{max\ j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=40} Xi$	3993,60
la moyenne des $P_{max\ j}$ en (mm)	$\overline{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=40} Xi}{n}$	99,84
L'écart type « $б_x$ » Pour n > 30 ans	$\sigma^2 = \frac{1}{n-1} \times \sum_{i}^{n} (x_i^2 - n.\overline{x}^2)$ $\sigma = \sqrt{\sigma^2}$	47.79
Coefficient de variation « Cv » :	$C_V = \frac{\sigma}{\overline{X}}$	0.75
L'exposant climatique :	**b=0.5 (ANRH)**	

III-4 -1 Ajustement à la loi de GUMBEL :

La fonction de répartition de la loi de GUMBEL s'écrit :

$$\mathbf{F(x_i) = e^{-e^{-\alpha(x-x_0)}}} \quad \text{…….. (III-19)}$$

F(x) : Fréquence au non dépassement.

α, $\mathbf{x_0}$: des coefficients d'ajustement,

Par un changement de variable Y=α (x-x_0)

Avec Y : variable réduite de GUMBEL

La loi de GUMBEL s'écrira alors **:**

F(X_i) = $e^{e^{-y}}$

On trouve que $X = \frac{1}{\alpha} Y + X_0$

Avec : X est la précipitation maximale journalière.

La variable réduite de GUMBEL Y= $-\ln[-\ln(F(x))]$

Avant de procéder à l'ajustement, il va falloir suivre les étapes suivantes :

- Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3……n.
- Calculer, pour chaque valeur de précipitation, la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(X)=\frac{m-0,5}{n} \quad \text{(III.20)}$$

- calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

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

- calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x_0 »
- représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier GUMBEL

Les résultats de l'ajustement par la loi de **GUMBEL** des pluies maximales journalières sont représenté dans le tableau suivant :

- Les paramètres estimés :
  U = 71.252433
  α = 39.262905

Tableau III-15 : Ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Xt (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	432.9	47.9	339-526
2000	0.9995	369.7	40	291-448
1000	0.9990	342.5	36.6	270-414
200	0.9950	279.2	28.8	222-335
100	0.9900	251.9	25.5	201-301
50	0.9800	224.5	22.1	181-267
20	0.9500	187.9	17.8	153-222
10	0.9000	159.7	14.477	131-187
5	0.8000	130.1	11.2	108-152

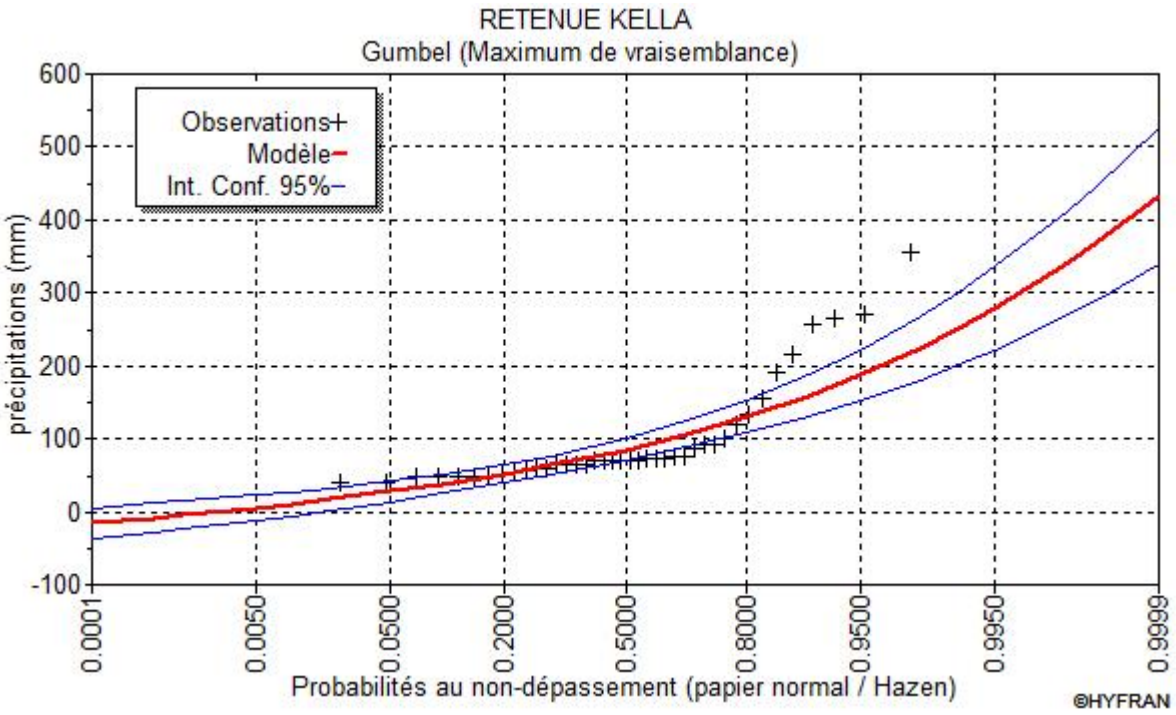


Figure III -12 : la droite de l'ajustement avec la loi de GUMBEL

Tableau III - 16: Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon GUMBEL (Méthode des moments)

Caractéristiques	Carac. de la loi	Carac. de l'échantillon
Minimum	Aucun	39.0
Maximum	Aucun	357
Moyenne	93.9	99.8
Ecart-type	50.4	74.8
Médiane	85.6	69.5
Coefficient de variation (Cv)	0.536	0.749
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	2.01
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	5.58

III-4 -2 Ajustement à la loi de GALTON (log – Normale) :

La fonction de répartition de la loi de GALTON s'écrit **:**

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_{u}^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(III-21)}$$

Ou : $u = \frac{X_i - \overline{X}}{\sigma_x}$ (variable réduite de GAUSS)

L'équation de la droite de GALTON est la suivante :

$$Log\ x(p\ \%) = \overline{Log x} + \acute{o}.Log\ u(p\ \%)$$

$$LogX = \frac{\sum_{i=1}^{32} \overline{LogXi}}{N}$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de **GALTON** des pluies maximales journalières sont représenté dans le tableau suivant :

- Les paramètres estimés :

mu = 4.418077

Sigma = 0.563755

Tableau III -17: Ajustement à la loi de GALTON

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Xt (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	675	171	339-1010
2000	0.9995	530	121	293-767
1000	0.9990	474	103	273-675
200	0.9950	354	66.3	224-484
100	0.9900	308	53.3	203-412
50	0.9800	264	41.9	182-346
20	0.9500	210	28.9	153-266
10	0.9000	171	20.7	130-211
5	0.8000	133	13.9	106-160

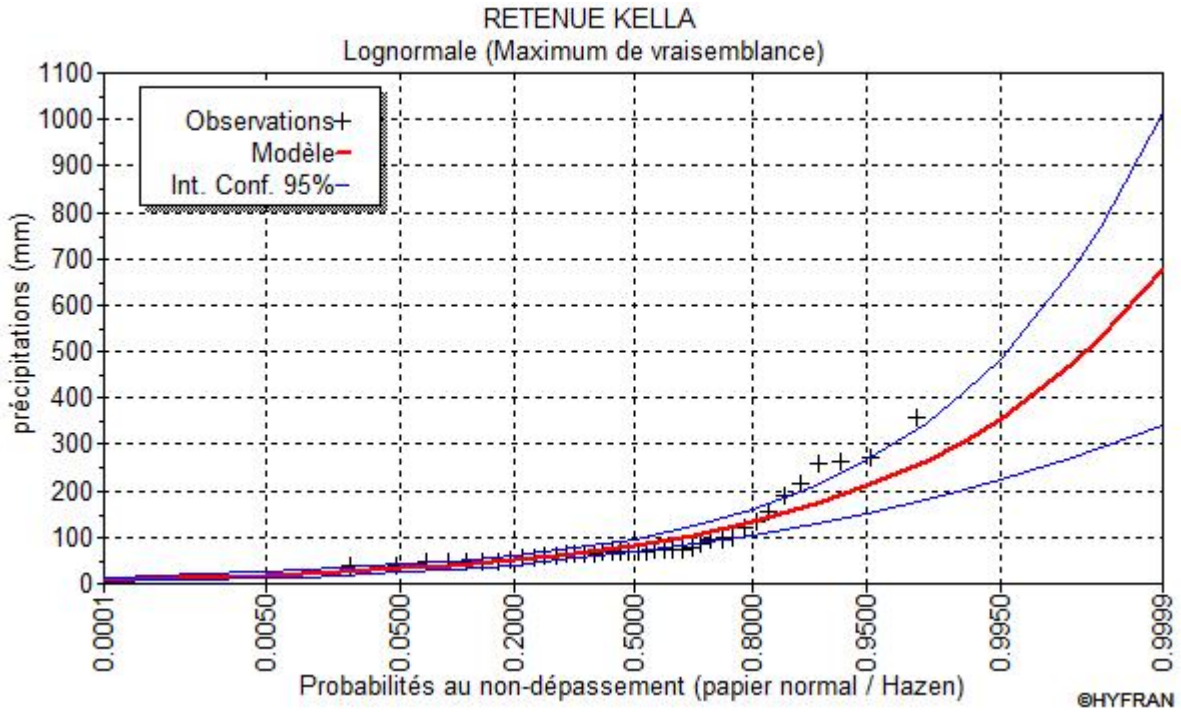


Figure III -13: la droite de l'ajustement avec la loi de GALTON

Tableau III - 18: Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon GALTON (Méthode des moments)

Caractéristiques	Carac. de la loi	Carac. de l'échantillon
Minimum	0.	39.0
Maximum	Aucun	357
Moyenne	97.2	99.8
Ecart-type	59.5	74.8
Médiane	82.9	69.5
Coefficient de variation (Cv)	0.612	0.749
Coefficient d'asymétrie (Cs)	2.06	2.01
Coefficient d'aplatissement (Ck)	11.4	5.58

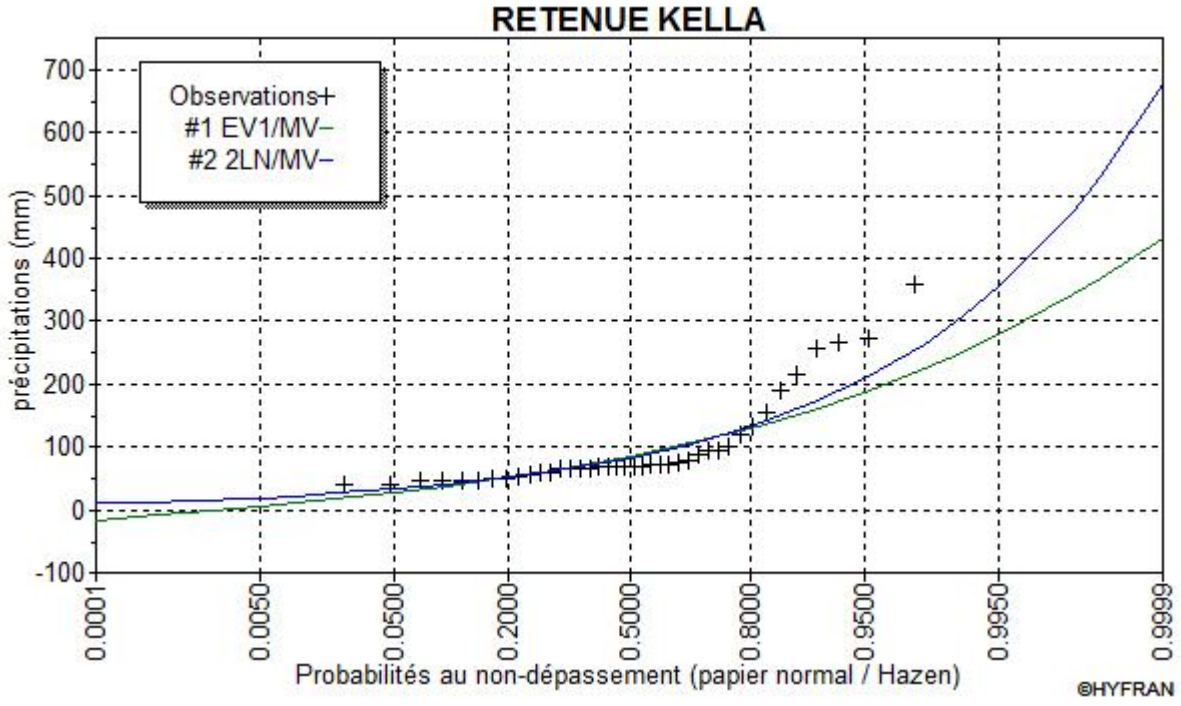


Figure III -14: Comparaison entre les deux ajustements.

- **Test d'adéquation**

  - **Par le test de khi²**

Lois	x^2_{cal}	$x^2_{thé}$
GUMBEL	20	20.5
GALTON	13.2	13.4

Pour que les deux lois soit adéquat il faut vérifier la condition suivante :

$X_{cal}<X_{théo}$

D'après les résultats les deux lois sont adéquates.

Conclusion:

D'après les trois schémas on conclut que les pluies maximales journalières suit la lois de Log normal car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de GALTON.

Tableau III – 19: Les pluies maximales journalières fréquentielle

Période de retour (ans)	**1000**	**100**	**50**	**20**	**10**
$P_{j\ max}$ (mm)	474	308	264	210	171
Fréquence	0.999	0.99	0.98	0.95	0.90

III-4 -2 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences :

Le calcul des pluies de courtes durées pour différentes fréquences à été effectuée à l'aide de la relation de **MONTANA** exprimée par:

$$P_{(ct)}\% = P_J\%(\frac{t}{24})^b \quad \text{.....(III-22)}$$

$P_{ct\ \%}$ **:** Pluie d'une courte durée (t) pour une fréquence voulue (mm).

P_j**:** Pluie maximale journalière pour la même fréquence (mm).

t **:** durée de la pluie (heures).

b **:** Exposant climatique (donnée **b=0.5)**

Intensité des pluies est donnée par la formule suivante **:**

I=Pt/t……..(III.23)

Les résultats de calcul de la pluie **Pct** et l'intensité $\mathbf{I_0}$ sont représentées dans le tableau suivant

Tableau III -20 : pluies de courte durée et intensité de pluie pour différents fréquences

Fréquence										
	0.999		0.99		0.98		0.95		0.9	
Temps (h)	P_{ct} (mm)	I (mm/h)	P_{ct} (mm)	I (mm/h)	P_{ct} (mm)	I (mm/h)	P_{ct} (mm)	I (mm/h)	P_{ct} (mm)	I (mm/h)
0,5	68,42	136,83	44,46	88,91	38,11	76,21	30,31	60,62	24,68	49,36
1	96,75	96,75	62,87	62,87	53,89	53,89	42,87	42,87	34,91	34,91
1,5	118,50	79,00	77,00	51,33	66,00	44,00	52,50	35,00	42,75	28,50
2	136,83	68,42	88,91	44,46	76,21	38,11	60,62	30,31	49,36	24,68
3	167,58	55,86	108,89	36,30	93,34	31,11	74,25	24,75	60,46	20,15
4	193,51	48,38	125,74	31,44	107,78	26,94	85,73	21,43	69,81	17,45
8	273,66	34,21	177,82	22,23	152,42	19,05	121,24	15,16	98,73	12,34
12	335,17	27,93	217,79	18,15	186,68	15,56	148,49	12,37	120,92	10,08
15	374,73	24,98	243,50	16,23	208,71	13,91	166,02	11,07	135,19	9,01
17	398,93	23,47	259,22	15,25	222,19	13,07	176,74	10,40	143,92	8,47
20	432,70	21,64	281,16	14,06	241,00	12,05	191,70	9,59	156,10	7,81
24	474,00	19,75	308,00	12,83	264,00	11,00	210,00	8,75	171,00	7,13

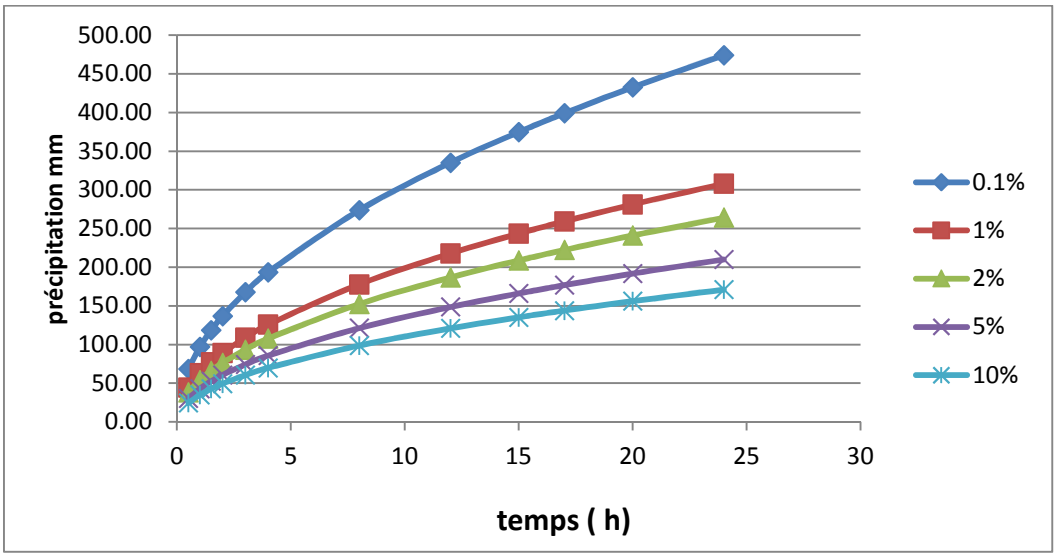


Figure III -15: Représentation des précipitations en fonction de temps pour les différentes Fréquences

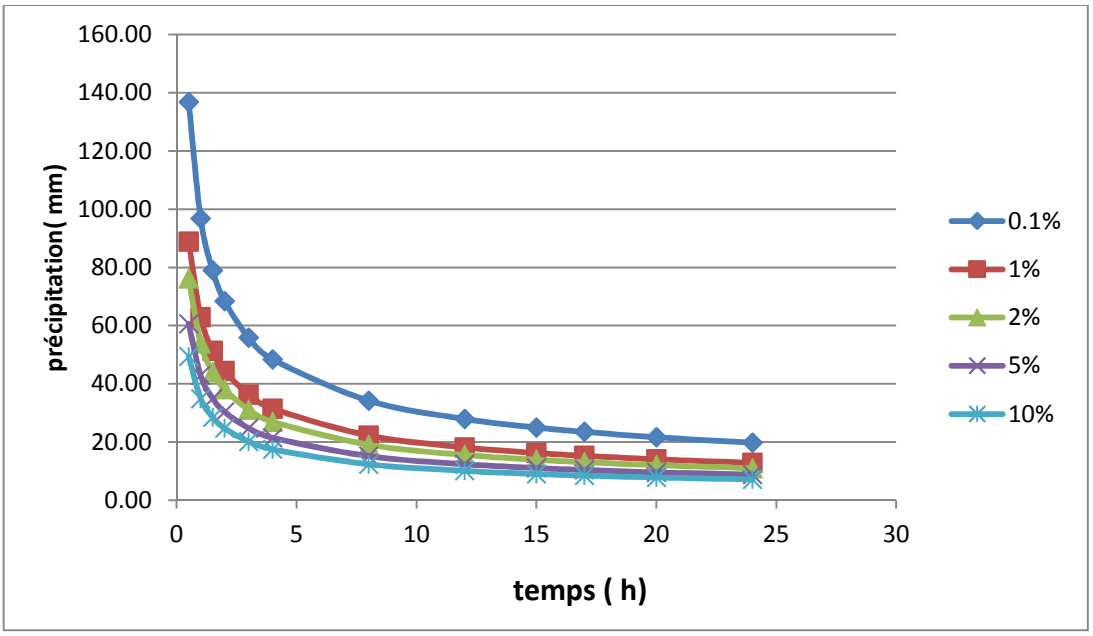


Figure III -16: Représentation des intensités en fonction de temps pour les différentes Fréquences

III- 5 Etudes des apports

III-5-1 Apport liquides

III-5-1-1 Estimation de l'apport moyen annuel (A_0)

L'étude des apports doit être faite en fonction de l'utilisation de la retenue et du rôle qu'on lui assigne. La plupart des petites retenues sont destinées à assure une régularisation saisonnière des ressources en eau .Elles se remplissent pendant la saison humide et se vident plus ou moins complètement pendant la saison sèche.

En raison de manque de données hydrométriques (absence de station hydrométriques sur le site de la futur retenue et aux environs immédiats) , l'estimation de l'apport moyen annuel est faite moyennant les formules empiriques.

S : Surface du bassin versant (km²)

a) Formule de MEDINGER

On a : $A_0 = Le * S$ ……(III-24)

$$Le = 1.024 (P_0 - 0.26)^2$$

Avec : Le : Lame d'eau écoulée (mm).

P_0 : Pluie moyenne annuelle (m).

AN : $L_e = 1{,}024 \cdot (0{,}445 - 0{,}26)^2 = 35.05\text{mm}$

$$A_0 = L_e \cdot S = 35.05 \cdot 10^{-3} \cdot 3.65 \cdot 10^6 = 0.13 \cdot 10^6\,\text{m}^3$$

A_0= 0.13 Mm^3

b) **Formule de DERI II**

$$A_0 = 0.513.\ P^{2.683}.D_d^{0.5}.\ S^{0.842} \quad \text{.....(III -25)}$$

P : Pluie moyenne annuelle (mm)

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

D_d : Densité de drainage (Km/Km^2)

A.N :

$$A_0 = 0{,}513 \cdot 445^{2,683} \cdot 1.53^{0,5} \cdot 3.65^{0,842} = 0.3.10^6\,\text{m}^3$$

A_0= 0.3 Mm^3

c) **Formule de SAMIE :**

$$\mathbf{L_e = P_{moy}^2 \left(293 - 2{,}2\sqrt{S}\right)} \text{ ..... (III.26)}$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [m] ;

S : Surface du bassin versant en [km2] ;

L_e : Lame d'eau écoulée en [mm].

A.N

$$L_e = 445^2\left(293 - 2{,}2\sqrt{3.65}\right) = 57.19\,\text{mm}$$

$$A_0 = L_e \cdot S = 57.19 \cdot 10^{-3} \cdot 3.65 \cdot 10^6 = 0.22 \cdot 10^6\,\text{m}^3$$

A_0= 0.22 Mm^3

Tableau III-21:Récapitulatif des résultats

Formules	A_0 (Hm^3)
SAMIE	0.22
MEDINGER	0.13
Derie II	0.3

Remarque :

Les trois formules donnent des valeurs différentes, donc on choisit la méthode qui se rapproche le plus de la valeur moyenne (**$A_{0\ moy}$ = 0.2233 Mm^3)**

On prend alors l'apport moyen annuel **A_0= 0.22 Mm^3**donné par la formule de SAMIE.

III-5-1-2 Répartition mensuelle de l'apport moyen

La répartition mensuelle de l'apport suit celle des pluies qui est égale au rapport de la précipitation moyenne du mois « i » sur P_0.

Tableau III-22 : Répartition mensuelle de l'apport moyen

mois	sep	oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
Pluies mens (%)	6,7	11,0	14,1	15,6	11,5	11,9	10,2	8,8	5,6	1,9	0,5	2,3
Apport Mens(m^3)	0,015	0,024	0,031	0,034	0,025	0,026	0,022	0,019	0,012	0,004	0,001	0,005
Apport Mens (%)	6,68	10,96	14,12	15,59	11,48	11,93	10,16	8,78	5,56	1,92	0,54	2,28

v

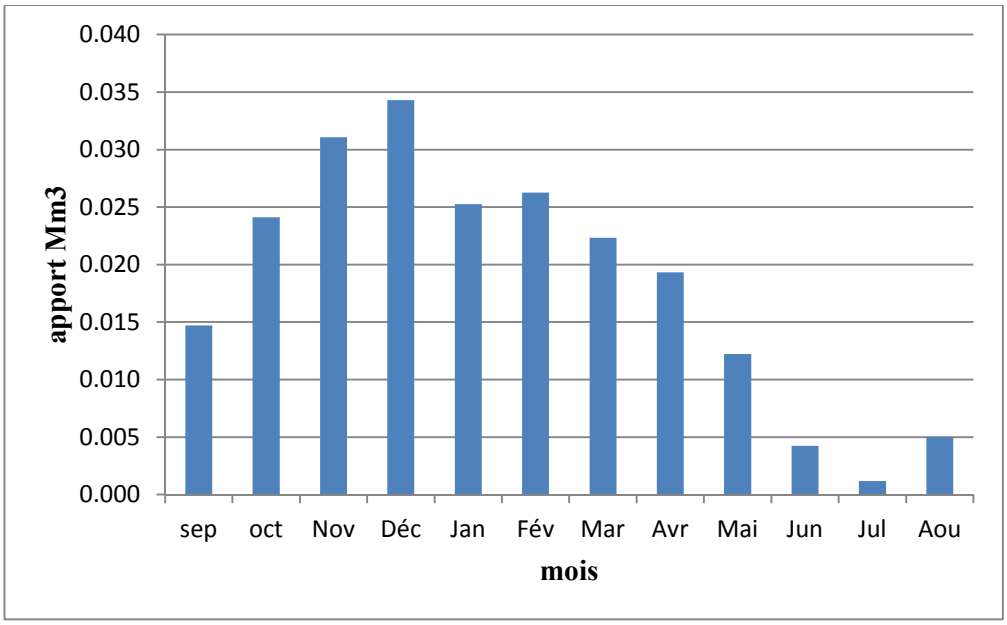


Figure III- 17 :Répartition mensuelle de l'apport moyen

III-5-2 Caractéristiques de l'écoulement :

a) Module de l'écoulement

Il est donné par :

$$Me = A_0 / T \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(III-27)}$$

A_0**:** Apport moyen annuel

T **:** Temps d'une année en secondes $T = 3{,}1536.10^7$ s

A.N :
$$M_e = \frac{0.22.10^6}{3{,}1536.10^7} = 6098\,l/s$$

Me = 6.98l/s

b) Module de l'écoulement relatif :

On a: $M_0 = Me / S$ ……(III-28)

Me: Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km²).

A.N :
$$M_0 = \frac{6.98}{3.65} = 1{,}9\,l/s/km^2$$

M_0=1.9 l/s/km²

c) Lame d'eau écoulée :

$$L\ e = A_0/S. \quad \text{……(III-29)}$$

AN : $$L_e = \frac{0.22}{3.65} = 0.06027\text{m} = 60.27\ \text{mm}$$

L e = 60.27 mm

d) Coefficient de l'écoulement*:*

Il est donné par :

$$Ce = Le / P_{moy} \quad \text{……..(III-30)}$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [mm] ;

L_e : Lame d'eau écoulée en [mm].

AN :

$$C_e = \frac{60.27}{445} = 0.14$$

Ce = 0.14

e) Coefficient de variation :

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

- **Formule de SOKOLOVSKY:**

$$Cv = 0{,}78 - 0{,}29 \log M_0 - 0{,}063 \log (S + 1) \quad \text{……(III-31)}$$

M_0 : Module de l'écoulement relatif

S : superficie du bassin (km²)

C_v= 0.66

- **Formule D'URKGUIPROVODKHOZ :**

$$C_v = \frac{0.7}{M_0^{0.125}} \quad \text{(III-32)}$$

Cv=0.65

- **Formule de L'ANTONOV :**

$$Cv = 0,7 / (S + 1000)^{0,097} \quad \text{(III-33)}$$

Cv=0.36

- **Formule de KRISTLY MENKEL*:***

$$Cv = 0,83 / (S^{0,06}. M_0^{0,27}) \quad \text{(III-34)}$$

Cv=0.65

Tableau III -23 : Récapitulatif des Cv

Formules	Cv
SOKOLOVSKY	0.66
OURKGUIPROVODKHOZ	0.65
L'ANTONOV	0.36
KRISTKY MENKEL	0.65

Conclusion :

D'après ces résultats on prend la valeur de coefficient de variation **Cv = 0.65** pour les formules **KRISTLY MENKEL** qui est proche à la moyenne.($C_{v\ moy}$ **= 0.58)**

III-5- 3 Estimation fréquentielle des apports :

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

$$A\% = \frac{A0}{\sqrt{Cv^2+1}} e^{\mu\sqrt{\ln(Cv^2+1)}} \quad \text{.....(III-35)}$$

Avec :

A% : Apport de fréquence donnée.

μ :Variable réduite de Gauss.

A_0 : Apport moyen annuel (**A_0= 0.22 Mm^3**).

Cv : Coefficient de variation. (Cv= **0.65)**

Tableau III-24: Les apports fréquentiels

période de retour (ans)	1,25	10	20	50	100	1000
Fréquence P(%)	80	10	5	2	1	0,1
variable de Gauss	-0,841	1,282	1,64	2,054	2,327	3,1
Apport %	0,11	0,39	0,49	0,62	0,73	1,16

Donc : $A_{80\%} = 0.11 Mm^3$

III-5-3-1 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel

Tableau III - 25 : La répartition mensuelle de l'apport

mois	sep	oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
Apport %	6,68	10,96	14,12	15,59	11,48	11,93	10,16	8,78	5,56	1,92	0,54	2,28
Apport80%	0,007	0,012	0,016	0,017	0,013	0,013	0,011	0,010	0,006	0,002	0,001	0,003

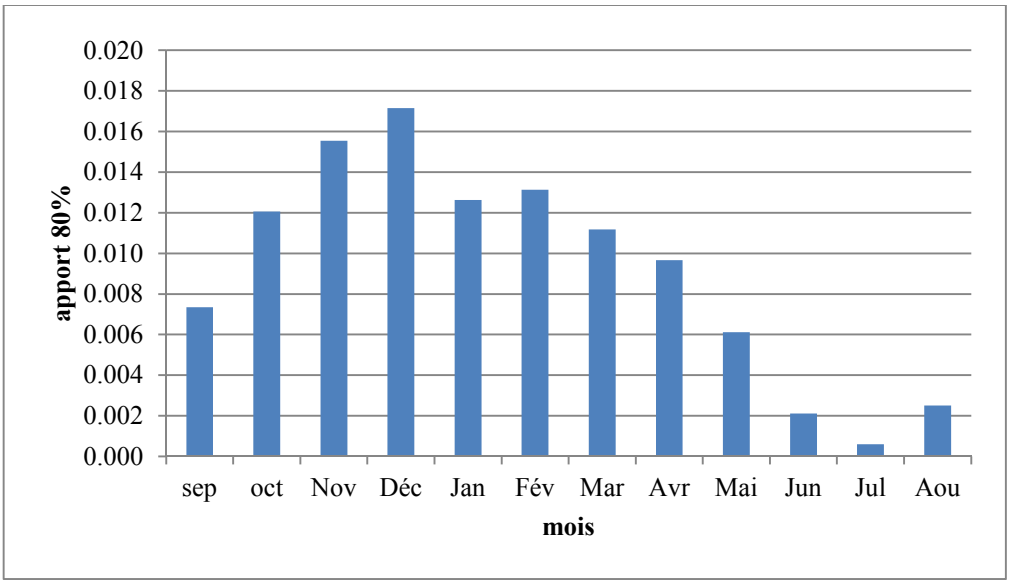


Figure III- 18 : Répartition mensuelle de l'apport 80 %

III-5- 3-2 Les apports solides

L'estimation de l'envasement (tranche morte) est indispensable pour un dimensionnement et harmonieux de l'ouvrage ; une évaluation correcte de sa durée de vie et une définition rationnelle des modes de gestion et d'exploitation. Le transport solide dans un cours d'eau constitue la seconde phase de l'érosion La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par la raison d'écoulement dépend essentiellement de la vitesse d'écoulement et de granulométrie L'eau trouve la puissance nécessaire pour ce transport dans la perte de charge qu'elle subit. Le champ d'exploitation de vitesse varie tout au long du profil de l'oued d'amont en aval L'eau met en jeu deux types de mécanismes : le charriage et la suspension qui sont les principaux types de transport solide La capacité de charriage est liée à la nature granulométrique des matériaux et varie dans le temps et dans l'espace avec le débit liquide La répartition entre le charriage et la suspension dépend essentiellement de la dimension des matériaux rapportes à la vitesse de l'eau et la turbulence de l'écoulement En tout point d'une rivière d'alimentation, le débit solide est défini par les caractéristiques hydrologiques de son bassin versant L'absence des mesures sur le transport solide oblige à avoir recours aux méthodes empiriques.

Pour le calcul du volume mort de la retenue on utilise les formules empiriques **:**

A) Formule de TIXERONT:

Cette formule est applique pour des durées comprises entre 2 et 22 ans, et elle tient Compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité

$$Ts = \alpha . L_0^{0.15} \quad \text{..... (III-36)}$$

Avec :

T_s **:** le transport solide en (t/Km^2/an),

L_0 **:** la lame d'eau écoulée en (mm),

α **:** Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant,α=350 (sol peu perméable).

A.N : **Ts = 647.26T/Km2/ans**

B) Formule de Fournier :

$$E_s = \frac{1}{36}\left(\frac{Pm^2}{P_a}\right)^{2.65}\left(\frac{h^2}{s}\right)^{0.46} \quad \text{.....(III-37)}$$

Avec :

Es : érosion spécifique(t/Km^2/an),

P_m : pluie mensuelle du moins le plus pluvieux (**P_m= 69.5 mm**)

P_a : pluie moyenne annuelle (**P_a =445 mm**)

h: 45% (H_{max} - H_{min}) (**h = 291m**)

S : surface du bassin versant (km²)

A.N : **Es =115.56 t / Km^2 / an**

III-5- 3-3 Calcul du volume mort :

Il existe plusieurs formules pour le calcul :

a) Formule de Tixeront

Le volume mort est donné par la formule suivante :

$$V_m = (1.05 \div 1.10)\frac{QsT}{\delta s} \quad \text{.....(III – 38)}$$

Avec :

$$Q_S = T_s * S \quad \text{.....(III- 39)}$$

Q_S : Le débit solide (t/ an)

δs : Poids spécifique de la vase humide (δs = 1.6 t/m^3).

T : Délai de service ; T = 20 ans.

T_s : Le transport solide (t / Km^2 / ans).

A.N : $Q_S = 2362.499$ t/ans

$V_m = 31007.79 m^3$

b) Méthode liée à l'érosion spécifique (la plus simple)

Le volume mort est donné par la formule suivante **:**

$$V_m = \frac{Es.T.S}{\delta s} \quad \text{.....(III- 40)}$$

Avec :

Es : L'érosion spécifique (**t/ Km^2 / ans**)

T : Durée de vie du barrage (**20 ans**)

δs : Poids spécifique de la vase humide (**δs =1.6/m^3**).

A.N : $V_m = 5272.425 m^3$

c) Formule de FOURNIER :

Le volume mort est de :

$$V_m = \frac{T_0.T.S}{\delta_S} \quad \text{..... (III.41)}$$

Avec :

$$T_0 = 91{,}78.\frac{P_A^2}{P_{moy}} - 737{,}62$$

T : temps d'exploitation [T = 20 ans].

δ_s : Poids spécifique des sédiments [1,6 t/m^3].

T_0 : Taux d'abrasion [t/Km²/an]

P_m : pluie moyenne mensuelle du mois le plus pluvial [mm].

P_{moy} : pluie moyenne du bassin versant [mm].

S : Superficie du bassin versant [Km²]

A.N : $\mathbf{V_m = 11798.88\ m^3}$

Tableau III- 26: Récapitulatif des résultats de volume mort

Formule de	Vm (m^3)
Tixeront	31007.79
l'érosion spécifique	5272.425m^3
Fournier	11798.88

On adopte une valeur moyenne des trois valeurs : **Vm =0.02Mm³**

III- 6 Etudes des crues :

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

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

Les paramètres définissants une crue est :

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

III- 6-1 Formules empiriques pour la détermination de la crue :

a) Formule de MALLET - GAUTHIER :

On a:

$$Q_{max,p\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A.P_{moy}).S \cdot \sqrt{1 + 4\log T - \log S}}{\sqrt{L}} \quad \text{.....(III.42)}$$

Avec :

$Q_{max,p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s).

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

S : Superficie du bassin versant [Km^2].

L : Longueur du talweg principal [Km].

K : coefficient dépendant des caractéristiques du bassin varie entre 1 et 3 [K = 2].

A : Paramètre du bassin varie entre 20 et 30 [A = 25].

T : période de retour [an].

$$Q_{max,p\%} = \frac{2 \cdot 2 \cdot \log(1 + 25 \cdot 0{,}445).3.65 \cdot \sqrt{1 + 4\log T - \log 3.65}}{\sqrt{2.87}}$$

Tableau III.27: récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.

periode de retour	10	20	50	100	1000
$Q_{maxp\%}$	19,67	22,18	25,12	27,13	32,94

b) Formule de SOKOLOVSKY :

On a :

$$\mathbf{Q_{max,p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{ct} - H_0) \cdot \alpha \cdot F \cdot S}{T_c}} \quad \text{.....(III.43)}$$

S : Superficie du bassin [Km^2].

T_c : temps de concentration[h].

P_{ct} : pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration.

H_0 : Perte initiale [H_0 = 7mm].

α : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée

F : Coefficient de forme de la crue $\left[\boldsymbol{F = \frac{12}{4 + 3\gamma}} \right]$

Tableau III-28 : Valeur de γ en fonction de Caractéristique bassin versant

Caractéristique du B.V	γ
Surface du B.V compris entre 1 et 50 km²	**γ= 2**
Pour un bassin boisé avec un sol peut perméable	**2 ≤γ ≤2.5**
Pour un bassin boisé perméable	**3≤ γ≤4.**

On prend : **γ = 2** D'où : **F = 1.2**

$$Q_{max,p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{ct} - 7) \cdot \alpha \cdot 1{,}2 \cdot 3.65}{1.48}$$

Tableau III-29: Résultats de calcul de la formule de Sokolovsky

période de retour	10	20	50	100	1000
$P_{tcp\%}$	42,46	52,15	65,56	76,48	117,71
$\alpha_{p\%}$	0,38	0,42	0,47	0,5	0,58
$Q_{maxp\%}$	58,76	74,82	97,05	115,14	183,47

c) Formule de POSSENTI :

On a:

$$Q_{p\%} = \frac{\mu \cdot P_{maxj\%} \cdot S}{L} \quad \text{.....(III.44)}$$

$P_{max\ p\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée [m].

μ : Coefficient compris entre 700 et 800 [μ = 750]

L : Longueur du cours d'eau principal (Km).

A.N :

$$Q_{p\%} = \frac{750 \cdot P_{max\ j\%} \cdot 3.65}{2.87}$$

Tableau III-30 : Résultats de calcul de la formule de POSSENTI

periode de retour	10	20	50	100	1000
$P_{max\ p\%}$	171	210	264	308	474
$Q_{maxp\%}$	163,11	200,30	251,81	293,78	452,12

f) Formule de TURRAZA :

On a :

$$Q_{max,p\%} = \frac{C \cdot I_{tc} \cdot S}{3.6} \quad \text{..... (III.45)}$$

S : Superficie du bassin versant (Km²).

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.

I_{ct} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration [mm/h].

Tableau III- 31 : Résultats de calcul de la formule de POSSENTI

période de retour	10	20	50	100	1000
I_{ct}	28,69	35,24	44,3	51,68	79,53
C	0,55	0,6	0,65	0,7	0,8
$Q_{maxp\%}$	16,00	21,44	29,19	36,68	64,51

Tableau III- 32: Récapitulatif des résultats de débit de crue

periode de retour	10	20	50	100	1000
MALLET - GAUTHIER	19,67	22,18	25,12	27,13	32,94
SOKOLOVSKY	58,76	74,82	97,05	115,14	183,47
POSSENTI	163,11	200,3	251,81	293,78	452,12
TURRAZA	16	21,44	29,19	36,68	64,51
moyenne	64,39	79,69	100,79	118,18	183,26

Sur la base de ces résultats, les valeurs adoptées sont celle de **SOKOLOVSKY** car elle est la plus proche de la moyenne.

III- 6-2 Hydrogramme de crue :

L'hydrogramme de crue sera établit selon la méthode de Sokolovsky. Cette méthode considère que l'hydrogramme de crue présente deux branches de courbe, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue.

Chacune a sa propre équation

Pour la montée : $Q_m = Q_{max}\left[\frac{T}{Tm}\right]^2$ …… (III.46)

Pour la décrue : $Q_d = Q_{max}\left(\frac{Td - T}{Td}\right)^3$ ……..… (III.47)

Avec :

Q_m : Débit instantané de la montée (m^3/s) ;

Q_d : Débit instantané de la décrue (m^3/s) ;

Q_{max} : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m^3/s)

T_m : Temps de la montée de la crue en heures ;

T_d : Temps de la décrue en heures ;

T_b : Temps de base $T_b = T_m + T_d$

On considère que : $T_d = \delta T_m = 2 T_c$

AN :

$\mathbf{T_m} = 1.48h$ $\mathbf{T_d} = 2 T_m = 2.96h$ $\mathbf{T_b} = 4.4h$

Tableau III – 33 Récapitulatif des résultats de l'Hydrogramme de la crue

Temps	**10**	**20**	**50**	**100**	**1000**
$Q_{maxp\%}$	58,76	74,82	97,05	115,14	183,47
0	0	0	0	0	0
0,25	1,68	2,13	2,77	3,29	5,24
0,5	6,71	8,54	11,08	13,14	20,94
0,75	15,09	19,21	24,92	29,57	47,12
1	26,83	34,16	44,31	52,57	83,76
1,25	41,92	53,37	69,23	82,13	130,88
1,48	58,76	74,82	97,05	115,14	183,47
1,75	33,73	42,95	55,71	66,09	105,32
2	24,46	31,14	40,39	47,92	76,36
2,25	17,06	21,72	28,18	33,43	53,27
2,5	11,33	14,43	18,71	22,20	35,37
2,75	7,05	8,98	11,65	13,82	22,02
3	4,01	5,11	6,63	7,87	12,53
3,25	2,00	2,55	3,31	3,93	6,26
3,75	0,81	1,03	1,34	1,59	2,53
4	0,22	0,28	0,36	0,43	0,69
4,25	0,02	0,03	0,03	0,04	0,07
4,4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

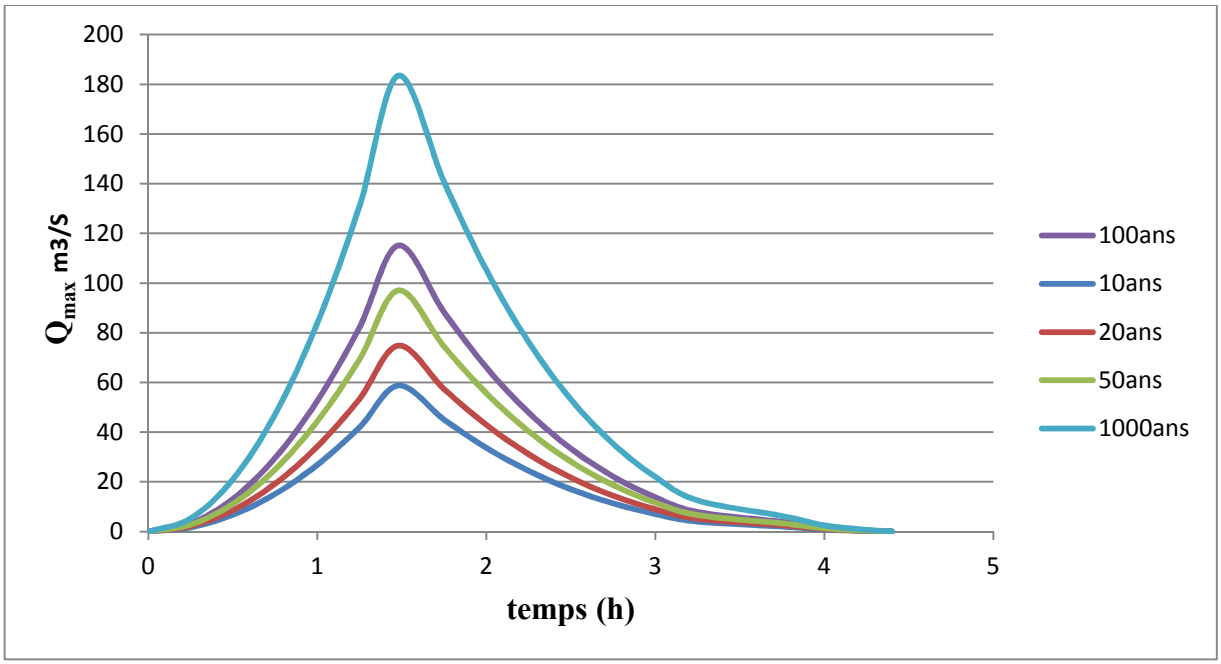


Figure III-19 : Les Hydrogramme des crues probables en fonction du temps

III-6- 3 Choix de la crue du projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée .Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux. Donc la hauteur du barrage, et pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités du laminage.

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

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

Il existe plusieurs méthodes pour la détermination de la crue de projet tel que :

- Méthode du GRADEX (gradient exponentiel)
- Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable-débits maximum probable).

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

Tableau III – 34 : Les catégories des dommages

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle
Elevés : - 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 pouvons, aussi déterminé de la crue de projet en tenant compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations, superficie, perméabilité…).

On doit calculer l'indice global "Ig" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$Ig = Ia \times I_d \times Ir$.

Ia : Représente le produit des indices mineurs (intensité des crues et difficultés topographiques).

I_d: Représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques).

Ir : Représente les risques.

1- Lorsque **Ig = 1**, cela veut que le risque est faible. Alors, on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

2- Lorsque **Ig =2** cela veut dire que le risqué est moyen. Alors, on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale.

3- Le risqué est élevé et dans ce cas la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Pour notre cas, nous pouvons considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé, par conséquent on accepte un risque moyen **(Ig =2)** et on opte pour la crue centennale.

$Q_{1\%}=115.14\ m^3/s$

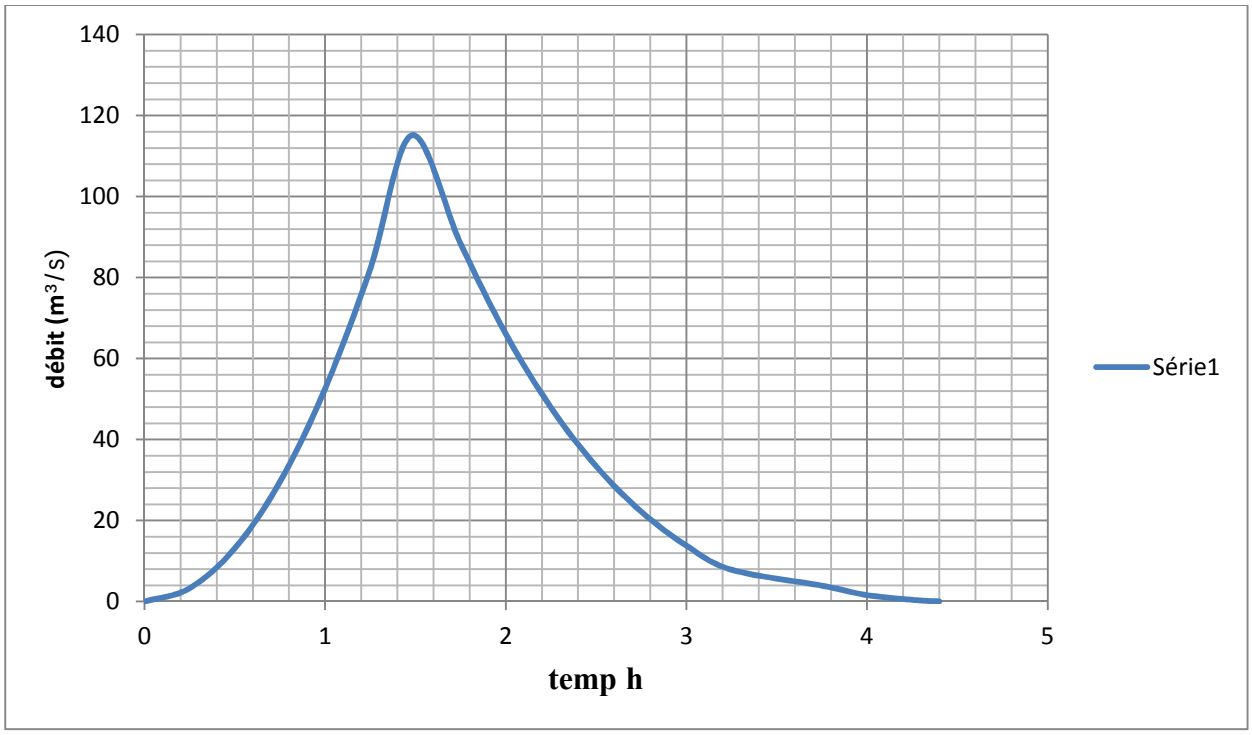


Figure III-20: L'hydrogramme de la crue de projet à une période de retour 100 ans.

III-7 Régularisation de l'écoulement :

Le calcule de la régularisation des débits consiste à déterminé et définir les paramètres d'une retenue d'eau et ses consignes d'exploitation pour une utilisation rationnelle de l'eau et une garantie de la consommation.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle

Pour procéder à ce type de régularisation, on utilise la méthode du bilan d'eau, elle nécessite la connaissance des données de base telles que :

- Les répartitions mensuelles des apports, d'évaporation sur la retenue et les pertes par infiltration.
- La courbe (Hauteur-Capacité-Surface) du plan d'eau provenant de dépouillement de la carte topographique de la cuvette.
- Les besoins en eau des utilisateurs de différents secteurs.

III-7-1 Courbes «Hauteurs – Capacités - Surfaces»

L'approximation des volumes a été faite selon l'expression suivante:

Sur le plan topographique, on voit que notre cuvette est comprise entre une côte minimale de 40m NGA et une côte maximale de 51mNGA.

$$\Delta Vi = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times \Delta H \quad \text{..... (III.48)}$$

Si: Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi en m^2.

S_{i+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 niveaux successives.

ΔV: Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm^3.

Tableau III- 35: Courbe topographiques et volumétriques :

cote	**H**	**S**	**S_{moy}**	**ΔH**	**ΔV**	**$V_{cumulé}$ (Hm^3)**
(m)	**(m)**	**(km^2)**	**(km^2)**	**(m)**	**(Hm^3)**	
40	0	0	5987	1	0,005987	0
41	1	11974				0,006
			15528	1	0,015528	
42	2	19082				0,022
			21770,5	1	0,0217705	
43	3	24459				0,043
			27114	1	0,027114	
44	4	29769				0,07
			32617,5	1	0,0326175	
45	5	35466				0,103
			38933,5	1	0,0389335	
46	6	42401				0,142
			50154	1	0,050154	
47	7	57907				0,192
			62321,5	1	0,0623215	
48	8	66736				0,254
			73489,5	1	0,0734895	
49	9	80243				0,328
			84063	1	0,084063	
50	10	87883				0,412
			90890,5	1	0,0908905	
51	11	93898				0,503

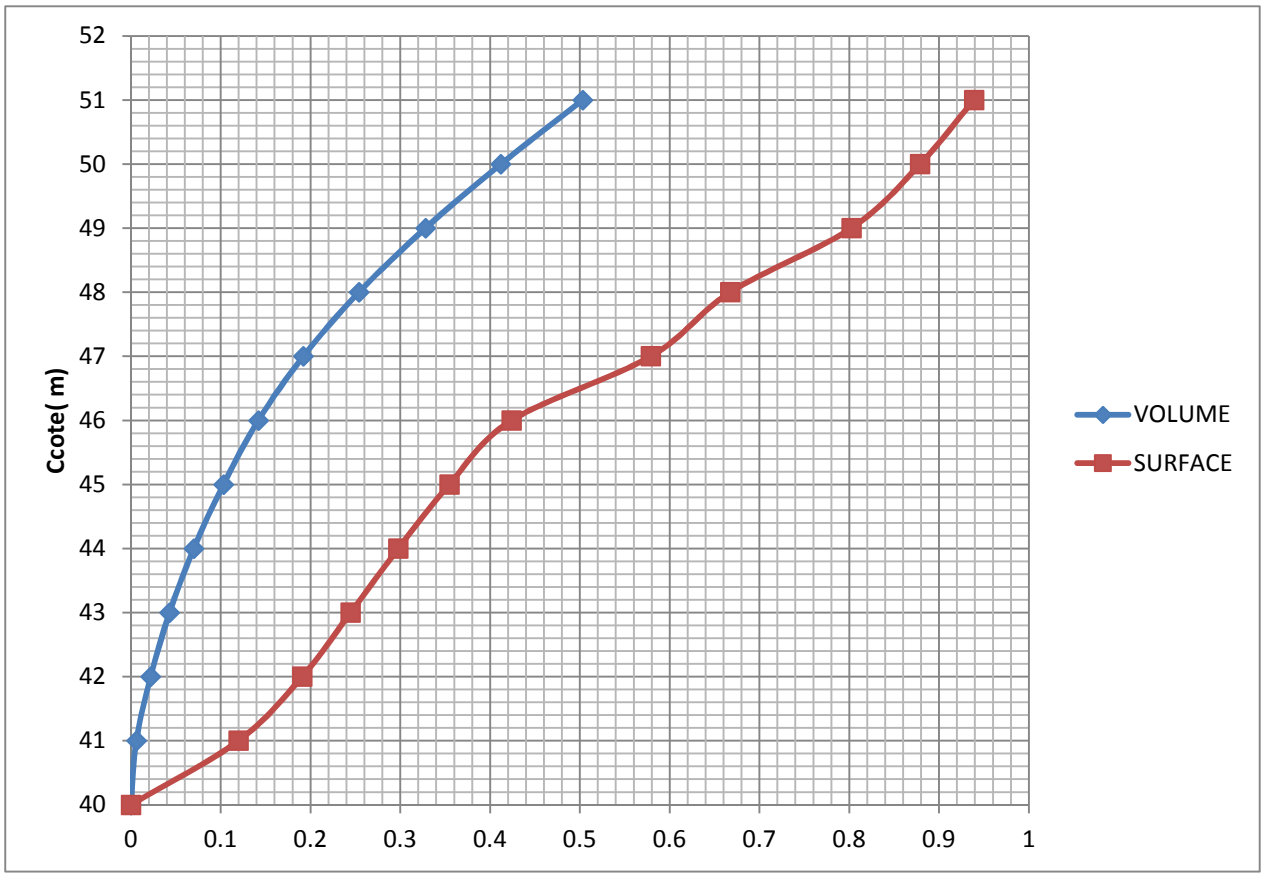


Figure III-21 : courbe Surface – hauteur**.**

III-7-2 Calcul du volume utile :

Pour calculer le volume utile du barrage, nous avons besoin de :

Le calcul de la régularisation qui est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau".

Procédé de calcul :

- Détermination de la période de bonne hydraulicité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "V_d".
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

Les calculs se font comme suit **:**

$$V_{rf} = V_{ri} + (W - U) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(III-48)}$$

Avec :

V_{rf}: Volume de remplissage final.

V_{ri}: Volume de remplissage initial.

S : Volume excédentaire à évacuer.

III-7-3.3 Détermination de la période de bonne hydraulicité :

Tableau III-36 : Résultats de calcul

mois	sep	oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
Apport$A_{80\%}$	0,007	0,012	0,016	0,017	0,013	0,013	0,011	0,01	0,006	0,002	0,001	0,003
Besoin $U_{80\%}$	0,009	0	0	0	0	0	0	0,009	0,012	0,022	0,015	0,012
$A_{80\%}$- $U_{80\%}$	-0,002	0,012	0,016	0,017	0,013	0,013	0,011	0,001	-0,006	-0,02	-0,014	-0,009

D'après le tableau la période de bonne hydraulicité est celle de mois octobre jusqu'au moins avril.

III-7-3-4 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normales d'exploitation. C'est-à-dire à la côte du niveau normal de la retenue.

Donc le calcul du volume utile nécessite la connaissance du deux types de fonctionnement de la retenue **:**

- **1^{ére} consigne d'exploitation :** Elle consiste à remplir le barrage, lors des crues, jusqu'au niveau normal de la retenue (NNR). Ensuite restituer l'excédent d'eau qui est déversée par l'évacuateur de surface.

Le niveau de remplissage initial est fixé au remplissage final qui est déterminé pour chaque mois, en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'on ne doit pas dépasser.

- **2^{éme} Consigne d'exploitation :** Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III-37 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm^3)

Régularisation saisonnière sans tenir compte les pertes									
	$A_{80\%}$	$U_{80\%}$	A-U	**1ére consigne d'exploitation**				**2éme consigne d'exploitation**	
	(Mm^3)	(Mm^3)	(Mm^3)	V_{rf}	V_{ri}	S	V_{ri}	V_{rf}	S
Mois				(Mm^3)	(Mm^3)	(Mm^3)	(Mm^3)	(Mm^3)	(Mm^3)
					0,02			0,02	
Oct	0,012	0	0,012						
				0,032			0,008	0,02	0,012
Nov	0,016	0	0,016						
				0,048			0,004	0,02	0,016
Dec	0,017	0	0,017						
				0,065	0,058	0,007	0,003	0,02	0,017
Jan	0,013	0	0,013						
				0,071	0,058	0,013	0,011	0,02	0,009
Fev	0,013	0	0,013						
				0,071	0,058	0,013	0,024		
Mar	0,011	0	0,011						
				0,069	0,058	0,011	0,037		
Avr	0,01	0	0,01						
				0,068	0,058	0,01	0,048		
Mai	0,006	0,009	-0,003						
				0,055			0,058		
Juin	0,002	0,012	-0,01						
				0,045			0,055		
Juil	0,001	0,015	-0,014						
				0,031			0,045		
Aout	0,003	0,012	-0,009						
				0,022			0,031		
Sep	0,007	0,009	-0,002	0,02			0,022		
						0,054	0,02		**0,054**

Du tableau précédent, on a

- $Vs = 0.092\ Mm^3$
- $V_d = 0{,}038\ Mm^3$

On a $Vs > V_d$ D'où : $Vu = V_d$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps.

Alors : $Vu = V_d = 0{,}038\ Mm^3$

Vu = 0,038 Mm^3

Le volume de la retenue normale sera :

$V_{NNR} = Vu + V_m$

Avec : $V_m = 0.02$ Mm^3

D'où :

V_{NNR} = 0,058 Mm³

$V_{NNR} = V_m + V_U = 0{,}02 + 0{,}038 = 0.058$ Mm^3

III-7-5 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

A) Pertes par évaporation :

Nous avons :

$$\mathbf{V_{ep} = S_{moy} * E_s} \quad \text{..... (III-49)}$$

V_{ep} : volume perdu à cause de l'évaporation.

Es : Evaporation mensuelle (mm).

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspondant au volume moyen (**V_{moy}**).

elle déterminée sur la courbe S= f(V).

V_{moy} : volume moyen.

$$V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \quad \text{..... (III.50)}$$

$V_{rf,i}$ et $V_{rf,i+1}$: les volumes de la retenue de deux mois successifs.

B) Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \times Vmoy}{100} \quad \text{..... ..... (III.51)}$$

V_{inf} : Volume perdu à cause de l'infiltration ;

δ : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques de la cuvette

Tableau III-38 : Calcul des pertes

Mois	v_{rif}	V_{moy} (Mm^3)	S_{moy}(Km^2)	Es	V_{ep}	V_{inf}	$\prod=V_{ep}+V_{inf}$
	0,02						
Oct		0,026	0,02	0,107	0,00214	0,00013	0,00227
	0,032						
Nov		0,04	0,024	0,062	0,001488	0,0002	0,001688
	0,048						
Dec		0,0565	0,026	0,048	0,001248	0,0002825	0,0015305
	0,065						
Jan		0,068	0,027	0,043	0,001161	0,00034	0,001501
	0,071						
Fev		0,071	0,034	0,04	0,00136	0,000355	0,001715
	0,071						
Mar		0,07	0,023	0,045	0,001035	0,00035	0,001385
	0,069						
Avr		0,0685	0,029	0,062	0,001798	0,0003425	0,0021405
	0,068						
Mai		0,0615	0,028	0,072	0,002016	0,0003075	0,0023235
	0,055						
Juin		0,05	0,026	0,09	0,00234	0,00025	0,00259
	0,045						
Juil		0,038	0,023	0,121	0,002783	0,00019	0,002973
	0,031						
Aout		0,0265	0,021	0,171	0,003591	0,0001325	0,0037235
	0,022						
sept	0,02	0,021	0,019	0,161	0,003059	0,000105	0,003164

Tableau III- 39 Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm^3)

Mois	$A_{80\%}$ (Mm^3)	$U_{80\%}$ (Mm^3)	∏ (Mm^3)	A-U-∏ (Mm^3)	1ére consigne d'exploitation			2éme consigne d'exploitation		
					V_{rf} (Mm^3)	V_{ri} (Mm^3)	S (Km^2)	V_{rf} (Mm^3)	V_{ri} (Mm^3)	S (Mm^3)
						0,02			0,02	
Oct	0,012	0	0,002	0,0097	0,030			0,010	0,02	0,010
Nov	0,016	0	0,002	0,0143	0,044			0,006	0,02	0,014
Dec	0,017	0	0,002	0,0155	0,060			0,018	0,02	0,002
Jan	0,013	0	0,002	0,0115	0,071			0,033		
Fev	0,013	0	0,002	0,0113	0,082	0,073	0,009	0,045		
Mar	0,011	0	0,002	0,0090	0,082	0,073	0,009	0,056		
Avr	0,01	0	0,002	0,0079	0,081	0,073	0,008	0,065		
Mai	0,006	0,009	0,002	-0,0053	0,068			0,073		
Juin	0,002	0,012	0,003	-0,0126	0,055			0,067		
Juil	0,001	0,015	0,003	-0,0170	0,038			0,055		
Aout	0,003	0,012	0,004	-0,0127	0,025			0,038		
sep	0,007	0,009	0,003	-0,0052	**0,020**			0,025		
							0,026	**0,02**		**0,026**

Du tableau précédent, on a

- $Vs = 0,079Mm^3$
- $V_d = 0,0527Mm^3$

On a $Vs > V_d$ D'où : $V'u = V_d$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps.

Alors $V'u = V_d = 0,0527Mm^3$

$V'u = 0.0527Mm^3$

$V'u = 0.053Mm^3$

Le volume de la retenue normale sera :

$V_{NNR} = V'u + V_m$

Avec : $V_m = 0.02\ Mm^3$

$V'_{NNR}=0.073Mm^3$

D'où :

$V_{NNR}=V_m + V'_U = 0,02 + 0,053 = 0,073Mm^3$

$V'_{NNR}=0.073Mm^3$

C) Estimation de l'erreur :

Il faut vérifier la condition suivante $1\% < \varepsilon < 2\ \%$

Si ce pas vérifié il faut faire des itérations.

$$\zeta = \frac{V'u - Vu}{V'u}.100 \quad \text{..... (III-51)}$$

A.N $\zeta = \frac{0.053 - 0.038}{0.053}.100 = 28.3\ \%$

ζ= 28.3> 2% donc la condition n'est pas vérifiée .

2iéme approximation :

Tableau III-40 : Calcul des pertes

vrif	V_{moy} (Mm^3)	S_{moy}(Km^2)	Es	V_{ep}	V_{inf}	$\prod=V_{ep}+V_{inf}$
0,02	0,025	0,02	0,107	0,00214	0,000125	0,002265
0,03	0,037	0,022	0,062	0,001364	0,000185	0,001549
0,044	0,052	0,026	0,048	0,001248	0,00026	0,001508
0,06	0,0655	0,027	0,043	0,001161	0,0003275	0,0014885
0,071	0,082	0,034	0,04	0,00136	0,00041	0,00177
0,082	0,082	0,032	0,045	0,00144	0,00041	0,00185
0,082	0,0815	0,031	0,062	0,001922	0,0004075	0,0023295
0,081	0,0745	0,028	0,072	0,002016	0,0003725	0,0023885
0,068	0,0615	0,027	0,09	0,00243	0,0003075	0,0027375
0,055	0,0465	0,025	0,121	0,003025	0,0002325	0,0032575
0,038	0,0315	0,021	0,171	0,003591	0,0001575	0,0037485
0,025	0,0225	0,019	0,161	0,003059	0,0001125	0,0031715
0,02						

Tableau III- 41 : **Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm^3)**

Mois	$A_{80\%}$ (Mm^3)	$U_{80\%}$ (Mm^3)	$\prod$ (Mm^3)	A-U-$\prod$ (Mm^3)	1ére consigne d'exploitation			2éme consigne d'exploitation		
					V_{rf} (Mm^3)	V_{ri} (Mm^3)	S (Km^2)	V_{rf} (Mm^3)	V_{ri} (Mm^3)	S (Mm^3)
						0,02			0,02	
Oct	0,012	0	0,0023	0,0097	0,030			0,0103	0,02	0,010
Nov	0,016	0	0,0015	0,0145	0,044			0,0055	0,02	0,014
Dec	0,017	0	0,0015	0,0155	0,060			0,0182	0,02	0,002
Jan	0,013	0	0,0015	0,0115	0,071			0,0337		
Fev	0,013	0	0,0018	0,0112	0,082	0,073	0,009	0,0453		
Mar	0,011	0	0,0019	0,0092	0,082	0,073	0,009	0,0565		
Avr	0,01	0	0,0023	0,0077	0,081	0,073	0,008	0,0656		
Mai	0,006	0,009	0,0024	-0,0054	0,068			0,0733		
Juin	0,002	0,012	0,0027	-0,0127	0,055			0,0679		
Juil	0,001	0,015	0,0033	-0,0173	0,038			0,0552		
Aout	0,003	0,012	0,0037	-0,0127	0,025			0,0379		
sep	0,007	0,009	0,0031715	-0,0052	**0,020**			0,0252		
							0,026	**0,02**		**0,026**

- $Vs = 0,08Mm^3$
- $V_d = 0,053Mm^3$

V''u =0.053Mm^3

On a $Vs > V_d$ D'où : $V'u = V_d$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps.

Alors $V''u = V_d = 0,053Mm^3$

D) Estimation de l'erreur :

$$\zeta = \frac{v''u - V'u}{V''u}.100 \quad \text{..... (III-52)}$$

A.N $$\zeta = \frac{0.053 - 0.0527}{0.053}.100 = 0.99$$

ζ= 0.99 < 2% donc la condition est vérifier

III-8 Laminage des crues

Le calcul du laminage de crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter la sécurité globale de l'aménagement, Ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue, Cette relation peut être formulée comme suit :

$$Q.dt = q.dt + S.dh \quad \text{.....(III - 53)}$$

Avec :

Q : le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumule à l' instant **t** est :

$$Q - q = S.\frac{dh}{dt} \quad \text{.....(III - 54)}$$

Où :

$\frac{\mathbf{dh}}{\mathbf{dt}}$: La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue,

Il existe plusieurs procèdes de calcul :

- ✓ Méthode de Hildenblate,
- ✓ Méthode de Blakmore
- ✓ Méthode de Kotcherine
- ✓ Méthode de tep by step
- ✓ Méthode graphique

III-8-1 Méthode grapho-analytique de Hildenblat

Dans cette méthode, à partir de l'équation du volume entrant et sortant, et après avoir fixé les largeurs du déversoir, on calcule la courbe des débits déversant, qui sera la base d'extrapolation des volumes et donc des débits laminés ; c'est donc une procédure grapho-analytique. Les résultats de calcul pour le laminage de crue de projet par la méthode de Hildenblat sont donnés sous forme de tableaux et figures :

Tableau III.42 : Volumes et débit déversant.

Hd	cote PHE	le débit Q	1/2q*Δt	Volume	V+1/2q*Δt (Mm³)
0	44,1	0	0	0,073	0,07
0,25	44,35	2,990	0,00269089	0,081	0,08
0,5	44,6	8,457	0,00761098	0,089	0,10
0,75	44,85	15,536	0,01398227	0,098	0,11
1	45,1	23,919	0,02152711	0,107	0,13
1,25	45,35	33,428	0,03008505	0,116	0,15
1,5	45,6	43,942	0,03954783	0,125	0,16
1,75	45,85	55,373	0,04983596	0,136	0,19
2	46,1	67,653	0,06088787	0,146	0,21
2,25	46,35	80,727	0,072654	0,158	0,23
2,5	46,6	94,548	0,08509338	0,170	0,26
2,75	46,85	109,079	0,09817136	0,184	0,28
3	47,1	124,287	0,11185816	0,198	0,31

On trace la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir

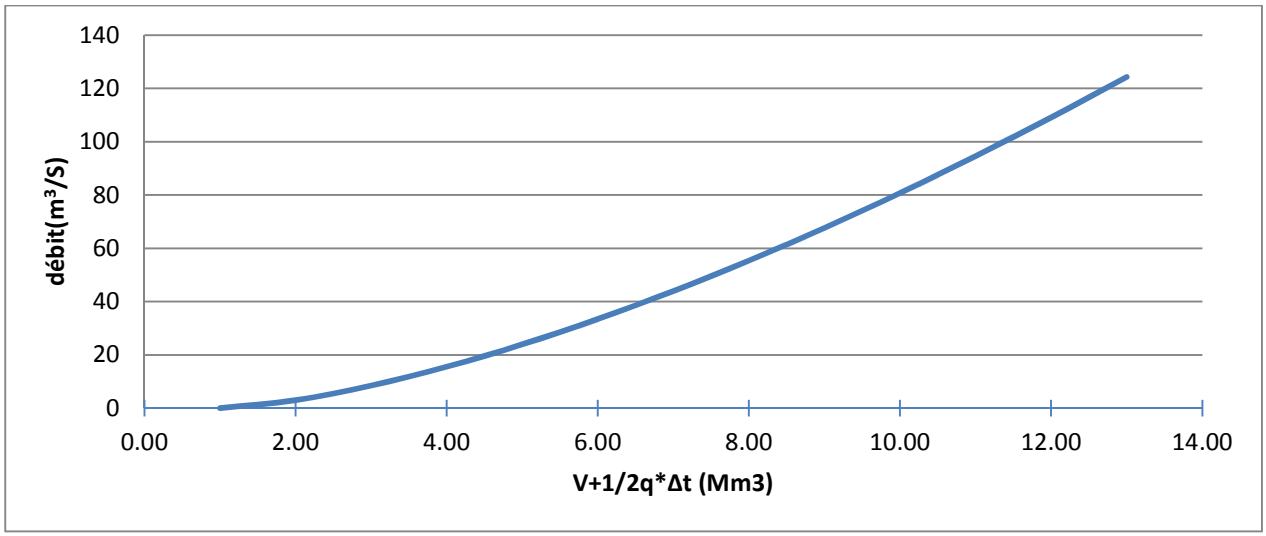


Figure III -23 : courbe des débits déversant

Tableau III-43 résultats de laminage de crue par Hildenblat.

temps	Q m3/s	Q moy	Qmoy -q	(Qmoy -q)*Δt	V+0.5*(Qmoy -q)*Δt	q
0	0					
0,25	3,29	1,645	1,645	0,0015	0,07300	0
0,5	13,14	8,215	7,015	0,0063	0,07448	1,200
0,75	29,57	21,355	18,095	0,0163	0,08079	3,260
1	52,57	41,07	33,430	0,0301	0,09708	7,640
1,25	82,13	67,35	44,690	0,0402	0,12717	22,660
1,48	115,14	98,635	52,025	0,0468	0,16739	46,610
1,75	66,09	90,615	20,345	0,0183	0,21421	70,270
2	47,92	57,005	-25,105	-0,0226	0,23252	82,110
2,25	33,43	40,675	-26,975	-0,0243	0,20993	67,650
2,5	22,2	27,815	-26,035	-0,0234	0,18565	53,850
2,75	13,82	18,01	-26,690	-0,0240	0,16222	44,700
3	7,87	10,845	-16,875	-0,0152	0,13820	27,720
3,25	3,93	5,9	-15,080	-0,0136	0,12301	20,980
3,75	1,59	2,76	-12,070	-0,0109	0,10944	14,830
4	0,43	1,01	-7,170	-0,0065	0,09857	8,180
4,25	0,04	0,235	-6,035	-0,0054	0,09212	6,270
4,4	0	0,02	-4,880	-0,0044	0,08669	4,900
4,65	0	0	-3,540	-0,0032	0,08230	3,540
4,9	0	0	-2,690	-0,0024	0,07911	2,690
5,15	0	0	-2,090	-0,0019	0,07669	2,090
5,4	0	0	-1,440	-0,0013	0,07481	1,440
5,65	0	0	-1,050	-0,0009	0,07351	1,050
5,9	0	0	0,000	0,0000	0,07257	0,000

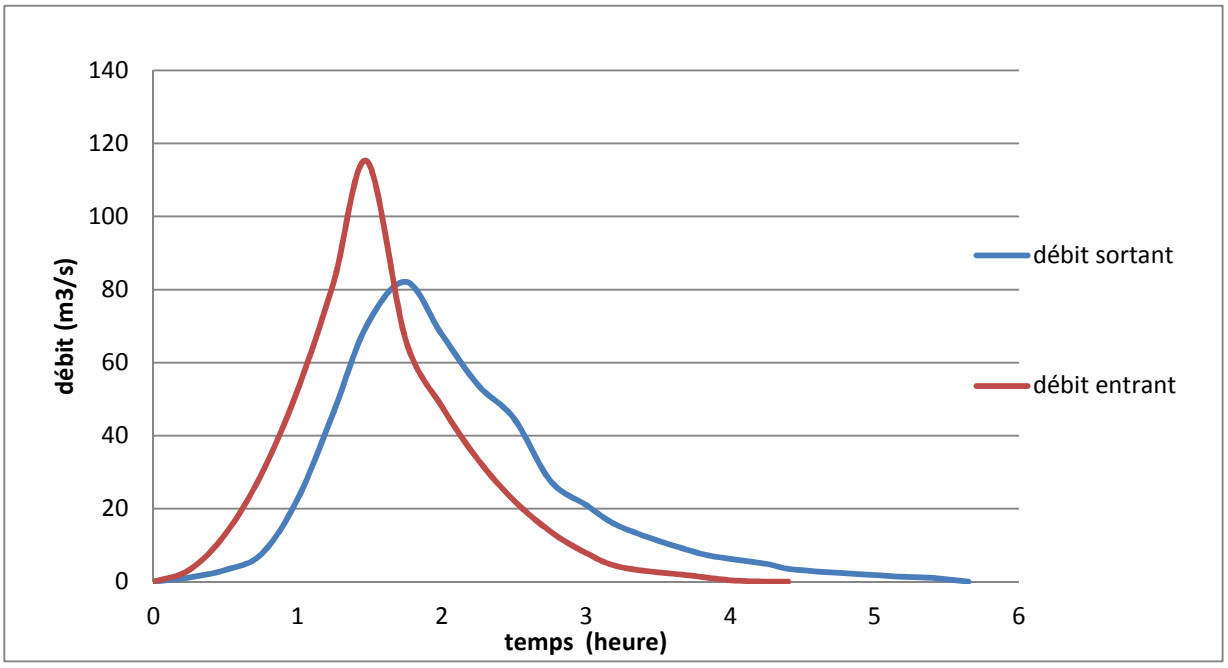


Figure III -24 hydrogramme de débit entrant et sortant

III-8-2 Méthode de KOTCHERINE

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

- ✓ L'hydrogramme de crue est considère comme un triangle ou un trapèze,
- ✓ Les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,
- ✓ Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normal de la retenue (NNR).
- ✓ Les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

III-8-1-1 Estimation du débit de crue laminée

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivant :

$$V_f = V_c \left(1 - \frac{q_{lam}}{0.85\ Q\%}\right) \quad \text{(III-55)}$$

Avec :

V_F: le volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

V_C: le volume de la crue correspondant au Q% en m^3

Q%: le débit de la crue en m^3/s

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduis le débit de crue laminée

$$q_{lam} = Q\% \left(1 - \frac{V_f}{V_c}\right) \quad \text{(III-56)}$$

Cette relation montre une réduction du débit de pointe de la crue au fur et à mesure que le niveau d'eau augmente dans la cuvette .

III-8-1-2 Estimation de la charge au-dessus du déversoir :

Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors avec la relation :

$$q = m.b.\sqrt{2.g}(H)^{\frac{3}{2}} \quad \text{.....(III.57)}$$

Où :

m : Coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge **H** et de la forme de la crête du déversoir. Pour notre cas, il est constant et égal à **0,45**.

g : L'accélération de pesanteur [**g = 9,81m²/s**].

b: La largeur de déversoir. (**On la fait varier de 2à 14m**).

H : La charge sur le déversoir **(On la fait varier de 0,5 à 2m).**

$$H_0 = H + \frac{\alpha Vmoy^2}{2g} \quad \text{..... (III.58)}$$

Où :

Ho **:** est la charge globale;

Vo **:** la vitesse d'approche d'eau déterminée dans le lit de l'oued d'après la formues suivante : $Vo = \frac{Q}{S}$

Avec : **S = b*(H+P)**

P : la hauteur de pelle

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau III- 44: Donnée de départ

	Données initiales
g	9.81
α	1
$Q_{1\%}$ (m^3/s)	36.68
$V_{c1\%}$ (m^3)	859773
m	0.45
P (m)	1

Tableau III-45 : Résultats des calculs avec les formules précédant

b(m)	**H(m)**	**Débit (m^3/s)**	**Surface (m^3)**	**Vitesse (m/s)**	**$V_{forcé}$ (Mm^3)**
10	0,5	7,047	20	0,352	0,016
12	0,75	15,536	27	0,575	0,025
14	1	27,906	35	0,797	0,034
16	1,25	44,570	44	1,013	0,043
18	1,5	65,913	54	1,221	0,052
20	1,75	92,289	65	1,420	0,063
22	2	124,031	77	1,611	0,073
24	2,25	161,453	90	1,794	0,085
26	2,5	204,854	104	1,970	0,097
28	2,75	254,518	119	2,139	0,111
30	3	310,717	135	2,302	0,125

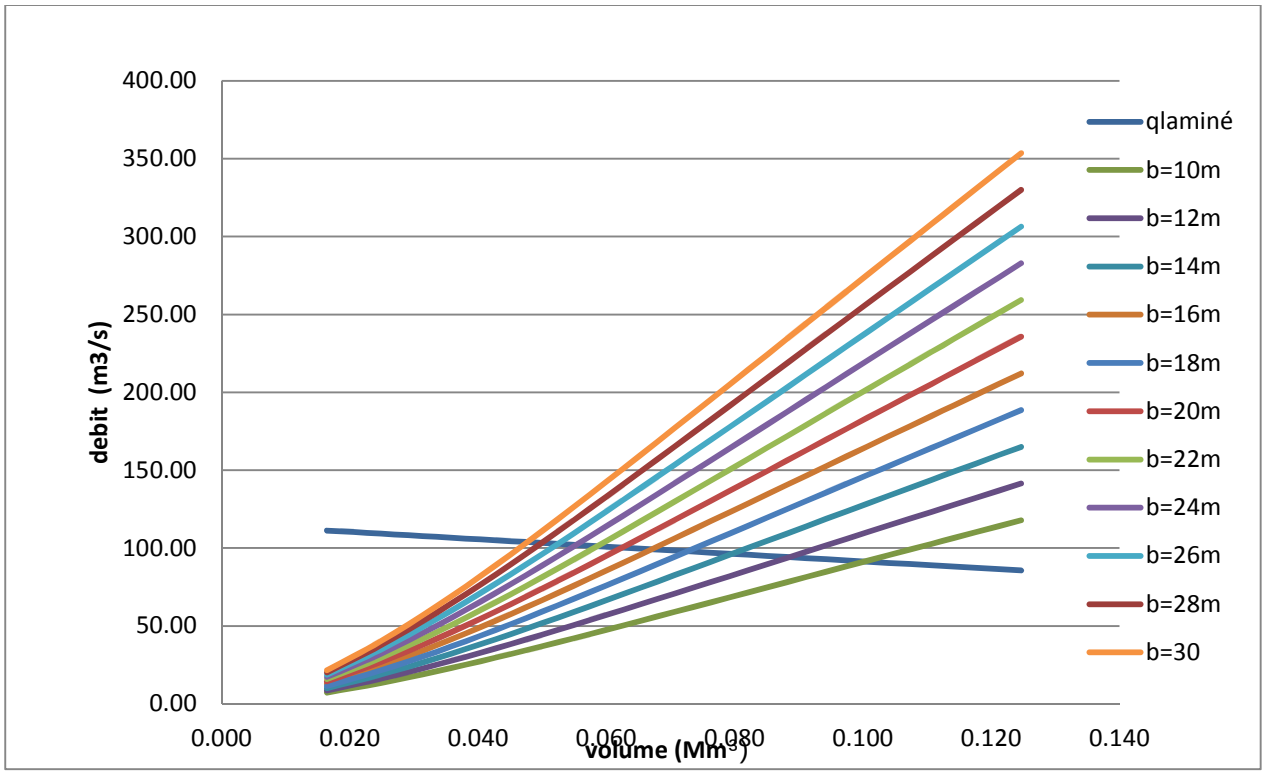


Figure III -25 : Courbes de (Q ,q) = f (V)

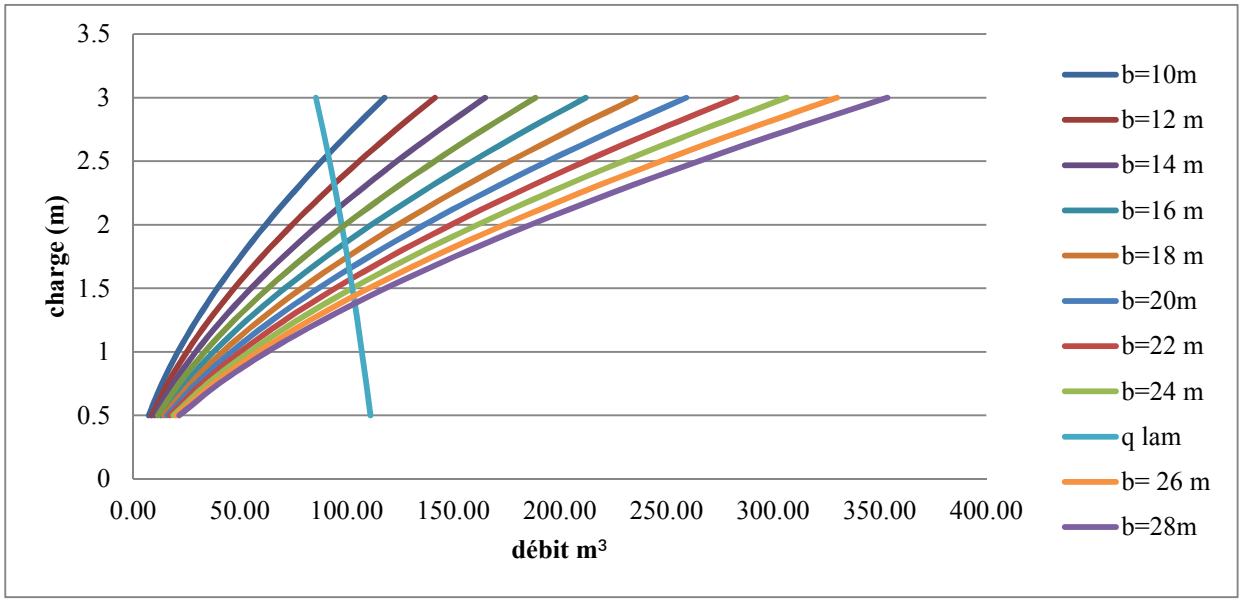


Figure III-26 : Courbes de H= f (Q, q)

Tableau III-48 Récapitulatif des résultats de la méthode de KOTCHERINE

b(m)	H(m)	NPHE (m)	q(m/s)	$V_{forcé}$
10	2,5	46,6	92,05	0,17048
12	2,3	46,4	95	0,16048
14	2,1	46,2	96	0,15099
16	1,98	46,08	98	0,14554
18	1,85	45,95	99,5	0,13983
20	1,75	45,85	100	0,13556
22	1,65	45,75	102	0,13141
24	1,55	45,65	103	0,12735
26	1,5	45,6	104	0,12535
28	1,45	45,55	104,9	0,12338
30	1,35	45,45	105	0,1195

III-9 Etude d'optimisation :

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement. Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversant es correspondantes aux différentes hauteurs de la digue**.**

III-9-1 Calcul du coût approximatif de la digue :

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

$$V_B = \sum V_i \quad \text{..... (III-59)}$$

Avec :

$$V_i = \frac{W_i + W_{i+1}}{2} L_i \quad \text{..... (III-60)}$$

V i : le volume du barrage à la cote **i.**

W i : Section transversale correspondante à la coupe **i.**

L i : Distance entre deux coupes voisines.

On a : $$W_i = \frac{b + B_i}{2} H_i \quad \text{.....(III-61)}$$

B i : Largeur de base donnée par :

$$Bi = (m_1 + m_2)\, H_i + b_{cr} \quad \text{..... ..(III-62)}$$

m_1, m_2 : Les fruits des talus.
b_{cr} : Largeur en crête (m).
H_i : Hauteur de la tranche au point **i** :
H_b : Hauteur du barrage avec :

$$H = NNR + R + h_{dév} + t \quad \text{(III-63)}$$

R : Revanche en (m).
t : Tassement en (m).

III-9-1-1 Calcul de la revanche :

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue.

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = 0{,}75.H + \frac{V^2}{2g} \quad \text{(III. 64)}$$

H : hauteur des vagues (m).

V : vitesse des vagues (m/s).

Plusieurs formulas sont utilisées pour le calcul de la vague

a) Formule de STEVENSON GAILLARD

$$H = 0{,}75 + 0{,}34\sqrt{F} + 0{,}26\sqrt[4]{F} \quad \text{(III. 65)}$$

Avec :

V : Vitesse de propagation des vagues (m/s);

$$V = 1{,}5 + 2.H \quad \text{(III-66)}$$

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la direction du barrage appelée Fetch. [F = 1.13 km]

b) Formule de MALLET et PAQUANT

$H=0,5+0,33\sqrt{F}$ …… (III. 67)

c) Formule Simplifiée

$R=1+0,3\sqrt{F}$ ……..……(III. 68)

Tableau III- 49 : Résultats de calcul

formule	H	V	R
STEVENSON GAILLARD	0,73	2,96	0,99
MALLET et PAQUANT	0,65	2,8	0,81
Simplifiée	-	-	1,13
Moyenne	-	-	0,98

On prend la valeur la plus proche à la moyenne. Donc : **R=1m**

III-9-1-2 : La largeur en crête :

La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes **:**

- Formule T.KNAPPEN:

  $b=1,65\sqrt{H_b}$ ……..(III-69)

- Formule E.F.PREECE

  $b=(1,1\sqrt{H_b})+1$ ……(III-70)

- Formule SIMPLIFIEE

  $b=3,6\sqrt[3]{H_b}-3$ ……(III-71)

- Formule pratique

  $b= 5/3\sqrt{H_b}$ ……(III-72)

Avec :

H_b **:** la hauteur du barrage

H_b= NNR – C_f + $h_{dév}$ + R + t.

Tableau III- 50 : Les résultats de calcul

b (m)	H(m)	NPHE (m)	H_b (m)	b_{cr} (Knappen)	b_{cr} (Preece)	b_{cr} (Simplifiée)	b_{cr} (Pratique)	b_{cr} (moyenne)
14	2,1	46,2	11,37	5,02	4,71	5,10	5,04	4,97
12	2,2	46,3	11,47	5,04	4,73	5,12	5,05	4,98
10	2,3	46,4	11,57	5,05	4,74	5,14	5,07	5,00
8	2,4	46,5	11,67	5,07	4,76	5,17	5,08	5,02
6	2,5	46,6	11,77	5,08	4,77	5,19	5,10	5,04
4	2,7	46,8	11,97	5,11	4,81	5,24	5,13	5,07

On opte pour une largeur on crête de $\mathbf{B_{cr}=5m}$

III-9-1-3 Calcul du coût de la digue :

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage représenté, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment.

Tableau III- 51 : calcul des largeurs de la digue

Digue N°1 (b=14m) H_b =11,37m						
coupe	**Li**	**Hi**	**Bi**	**Si**	**Si+1**	**Vi**
1	0	0	5	0	27,296475	0
2	38	2,37	18,035	27,296475	106,151475	2535,51105
3	68	5,37	34,535	106,151475	234,506475	11582,3703
4	106	8,37	51,035	234,506475	412,361475	34284,0014
5	151	11,37	67,535	412,361475	12,011475	32040,1577
6	190	1,37	12,535	12,011475	0	1141,09013
7	221	0	5	0		0
totale						**81583,1306**

Tableau III- 52 : Coût de la digue pour différents largeurs déversantes

b (m)	H_b (m)	V_i	cout remblais (DA)
14	11,37	81583,131	40791565,3
12	11,47	83338,579	41669289,3
10	11,57	85119,217	42559608,3
8	11,67	86925,045	43462522,3
6	11,77	88756,063	44378031,3
4	11,97	92493,666	46246833

Remarque :

Le prix du mètre cube du remblai est estimé à **500 (DA)**

III-9-2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues :

III-9-2-1 Coût du déversoir :

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

Le coefficient de débit est m = 0.45

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversant à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H} = 0{,}47\left(\frac{X}{H}\right)^{1{,}80} \quad \text{……(III. 73)}$$

Avec :

H : Charge sur le seuil;

Y : Ordonnée du profil (m);

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera :

$$V_{dev}=S\ .d_{ev}*L \text{……(III-74)}$$

S : Section transversale (m^2).

L : Largeur déversant (m).

En fixant le mètre cube de béton à **40.000 DA**, le coût du déversoir pour les différentes

Largeurs déversantes sera de :

Tableau III-53 : Coût du déversoir

Profils N°	**b(m)**	**h_{dv}(m)**	**S(m)**	**V(m^3)**	**Couts(DA)**
1	14	2,1	1,83	25,62	1024800
2	12	2,2	1,8	21,6	864000
3	10	2,3	1,78	17,8	712000
4	8	2,4	1,76	14,08	563200
5	6	2,5	1,74	10,44	417600
6	4	2,7	1,71	6,84	273600

III-9-2-2) Calcul du coût du coursier et du canal d'approche :

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement.

La longueur approximative du coursier est (selon le plan topographique). A cet effet, le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{béton} = S_{béton} \times L_{cour} \quad \text{(III-75)}$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est de 0,5 m et le coût du mètre cube de béton est estimée 40000 DA/m^3

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{cou} = (Q_{e,max})^{0,4} \quad \text{(III-76)}$$

Le Tableau ci-dessous, nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes.

Tableau III- 54: Coût du coursier

profil N°	b (m)	h_{dev}	Q_{max}	L_c	L	H_{mur}	$S(m^2)$	$V(m^3)$	cout (DA)
1	14	2,1	82,110	5,8312065	6	2,9	5,9	531	21240000
2	12	2,2	70,270	5,4790843	6	3	6	540	21600000
3	10	2,3	67,650	5,3964371	6	3,1	6,1	549	21960000
4	8	2,4	53,850	4,9257717	5	3,2	5,7	513	20520000
5	6	2,5	46,610	4,6493436	5	3,3	5,8	522	20880000
6	4	2,7	44,700	4,5721767	5	3,5	6	540	21600000

Tableau III- 55: Coût de canal d'approche

profil N	b (m)	h_{dev}(m)	H mur	$S(m^2)$	$V(m^3)$	cout (DA)
1	14	2,1	2,9	9,9	297	11880000
2	12	2,2	3	9	270	10800000
3	10	2,3	3,1	8,1	243	9720000
4	8	2,4	3,2	7,2	216	8640000
5	6	2,5	3,3	6,3	189	7560000
6	4	2,7	3,5	5,5	165	6600000

III-3 Coût total du barrage

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

Tableau III-56 : Coût Totale de la Retenue

		couts (DA)		
Profils N°	**b(m)**	**digue**	**évacuateur**	**total**
1	14	40791565,3	34144800	74936365
2	12	41669289,3	33264000	74933289
3	10	42559608,3	32392000	74951608
4	8	43462522,3	29723200	73185722
5	6	44378031,3	28857600	73235631
6	4	46246833	28473600	74720433

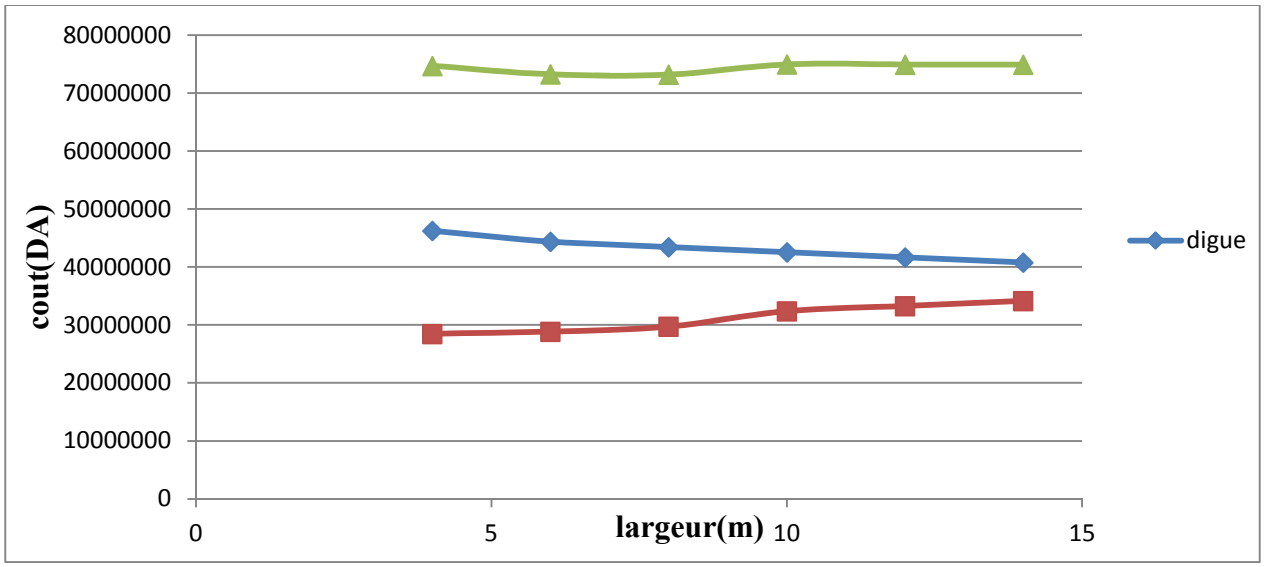


Figure III-27: Optimisation de la largeur d'évacuateur de crues

Tableau II-57 : Tableau récapitulatif de l'étude de régularisation et du laminage

Désignation	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm^3	0.02
Volume utile	Mm^3	0.053
Volume au NNR	Mm^3	0.073
Cote du fond	(m) NGA	36
Cote NVM	(m) NGA	42
Cote NNR	(m) NGA	44.1
Cote NPHE	(m) NGA	46.5
Cote en crête	(m) NGA	48
Largeur en crête	(m)	5
Largeur du déversoir	(m)	8

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 par plusieurs méthodes.

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue, du déversoir et du canal d'approche (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu de ces calculs, notre choix a été basé sur le coût total minimal de l'ouvrage. La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur du déversoir optimale « **b=8m** » et une côte en crête optimale de la digue égale à **48** m.NGA.

Introduction :

Simultanément à la recherche et à l'identification des sites, on doit réfléchir aux différents types d'ouvrages envisageables au vu des informations et conditions : géologiques, hydrologiques et topographiques recueilles. Sur la base des investigations géotechniques, résultats hydrologiques et reconnaissances géologiques, on a eu à développer des variantes pour le barrage, et en nous appuyant sur des considérations géologiques et géotechniques on à opter pour un barrage en matériaux meubles.

IV-1 Le choix du site du barrage :

L'axe du barrage est choisi sur la base de certaines conditions dictées par les critères économie, sécurité et facilité d'exécution de l'ouvrage.

En plus de la topographie, la géologie et l'hydrologie sont toujours prises en considération quant au choix de l'axe. En d'autres termes le choix de l'axe doit être conditionné par :

- L'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau ;
- Tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement ;
- L'axe choisi doit avoir la longueur la plus courte possible.

IV-2 Le choix du type de barrage :

Les principaux paramètres à prendre en considération dans le choix du type de barrage sont :

- La topographie du site;
- La morphologie de la vallée ;
- Les conditions géologiques et géotechniques ;
- Les matériaux de construction.

En se basant sur ces exigences, on peut déterminer la variante qui convient au site et le type de barrage à implanter.

IV-3 les variantes à choisir :

Sur la base de l'expérience de la construction mondiale hydrotechnique et l'expérience de la construction des barrages en Algérie et compte tenu des conditions géologiques et géotechniques de la fondation permettant d'envisager un barrage en matériaux locaux, ce qui donne le choix entre les deux variantes :

- Barrage en terre homogène en argile.
- Barrage en zonée à noyau d'argile.
- Barrage en enrochement avec masque en béton.

IV-3-1 Barrage en terre homogène

Un barrage en terre homogène est le type de barrage le plus facile à réaliser, mais il y a lieu de réaliser un drainage efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont. Pour la réalisation d'un tel barrage, il faudra disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméables. Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration.

IV-3-2 Barrage zoné à noyau d'argile

L'hétérogénéité des matériaux, disponibles sur place et leurs caractéristiques géotechniques ne permettant souvent, pas d'envisager une digue homogène. Car ceci constitue un massif en plusieurs zones où chacune est composée de matériau différent, selon le rôle et la fonction que doit jouer chaque zone. La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériaux argileux, qui pourra être placé en amont de la digue ou au centre de celle-ci. Le noyau interne a le grand avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuite.

IV-3-3) Barrage en enrochement avec masque en béton :

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que manque de matériaux convenables, la difficulté de mise en œuvre. Pour éviter toutes ces difficultés nous pouvons prévoir un barrage avec masque en béton.

Le masque en béton est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage. Il présente l'avantage de la possibilité d'être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique, abrasivité.

IV-4 Objectif de l'étude des variantes :

Pour dégager la variante la plus appropriée, on se base sur la comparaison économique des variantes proposées susceptibles d'être projetées sur le site.

IV-5) Définition du profil général de la retenue :

IV-5-1) Hauteur de la retenue :

$$H_b = C_{NNR} - C_f + h_{dév} + R + t \text{…….....(IV.1)}$$

R : la revanche (calculé dans étude d'optimisation chapitre III)
t : tassement (calculé dans le chapitre géotechnique)

$$H_b = 44.1 - 36 + 2.4 + 1 + 0.17 = 11.67 \text{ m}$$

Nous prenons la hauteur du barrage $\mathbf{H_b = 11.7}$.

IV-5-2 Largeur en crête

D'après l'étude d'optimisation, nous avons trouvé : $\mathbf{b_c = 5\ m}$

IV-5-3 La longueur de la crête

Elle est tirée à partir du plan de l'aménagement, et est égale à : **221 m**

IV-5-4 Pentes des talus :

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales.

D'après le tableau des fruits des talus en fonction de la hauteur et le type de barrage on choisi les pentes.

Tableau IV-1 : **Valeurs indicatives des pentes des talus.**

Hauteur du barrage (m)	Type de barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H<5	- Homogène	**2.5**	**2**
	- A zones	**2**	**2**
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	**2**	**2**
	- Homogène à fort % d'argile	**2.5**	**2.5**
	- A zones	**2**	**2.5**
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue	**2.5**	**2.5**
	- Homogène à fort % d'argile	**3**	**2.5**
	- A zones	**3**	**3**
H ≥20	- Homogène granulométrie étendue	**3**	**2.5**
	- A zones	**3**	**3**

IV-7 Protection des talus :

Les talus de tous les barrages sont sensibles à l'érosion du ruissellement des eaux de pluies. Les parements amont sont vulnérables aux attaques des vagues. Il y a lieu, donc de prévoir une protection des talus

- **Talus aval**

Il sera protégé contre l'érosion par un enrochement à réaliser, immédiatement, après l'achèvement des travaux de terrassements tout en ayant soins, de recouvrir le parement d'une couche d'enrochement d'épaisseur de 30 cm pour plus de sécurité.

- **Talus amont :**

Il sera protégé par un parement en rip–rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues $\mathbf{h_v}$ et leur vitesse de propagation **V** par la formule suivante :

- **1 ère méthode :**

$$\mathbf{e = C \cdot V^2} \text{ …..... (IV-2)}$$

D'où

e : Epaisseur de l'enrochement en [m];

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s];

C : Coefficient dont la valeur dépend de la pente du talus et du poids spécifique θ du matériau d'enrochement.

Tableau IV-2) : Valeur de C en fonction de la pente du talus et du poids

Pentes des talus	**Valeurs de « c » pour déférents poids spécifiques**		
	θ =2.5	**θ =2.65**	**θ =2.8**
1 / 4	0.027	0.024	0.022
1 / 3	0.028	0.025	0.023
1 / 2	0.031	0.028	0.026
1 / 2.5	0.036	0.032	0.030
1 / 1	0.047	0.041	0.038

Pour notre cas :

θ = 2,50 t/m³ et une pente égale a **1/3** d'où **C = 0,028**

Donc :

e = 0.028.(2.9)² = 0. 235 m

Pour des raisons de sécurité on prend **e = 0.3m.**

- poids unitaire des enrochements :

P ≥ 0,52 .e³. θ

P = 0. 02 t

- Le diamètre moyen d'une pierre réduite en sphère est :

$$D_P = \sqrt[3]{\frac{P}{0{,}524.\theta}} = \sqrt[3]{\frac{0.02}{0{,}524.2{,}50}} = 0.25m$$

D_p = 25 cm.

- **2éme méthode :**

Les ingénieurs de l'U.S.Army utilisent de préférence, le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement, ainsi que, les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

Tableau IV-3) : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	D_{min}(m)
0,0 ÷ 0,3	0,30	0,20
0,3 ÷ 0,6	0,35	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,40	0,30
1,2÷ 1,8	0,45	0,35
1,8 ÷ 2,4	0,50	0,40
2,4 ÷ 3,0	0,55	0,45

Pour notre cas : $h_v = 0.69$ m

Donc d'après ce tableau :

$\mathbf{D_{50\ min} = 0.3\ m}$ et $\mathbf{e_{min} = 0.4\ m}$

Conclusion :

En analysant les résultats obtenus, on opte ensuite pour le dimensionnement de la digue pour une épaisseur de couche e = 35 cm et un diamètre moyen de 40 cm.

IV-8) Etanchéité du barrage :

IV-8-1 Le Noyau :

Le noyau en matériaux argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue limitant ainsi sensiblement le débit de fuite. Il est impératif de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité.

1) Dimensionnement du noyau

- **La hauteur :**

La hauteur de noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1 \quad \text{.....(IV.3)}$$

Avec : H_b : La hauteur du barrage

A.N : $H_n = 11.7 - 1 = 10.7$

$\mathbf{H_n = 10.7\ m}$

- **La largeur en crête du noyau**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$L_n = 1/6 \cdot H_b \quad \text{.....(IV-4)}$$

A.N : $L_n = 1/6 * 7 = 1.95$ m

Donc on adopte: $\mathbf{L_n = 2m}$

- **Les fruits des talus du noyau :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \quad \text{.....(IV-5)}$$

Avec : I_{adm}: Gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau.

b_{moy} : Largeur moyenne du noyau donnée par la formule suivante :

$$b_{moy} = \frac{L_n - L_b}{2} \quad \text{.....(IV- 6)}$$

Avec : L_n : largeur en crête du noyau

L_b : Largeur en base du noyau

ΔH: La différence de charge d'eau donnée par cette formule :

$$\Delta H = H_1 - H_2 \quad \text{.....(IV- 7)}$$

Avec : H_1 : Hauteur d'eau à l'amont (H_1 =8.1 m)

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval (H_2 = 0)

Les tableaux suivant permet de choisir les valeurs de gradient hydraulique admissible :

Tableau (IV-4): Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs de barrage (m)			
Sols rocheux.	>100	70÷100	25÷70	<25
Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique.	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

Tableau IV-5 : Valeur d'I_{adm} en fonction du type d'ouvrage

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.70	0.80	0.90	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

pour notre cas $I_{adm} = 1.95$

$$\frac{\Delta H}{Iadm} \leq Iadm \Leftrightarrow \frac{8.1}{bmoy} \leq 1.95 \Rightarrow bmoy \geq \frac{8.1}{1.95} = 4.15\text{m}$$

Donc : **$b_{moy} = 4.2$ m**

On la formule suivante pour détermine les fruits de talus :

$$L_b = 2*m*H_n+L_n \quad \text{..... (IV-8)}$$

Donc : $m = \frac{L_b - L_n}{2*Hn}$

Avec : $L_b = 2* b_{moy} - L_n$ .....(IV-9)

A.N : **$L_b = 6.4$ m** Donc **m = 0. 2**

IV-8-2 Les drains

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec la fondation d'un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est disposée le long du barrage.

Le rôle de cette galerie consiste à cumuler les eaux drainées et les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

IV-8-2 -1 Dimensionnement Du Drain Tapis

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre, nous disposons habituellement, dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations d'un drain tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

- La longueur du drain tapis

$$\mathbf{L_d} = \frac{L_b}{3} \quad \text{..... (IV-10)}$$

Avec :

L_b : Longueur transversale du barrage [L_b= m].

Donc : $\mathbf{L_d} = \frac{69.2}{3} = \mathbf{18.67\ m}$

IV-8-2-2 Dimensionnement du drain vertical :

Le drain vertical, placé au centre du barrage, constitue une solution pour la variante I (digue homogène avec drain vertical).La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m,**.**

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par un drain tapis filtrant pour drainer les fondations, en assurant le lien entre le drain vertical et le drain tapis filtrant.

Le niveau du drain vertical est aux points les plus hauts de saturation de remblai

Ndr =46.5 m NGA

IV-8-2 -3 Dimensionnement du drain prisme :

Permettre de :

- Recevoir et évacuer les eaux infiltrées à travers le corps du barrage et sa fondation.
- Rabattre la ligne phréatique le plus bas possible.
- Réduire les pressions interstitielles dans certaines parties du corps du barrage

- **Fruits des talus :**

$m_1 = (1 \div 2)$ on prend $m_1=1$

$m_2 = (1.5 \div 2.5)$ on prend $m_2 = 1.5$

- **Hauteur:**

$$H_{dr} = (0{,}15 \div 0{,}2)\, H_b \quad \text{..... (IV-11)}$$

Avec :

H_b : Hauteur du barrage (H_b=11.7 m)

AN : $H_{dr} = 0.2\, H_b = 2.34$ m

On prend : **H_{dr} = 2.5 m**

- **largeur au sommet :**

$b_{er} = (1/3 \div 1/4)\, H_{dr}$ ……(IV-12)

AN : $b_{er} = 1/4\, H_{dr} = 0.625$m

on prend: **b_{er}=1m**

- **largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par :

$$B=b_{dr} + (m_1 + m_2)\, h_{dr} \text{ …..... (IV.13)}$$

AN : B= 7.5 m

IV-8-3 La clé d'étanchéité

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau. Sa hauteur à partir du terrain naturel est de 2,5 m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0.50 m. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : m=1.0

IV-9 Etude Technico-économique

Pour déterminer le coût du barrage, on trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, on détermine la hauteur de la digue à

L'aide de la formule suivante

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \text{ …..... (IV. 14)}$$

Où :

N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

N_{pi} : Côte du pied du barrage dans la section i.

L'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i" est déterminée ainsi :

$$Si = \frac{bcr + Bpi}{2} \times Hbi \text{ …..... (IV.15)}$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

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

m_1, m_2 : Fruit du talus amont et aval.

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

$$V_b = \sum_{i=1}^{n} Vi \text{ …..... (IV. 16)}$$

$$Vi = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} .d \text{ ……..(IV.17)}$$

Avec

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

En effectuant le même calcul, nous aurons le volume de chaque matériau de construction pour les trois variantes.

IV-9-1 Barrage homogène en argile compactée

la solution du barrage en terre homogène en argile c'est la varinate (type 1) qui s'impose comme la plus économique mais il faut disposée de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai) .

Pour un barrage homogène en argile, les pentes des talus amont varié entre [2,5 ÷ 3] et aval [2 ÷ 2,5]

a) Recharge (argile)

Tableau IV-6 : Volume de la recharge (Argile)

coupe	S_i (m²)	S_{moy} (m²)	L_i (m)	V_i (m^3)
1	0	48,84805	37	1807,37785
2	97,6961			
		200,27535	37	7410,18795
3	302,8546			
4	242,5793	214,54855	37	7938,29635
5	186,5178			
		118,47905	37	4383,72485
6	50,4403			
		25,22015	37	933,14555
7	0			
TOTAL				**22472,7326**

b) Filtre et drains

Tableau IV-7 : Volume du sable

coupe	S_i (m²)	S_{moy} (m²)	L_i (m)	V_i (m³)
1	0			
2		1,28885	37	47,68745
	2,5777			
3	9,0296	5,80365	37	214,73505
4	5,2246			
5		7,1271	37	263,7027
	4,7537			
6		3,3963	37	125,6631
	2,0389			
7		1,01945	37	37,71965
	0			
TOTAL				**689,50795**

Tableau IV-8 : Volume du gravier

coupe	S_i (m²)	S_{moy} (m²)	L_i (m)	V_i (m³)
1	0			
2		1,20565	37	44,60905
	2,4113			
3	9,7956	6,10345	37	225,82765
4	5,2246			
5		7,5101	37	277,8737
	4,7537			
6		3,3963	37	125,6631
	2,0389			
7		1,01945	37	37,71965
	0			
TOTAL				**711,69315**

c)Protection en Rip - Rap

Tableau IV-9 : Volume du Rip- Rap

coupe	S_i (m^2)	S_{moy} (m^2)	L_i (m)	V_i (m^3)
1	0			
2		1,874	37	69,338
	3,748			
3	24,9957	14,37185	37	531,75845
4	12,6883			
5		18,842	37	697,154
	12,3589			
6		12,5236	37	463,3732
	6,6744			
7		3,3372	37	123,4764
	0			
TOTAL				**1885,1001**

IV-9-2 Barrage Zoné

Ce type de solution présente toutefois l'inconvénient d'une mise en œuvre par zone qui sera d'autant plus compliquée et onéreuse que le site est étroit et qu'il peut contrarier l'évolution des engins. Un autre inconvénient est la nécessité de séparer par des filtres de transition les différentes zones. Par contre, surtout pour les ouvrages relativement importants , les matériaux grossiers peuvent permettre un raidissement des talus .

a) Le Noyau

Tableau IV -10 : Volume du Noyau

coupe	S_i (m^2)	S_{moy} (m^2)	L_i (m)	V_i (m^3)
1	0			
2		6,52545	37	241,44165
	13,0509			
3	52,3377	32,6943	37	1209,6891
4	44,1426			
5		48,24015	37	1784,8856
	28,7945			
6		36,46855	37	1349,3364
	7,4865			
7		3,74325	37	138,50025
	0			
TOTAL				**4723,8529**

b) La Recharge :

Tableau IV -11 : Volume du recharge

coupe	S_i (m²)	S_{moy} (m²)	L_i (m)	V_i (m^3)
1	0	46,4301	37	1717,9137
2	92,8602			
		190,2839	37	7040,5043
3	287,7076			
4	215,6638	192,0247	37	7104,9139
5	168,3856			
		107,1617	37	3964,9829
6	45,9378			
		22,9689	37	849,8493
7	0			
TOTAL				**20678,1641**

c) Protection (Rip Rap)

Tableau IV -12 : Volume du Rip Rap

coupe	S_i (m²)	S_{moy} (m²)	L_i (m)	V_i (m^3)
1	0	46,4301	37	1717,9137
2	92,8602			
		190,2839	37	7040,5043
3	287,7076			
4	215,6638	192,0247	37	7104,9139
5	168,3856			
		107,1617	37	3964,9829
6	45,9378			
		22,9689	37	849,8493
7	0			
TOTAL				**20678,1641**

d) Filtre et drains

Tableau IV -13 : Volume du sable

coupe	S_i (m²)	S_{moy} (m²)	L_i (m)	V_i (m^3)
1	0			
2		2,3001	37	85,1037
	4,6002			
3	13,2243	8,91225	37	329,75325
4	7,3597			
5		10,292	37	380,804
	6,9744			
6		5,4001	37	199,8037
	3,8258			
7		1,9129	37	70,7773
	0			
TOTAL				**1066,242**

Tableau IV -14 : Volume du gravier

coupe	S_i (m²)	S_{moy} (m²)	L_i (m)	V_i (m^3)
1	0			
2		2,24155	37	82,93735
	4,4831			
3	12,9249	8,704	37	322,048
4	7,2358			
5		10,08035	37	372,97295
	6,851			
6		5,3035	37	196,2295
	3,756			
7		1,878	37	69,486
	0			
TOTAL				**1043,6738**

IV-9-3) Barrage en enrochement avec masque en béton

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés, telles que le manque de matériaux convenables, et la difficulté de mise en œuvre ; alors le barrage en enrochement avec masque en béton peut être la solution idéale pour la réalisation de la digue. Le masque en béton est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage. Il présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément. Il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique et thermique.

L'épaisseur de béton est calculée par la formule suivante :

e = 0.3+0.001*H …… (IV-18)

H **:** la hauteur de barrage

A.N : **e = 0.35 m**

a) Recharge (enrochement)

Tableau IV -15 : Volume du Rip Rap

coupe	S_i (m²)	S_{moy} (m²)	L_i (m)	V_i (m^3)
1	0	47,2581	37	1748,5497
2	94,5162			
		206,94945	37	7657,12965
3	319,3827			
4	241,5682	211,32385	37	7818,98245
5	181,0795			
		114,1697	37	4224,2789
6	47,2599			
		23,62995	37	874,30815
7	0			
TOTAL				**22323,2489**

b) Masque en béton

Tableau IV - 16 : Volume de béton

coupe	S_i (m^2)	S_{moy} (m^2)	L_i (m)	V_i (m^3)
1	0			
2	3,2165	1,60825	37	59,50525
3	5,603	4,40975	37	163,16075
4	4,2831			
5	4,9343	4,94305	37	182,89285
6	2,7882	3,86125	37	142,86625
7	0	1,3941	37	51,5817
TOTAL				**600,0068**

IV- 10) L'estimation du cout des variantes :

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

Tableau IV - 17 : **Coûts des variantes**

variante	Matériaux	Quantité (m^3)	Prix unit (DA)	Coût (DA)	Totale (DA)
Homogène	Recharge (argile)	22472,733	500	11236366,3	**19668820,78**
	Protection	1885,1001	1500	2827650,08	
	Sable	689,50795	4000	2758031,8	
	gravier	711,69315	4000	2846772,6	
Zoné	Recharge	20678,164	1500	31017246,2	**45264783,43**
	Noyau	4723,8529	500	2361926,45	
	Protection	2297,2986	1500	3445947,83	
	sable	1066,242	4000	4264967,8	
	gravier	1043,6738	4000	4174695,2	
Avec masque	Recharge (enrochement)	22323,249	1500	33484873,4	**57485145,3**
	Béton	600,0068	40000	24000272	

Conclusion :

D'après l'estimation du coût des différentes variantes, il est remarqué que la variante de Barrage homogène est le plus appropriée par rapport aux deux autres variantes.

Le choix de la variante à retenir est le résultat d'une comparaison entre les différentes variantes, ceci d'après les avantages et les inconvénients que présente chacune d'elles, ainsi que d'autres considérations. Du point de vue technique les deux autres variantes sont faisables, mais du point de vue économique, la digue homogène est la plus faisable.

Introduction :

La construction d'une digue a pour but de créer une retenue susceptible de satisfaire des besoins bien déterminés, sans présenter aucun obstacle pour une crue de débits importants pouvant la submerger et entraîne sa ruine par conséquent.

V-1 Etude de la digue :

V-1-1 les dimensions de la digue : (calculé dans le chapitre IV)

V-1-2 Calcul des filtres :

Les filtres peuvent être constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins du milieu à drainer. De nos jours, on remplace souvent ces filtres granulaires naturels ou concassés par des géotextiles issus de l'industrie du textile et se présentent en rouleaux de longueur variable offrant ainsi l'avantage d'être économique et une facilité de mise en œuvre par rapport aux filtres à base de plusieurs couches de matériaux calibrés.

V-1-2-1 Règles générales de dimensionnement des filtres :

La référence usuelle en la matière est celle des règles de Terzagui.

Elles s'énoncent comme suit :

Soit dx la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre x% en poids dépassant lors du tamisage granulométrique.

Soit Dx celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

- **Critères de conception**

$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{85}^{sol}} \leq 4 \div 5$: Condition d'entrainement des particules fines pour le phénomène de renard.

$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{15}^{sol}} > 4 \div 5$: Condition de perméabilité

$\frac{D_{50}^{filtre}}{d_{50}^{sol}} < 25$: Condition de parallélisme des courbes granulométriques

$\frac{D_{60}^{filtre}}{D_{10}^{filtre}} \leq 20$: Condition d'uniformité du filtre

Ces règles étant établies, nous allons procéder au dimensionnement de ces différents composants du système de drainage à savoir les filtres et les drains.

Pour construire le fuseau granulométrique nous allons déterminer le D_{15}, D_{50} et D_{60}du filtre.

Avec :

- ✓ **D_{XX} :** diamètre caractéristiques des filtres.
- ✓ **d_{XX} :** diamètre caractéristique de la digue.

V-1-2-2 Vérification de la condition d'absence du phénomène de renard :

La condition de l'absence du phénomène de renard au massif du sol est vérifiée comme suit :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0{,}32\sqrt[6]{\eta}.(1+0{,}05\eta)\frac{n}{1-n} \quad \text{.....(V.1)}$$

Avec :

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}}$

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_o - 0{,}1\text{Log}\,\eta$;

$n_o = 0{,}45$ pour les sols argileux.

V-1-2-3 Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre :

$$K_F \geq \left(2 + \sqrt[6]{\eta}\right)K_N \text{.....(V-2)}$$

K_F : Coefficient de perméabilité du filtre

K_N : Coefficient d'infiltrations du remblai de la digue 10^{-8} m/s.

Remarque : vu que non disponibilité de la courbe granulométrique on propose des diamètres des filtres

Conclusion

On prévoit:

- ✓ Une première couche de filtre en sable fin d'épaisseur 20 cm;
- ✓ La deuxième couche en sable fin d'épaisseur 20 cm;
- ✓ La troisième couche en gravier d'épaisseur 20 cm;
- ✓ L'enrochement (rip-rap) d'épaisseur = 30 cm.

V-2 Calcul des infiltrations à travers la digue et la fondation :

L'étude des infiltrations à travers le corps de la digue ou ses fondations nous permet de protéger le talus aval des risques des résurgences qui menacent sa stabilité. Pour ceci on doit déterminer les éléments suivants :

- ✓ la ligne de saturation du massif du barrage.
- ✓ le débit de fuite.
- ✓ la pression de l'eau interstitielle dans le massif.
- ✓ La zone submergée du corps de la digue.

V-2 -1 Tracer de la ligne de saturation

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle elle est appelée aussi « ligne phréatique ».

Il est nécessaire de déterminer le tracé de la ligne de saturation pour estimer le dédit de fuite à travers le corps du barrage et apprécier les risques d'émergence de l'eau qui est particulièrement dangereuse, le long du talus aval. Ce tracé est effectué à partir du cas théorique simple, étudié par KOZENY, d'un écoulement plan à travers un massif perméable reposant sur une fondation plane imperméable. Ainsi, elle partira d'un point situé à l'intersection du plan d'eau du parement amont.

Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy = 0 \quad \text{.....(V-3)}$$

Avec : $y_0 = \sqrt{h^2+d^2} - d^2$ .....(V-4)

d **:** Largeur en base du noyau diminuée de 0,7b.

b **:** Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

Donc on a :

- b = 21.93 m
- h =8.1m
- d = 28.77m

Avec : $y_0 = \sqrt{h^2+d^2} - d$ Donc y_0 = 1.1 m

L'équation de la parabole s'écrit :

$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0$ donc **$y^2 = 2.24X + 1.25$**

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont Données par le tableau ci-après :

Tableau V-1: Coordonnées de la ligne de saturation

x	0	3	6	9	12	15	18	25	27	28	28,77
y	1,1	2,8	3,8	4,6	5,3	5,9	6,4	7,6	7,9	8,0	8,1

V-2-2 Débit d'infiltration

a) A travers la digue

D'après la loi de Darcy, le débit d'infiltration est :

$$q = K.I.A \quad \text{.....(V.5)}$$

Avec :

q : débit d'infiltration ($m^2/s/ml$).
I : gradient hydraulique.
K : Coefficient de perméabilité. ($K=10^{-8}$ m/s).
A : section d'infiltration par unité de longueur.

k(m/s)	A(m²)	I	q (m/s/ml)	q(m/s)
0,00000001	27,75	0,316344	8,77856E-08	8,77856E-08

b) Atravers la fondation

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy.

$$q = K.I.A \quad \text{..... (V.6)}$$

H : Charge de la retenue, **H= 8.1 m**
L_b : 69.2 m L'emprise du barrage.
A : Section d'infiltration par unité de longueur. **A=T.1**
T: Profondeur du sol de fondation perméable. **T=8 m**

H(m)	L(m)	T(m)	A (m²)	I(m)	K (m/s)	q (m/s/ml)	q(m/s)
8,1	69,2	8	8	0,11705202	0,00000001	9,36416E-09	1,87283E-07

c) Débit total d'infiltration

$$Q = Q_F + Q_D \quad \text{..... (V.7)}$$

$Q = 2.7*10^{-7}$ m^3/s

V-3 Calcul de stabilité

V-3-1 Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :

L'étude de la stabilité d'un barrage en terre est celle de la stabilité de son talus amont et de son talus aval sur sa fondation. Il n'existe pas de méthode globale permettant de calculer la stabilité d'un tel système sans faire d'hypothèse. Pour arriver à un résultat, on est obligé de se donner la forme de la surface de rupture au contact de laquelle il peut y avoir glissement. On prend en général, une surface cylindrique circulaire à axe horizontal, qui apparait comme un cercle appelé cercle de glissement dans une coupe verticale de la digue .Cette hypothèse est bien conforme à ce qu'on a pu observer sur les glissements de talus.

V-3-1-1 Méthode de Fellenius

Cette méthode se base sur l'hypothèse que la surface de glissement BC est voisine de celle d'un arc de cercle supposé passant par le pied du talus C (arc de cercle de Fellenius). Elle consiste à décomposer le volume de sol limité par le contour ABC en tranches verticales de même épaisseur et de chercher à établir une relation qui traduit son équilibre en supposant que les interactions entre les différentes tranches sont négligeables.

V-3-1-2 Détermination de la zone des cercles critiques selon méthode de Fondeev

- Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
- Détermination du talus moyen.
- Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
- Tracer les arcs des cercles de rayons R_1et R_2 avec :

  - ✓ $R_1 = K_1 H_b$.
  - ✓ $R_2 = K_2 H_b$.

Avec :

H_b **:** Hauteur totale du barrage, **H_b=11.7 m**.

K1-K2 **:** sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau suivant :

Tableau V-2: Les valeurs de K_1 et K_2 en fonction des pentes des talus

Pente des talus	1	2	3	4	5	6
$K_1=R_1/H_b$	0,75	0,75	1,00	1,50	2,20	3,00
$K_2=R_2/H_b$	1,50	1,75	2,30	3,75	4,80	5,50

- **Pour notre cas :**

Talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont	3	1	2,30	11.7	26.91
Aval	2.5	0.875	2.025	10.23	23.69

L'intersection des rayons R_1 et R_2 avec les deux lignes (verticale, incliné) nous donne la zone des cercles. On trace à la suite, une courbe de rayon « R» qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur **b = 0,1R**, on identifie toutes les tranches gauches par des chiffres positifs et les tranches droites par des chiffres négatifs en commençant par la tranche « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une tranche de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».

2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».

3. Forces de pressions interstitielles.

4. Forces de Cohésion.

5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- Composante normale (forces stabilisatrices) :

$$\mathbf{N = G_n \cos \alpha} \quad \text{.....(V-8)}$$

- Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :

$$\mathbf{T = G_n \sin \alpha} \quad \text{.....(V-9)}$$

Avec :

α : Angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

V-3-1-3 Calcul des forces appliquées à chaque tranche

A) Force de pesanteur (poids propre de la tranche)

$$\mathbf{F_c = c\ .dl.} \quad \text{(V-12)}$$

C : Cohésion du sol (Matériau). La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit :

$$\mathbf{G\ n = b\ (\gamma_1\ .h_1 + \gamma 2\ .h_2 + \gamma_3\ .h_3).} \quad \text{(V-10)}$$

h_1 , h_2 , h_3 : Hauteurs des tranches;

γ_1: Densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation;

γ_2: Densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation;

γ_3: Densité de l'assise;

b : Largeur de la tranche.

B) Force de pression interstitielle

Dans le cas ou le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$\mathbf{P = U.\ dl = \gamma_w\ .\ h\ .dl}. \quad \text{(V-11)}$$

U : Pression interstitielle.

dl : Longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

γ_W : Poids volumique de l'eau γ_W = 1KN/m^3.

h : Hauteur de la tranche.

C) Forces de cohésion

D) Forces dues au séisme

$$\mathbf{T = a.\ G_n} \quad \text{(V-13)}$$

a : Coefficient d'accélération **(a = 0.1)**

G_n : Poids de la tranche.

V-3-1-4 Classement des forces

On peut classer toutes ces forces comme suit :

1) **Les forces stabilisatrices :**

- **Force de frottement**

$$F_1 = N\ n\ tg\ \varphi - U\ dl\ tg\varphi \quad \text{……..…….. (V-14)}$$

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

- **Force de cohésion**

$$F_c = c\ dl \quad \text{..... (V-15)}$$

Avec : $$dl = \frac{2.\pi.R.Bi}{360} \quad \text{……..…..... (V-16)}$$

R : Rayon de la courbe de glissement.

B_i : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M\ s = [(N\ n - U\ dl)\ tg\varphi + c\ dl]\ R. \quad \text{……(V-17)}$$

2) **Les forces motrices**

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = \sum_{i=1}^{n} Tn \quad \text{……..... (V-18)}$$

$\sin\alpha$ =Nombre total des tranche/ Numéro d'ordre de la divisée

Avec : $\cos\alpha = \sqrt{1 - \sin\alpha^2}$

V-3-1-5 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

Le coefficient «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

A) Fin de construction (aval et amont)

Le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

Sans séisme $$Kss = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n} \quad \text{(V-19)}$$

Avec séisme $$Kas = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R}\sum {}^{a} G_n d_n} \quad \text{(V-20)}$$

B) Fonctionnement normale (talus aval)

De même que pour la fin de construction, le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

Sans séisme : $$Kss = \frac{\sum (N_n - P) tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n} \quad \text{(V-21)}$$

Avec séisme : $$Kas = \frac{\sum (N_n - P) tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R}\sum {}^{a} G_n d_n} \quad \text{(V-22)}$$

C) Vidange rapide (talus amont)

Sans séisme: $$Kss = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n} \quad \text{(V-23)}$$

Avec séisme: $$Kas = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R}\sum {}^{a} G_n d_n} \quad \text{(V-24)}$$

Tableau V- 4: Valeurs des Coefficients de sécurité pour les trois cas

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		Avec séisme K_{as}	Sans séisme K_{ss}
Fonctionnement normal	**Talus aval** **R**=23.46 m **R**=19.23 m **R**=17.72m	 2.1 1.57 0.33	 2.7 2.01 1.66
Fin de construction	**Talus aval** **R**=23.46 m **R**=19.23 m **R**=17.72m	 2.42 1.57 2.13	 2.89 2.01 2.92
Vidange rapide	**Talus Amont** **R**=21.68 m **R**=21.61 m **R**=27.23	 1.42 1.88 1.21	 1.95 2.14 1.53

Conclusion

D'après les résultats obtenus pour différents types de fonctionnements, nous remarquons que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme. Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

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 barrage.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 vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.

Chaque catégorie d'ouvrages comporte différentes variantes, présentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrages le plus adéquat en fonction des considérations technico-économique.

VI-1 L'évacuateur de crues:

La submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue est toujours un phénomène particulièrement dangereux. Un barrage s'il retient l'écoulement, doit aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnelles, mais il faut que cette évacuation ait lieu sans que la lame d'eau ne le submerge. On prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé évacuateur de crue.

VI-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 du site.
- la facilité d'entretien.
- la facilité de modification.
- le coût de l'ouvrage.

VI-1-2) Différents types d'évacuateurs de crue:

Selon leur forme et leur emplacement on distingue :

a) Les évacuateurs de crues de surface ou latéral :

les déversoirs à seuils libre se révèlent la meilleure option en terme de fiabilité, simplicité, sécurité, cout 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, ou bien de s'ouvrir intempestivement en période normale .l'évacuateur de surface est le plus répandu en raison de sa facilité d'implantation et ses avantages hydrauliques on distingue :

- **Evacuateur de crues latéral 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.

Ce type d'évacuateur présente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversant et l'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

- **Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal :**

L'évacuateur est à entonnement frontale a un seuil disposé face à la rivière, l'écoulement ne change pas de direction il représente les avantages et les inconvénients suivant :

➢ Ses avantages sont :
- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- Facilité de réalisation.

➢ Ses inconvénients sont :
- Le coût élevé.
- La difficulté de modification.

b) Evacuateur de crues en puits (tulipe) :

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en 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.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :
- Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m3/s.
- Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle, ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :
- Problème de saturation (Débit supérieur à celui du dimensionnement, charriage)
- Problème de vibration.
- Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- Prévoir des protections anti vortex (coût et entretien).
-

c) Evacuateur de crues en siphon :

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, une fois posé sur le corps du barrage, il représente les avantages et les inconvénients suivant :

➢ Ses avantages sont :
- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.

➢ Ses inconvénients sont :
- L'amorçage et le désamorçage.
- Entretien indispensable.
- Débit faible à évacuer.
- Dispositif sur le corps de la digue.

VI-1-3) Choix de la variante :

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles.

Ceci nous conduit à rejeter cette variante en plus des difficultés d'implantation.

L'évacuateur de crue latérale s'adapte rigoureusement à notre site, du faite que les excavations seront réduites. L'évacuateur à entonnement frontale peut être envisagé, puisque la largeur déversant n'est pas très importante et la topographie permet l'implantation.

Conclusion :

Conformément aux clarifications illustrées ci-dessus, le choix est arrêté pour l'étude d'un évacuateur de crue latérale à entonnement frontale en rive gauche de la vallée.

VI-1-4) Dimensionnement de l'évacuateur de crue :

L'évacuateur de crue de surface à entonnement frontal constitué en général des éléments suivants :

- Canal d'approche
- Déversoir frontal
- Chenal d'écoulement
- Convergent
- Coursier
- Bassin de dissipation

VI-1-4-1 Le canal d'approche:

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider pacifiquement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est peu turbulent avec une vitesse faible.

- **Vitesse d'approche:**

La vitesse est donnée par la relation suivante :

$$V = \frac{Q}{(m(h+p)+b)(h+p)} \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots (V.1)$$

b: largeur du déversoir (b=8m).

Q: débit évacué (Q=53.85 m^3/s).

P : hauteur de pelle (p = 1m)

H : charge déversante (h = 2.4 m).

m : fruit de talus du canal d'approche, on prend m = 1 pour une fondation argileuse

A.N : S_1**=38.76 m²**

V**=1.38 m/s**

On détermine la section mouillée nécessaire des tronçons du canal

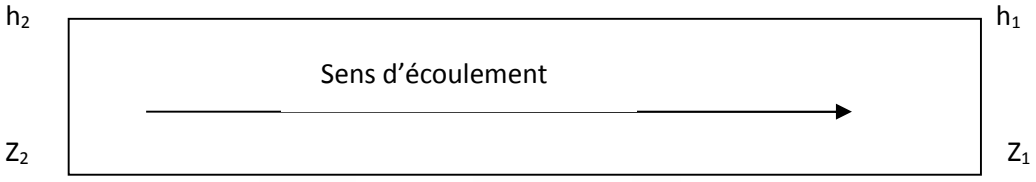
$$S_2 = \frac{Q}{V_2} = \frac{Q}{V_{adm}} \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots (V.2)$$

La vitesse admissible pour le tronçon en argile est de 1.6 m/s

A N : S_2 = **33.65m ²**

Puisqu'on a $S_2 < S_1$ donc pas de risque d'érosion.

- **La détermination des côtes du cana d'approche :**



On applique le théorème de Bernoulli entre (1) et (2)

$$\mathbf{Z_1 + h_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + h_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta E} \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots (V.3)$$

ΔE = J. L_{1-2} en prend **J = 0.01**

Donc : Z1 + h1 - Z3 - h3 = J. L_{1-2}

$$\mathbf{J = \frac{Z1-Z2}{L\,1-2} + \frac{h1-h2}{L\,1-2}} \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots (V.4)$$

➢ **On détermine h_2 :**

Puisqu'on a :

$S_2 = (b+mh_2)\, h_2 = (12+ h_2)\, h_2$

$h_1^2 + 12h_1 - 33.65 = 0$

$h_2 = 2.3$m

Le système d'équation peut être résolu comme suit:

- ✓ On a la cote de Z_2 = cote NNR =44.1 m
- ✓ H_1 =3.4 m
- ✓ H_2= 2.3 m
- ✓ **L 1 − 2** = 30 m
- ✓ **On détermine Z_1 :**

$$Z_1 = L_{1-2}\ (J - \frac{Z1-Z2}{L\,1-2} + \frac{h1-h2}{L\,1-2}) \quad \text{……(V.5)}$$

A.N: Z1 =**45.5 m**

VI-1-4-2 Le déversoir :

La capacité d'évacuation est contrôlée par le déversoir situé dans la partie amont de L'évacuateur. La partie avale (chenal, coursier, etc.) doit être conçue pour évacuer le débit du déversoir sans perturber le régime d'écoulement.

Le débit du déversoir est fonction de la charge sur le seuil et du profil de la crête. Le profil Creager est généralement adopté puisqu'il conduit à une lame déversante qui adhère à la forme de ce profil.

- ➢ Calcul du profil de déversoir de type Creager :

D'après les coordonnées Standard du Hd = 1 m

Tableau VI-1: Profil de déversoir de type Creager

x	prof dev	surf ext	x	y	y'
0	0,126	1,0803	0	-0,3024	2,59272
0,1	0,036	1,0439	0,24	-0,0864	2,50536
0,2	0,007	1,0036	0,48	-0,0168	2,40864
0,3	0	0,962	0,72	0	2,3088
0,4	0,007	0,9126	0,96	-0,0168	2,19024
0,6	0,063	0,806	1,44	-0,1512	1,9344
0,8	0,147	0,6643	1,92	-0,3528	1,59432
1	0,256	0,494	2,4	-0,6144	1,1856
1,2	0,393	0,2847	2,88	-0,9432	0,68328
1,4	0,565	0,039	3,36	-1,356	0,0936
1,7	0,873	-0,3965	4,08	-2,0952	-0,9516
2	1,235	-0,9009	4,8	-2,964	-2,16216

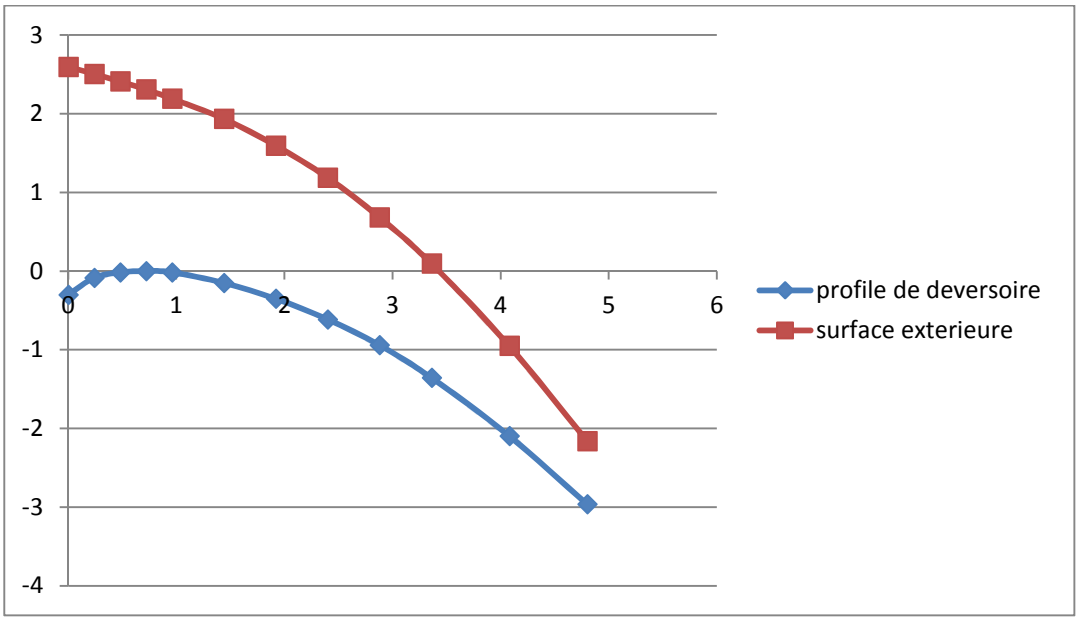


Figure VI-1 Pofil du deversoir du type Creager

VI-1-4-3 Canal convergent :

Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel au début du coursier.

Remarque : le chenal découlement n'existe pas pour dés condition topographique.

Le convergent doit être dimensionnée de telle sorte que la condition suivante soit vérifiée :

$$tg(\propto) < \frac{1}{3F} \ldots\ldots \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (V.6)$$

- **Calcul de la profondeur critique :**

L'écoulement dans le chenal est fluvial du fait que la pente est souvent inférieure à la pente critique.

La phase de passage d'un régime fluvial au régime torrentiel ou vis-versa est appelée régime critique où la surface libre occupe le niveau critique, on considère qu'elle est atteinte au point de changement de section.

On calcule la profondeur critique par la formule suivante:

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (V.7)$$

Avec:

q : débit spécifique $q = \frac{Q}{b}$ (m^2/s) ;

Q: débit à évacuer ($Q=53.85 m^3/s$).

b: largeur du canal (b=8m).

g: Accélération de pesanteur ($g=9,81 m^2/s$).

AN : **hc=1.67m**.

- **Calcul de la profondeur normale :**

La profondeur normale h_n (profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement était uniforme) se déduit de la formule de Chézy.

$$Q = S.C.\sqrt{R.I} \quad \text{.....(V.8)}$$

Avec :

S : section du chenal $S=b.h_n$;

I : pente du chenal I=0,4% ;

C_n : coefficient de Chézy

R : rayon hydraulique

$$R = \frac{S}{P} = \frac{b.h_n}{2.h_n + b} \quad \text{.....(V .9)}$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n}.I^{1/2}.(b.h_n)^{5/2}.(2.h_n + b)^{-3/2} \quad \text{.....(V.10)}$$

On aura : **h_n=1.83 m**

- **Control du ressaut hydraulique :**

La détermination de la hauteur contractée est donnée par :

$$h_{ct} = \frac{q}{\varphi * \sqrt{2.g(E_0 - h_{ct})}} \quad \text{.....(V.11)}$$

q: débit spécifique ,

b : largeur du déversoir (m)

φ : coefficint de vitesse égal à 0.9 pour les déversoirs .

E_0 : énergie spécifique de l'ecoulement :

$$E_0 = p + H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} + d \quad \text{.....(V.13)}$$

d : marge de sécurite (0.5-1) m.

V_0 : vitesse d'approche .

AN : par approximations successives on a trouve :

$h_1 = 0.97$ m .

Avec :

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g * h_c}} \quad \text{.....(V.14)}$$

$$h_2 = \frac{h_1}{2}(-1 + \sqrt{1 + 8 \square F_r^2}) \quad \text{..... (V.15)}$$

AN: **Fr = 0.34 ; h_2 = 0.19 m**

Etant donné que nous avons projeté un déversoir de type Creager donc on a des seuils normal, donc :
la hauteur h_{avale} = hauteur de pelle

Il faut vérifier la condition Y2 < σ h avale pour que l'écoulement soit noyé :

σ = (1- 1.05) : on prend σ = 1.05 et on a Y_2 = 0.19 m

0.19<1.05 **(la condition est vérifier)**

La longueur du convergent est estimée a 11m pour des condition topographique

$$L = 1.6(l_1 - l_2) \quad \text{.....(V.16)}$$

Avec :

l_1 : Largeur au plafond du bief amont en m.

l_2 : Largeur au plafond de la section de contrôle en m c'est la largeur du coursier au même temps.

AN :

L_1= 8m et L_2=4m

Donc : $tg(\square) = \frac{(l_1 - l_2)/2}{L} = 0.18$

Le nombre de Froude est donné par la relation suivante :

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \times h}} \quad \text{.....(V.17)}$$

Avec :

V : vitesse d'écoulement en m/s.

$$V = \frac{Q}{l_1 \times h} \quad \text{... ... ... (V18)}$$

g : l'accélération de la pesanteur = 9.81 m/s^2 .

h : Le tirant d'eau en m.

AN :

V=3.68 m/s et F_r=0.87

D'où : $tg(\propto) = 0.27 < \frac{1}{3F} = 0.38$ **La condition est vérifiée.**

- **Calcul de la profondeur à la fin du convergent :**

La section d'écoulement intermédiaire entre le convergent et le coursier est une section de contrôle. Le tirant d'eau dans cette section est égal à la profondeur critique. C'est un changement du type d'écoulement du fluvial à l'écoulement torrentiel.

Par une application numérique dans la formule de la profondeur critique

$$h = h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9.81} \times (\frac{53.85}{4})^2} = 2.64m \quad \text{.....(V.19)}$$

La vitesse à la sortie du convergent :

$$V = \frac{Q}{l_2 \times h} = \frac{53.85}{4 \times 4.19} = 5.09 \frac{m}{s} \text{... ... ... (V. 20)}$$

VI-1-4-4 Le coursier :

le coursier est un ouvrage intermédiaire de raccordement .il est nécessaire pour conduire le flot déversé à grand vitesse jusqu'au point de restitution à l'aval du barrage.

Tableau VI-2 *:* Différents paramètres de calcul de la ligne d'eau.

Débits (m^3)	h_c (m)	Largeur (m)	Longueur (m)	Pente (%)	Cote de fond (m)	Strickler $m^{1/3}/s$
53.85	2.64	4	51	13.7	36	73

Les calculs de la ligne d'eau ont été vérifiés par le logiciel " **Canal 21** " les résultats sont présentés comme suit :

Tableau VI-3 Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

x (m)	Y (m)	V (m/s)	Froude	Régime
0	1.500	8.975	2.340	Torrentiel
2.04	1.450	9.287	2.463	Torrentiel
4.08	1.406	9.578	2.579	Torrentiel
6.12	1.366	9.852	2.691	Torrentiel
8.16	1.331	10.111	2.798	Torrentiel
10.20	1.300	10.357	2.900	Torrentiel
12.24	1.271	10.591	2.999	Torrentiel
14.28	1.245	10.814	3.095	Torrentiel
16.32	1.221	11.028	3.187	Torrentiel
18.36	1.198	11.233	3.276	Torrentiel
20.40	1.178	11.430	3.363	Torrentiel
22.44	1.159	11.619	3.446	Torrentiel
24.48	1.141	11.802	3.528	Torrentiel
26.52	1.124	11.977	3.607	Torrentiel
28.56	1.108	12.147	3.684	Torrentiel
30.60	1.094	12.310	3.758	Torrentiel
32.64	1.080	12.468	3.831	Torrentiel
34.68	1.067	12.621	3.901	Torrentiel
36.72	1.054	12.769	3.970	Torrentiel
38.76	1.043	12.912	4.037	Torrentiel
40.80	1.032	13.050	4.102	Torrentiel
42.80	1.021	13.184	4.166	Torrentiel
44.88	1.011	13.314	4.227	Torrentiel
46.92	1.002	13.440	4.288	Torrentiel
48.96	0.993	13.563	4.346	Torrentiel
51	0.984	13.682	4.404	Torrentiel

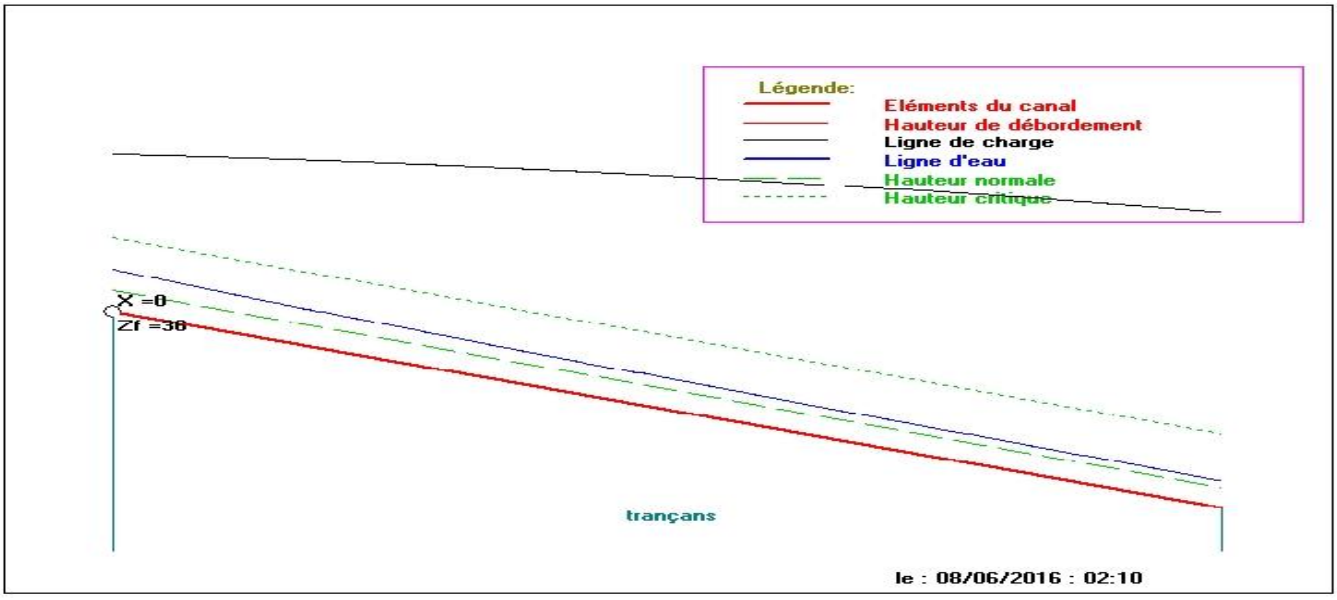


Figure VI-2) : **Caractéristiques de l'ecoulemnt dans le coursier (calculées par Canal 21)**

VI-1-4-5 Le dissipateur d'énergie :

L'énergie créée à la fin du coursier qui est due aux grandes vitesses de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Cet ouvrage permet de dissiper l'énergie des eaux de crue avant de les restituer à l'oued. La forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude d'après les tests réalisés par **(USBR)** "The bureau Of Réclamation» :

- $1{,}0 \leq Fr \leq 1{,}7$: Ressaut ondulé.
- $1{,}7 < Fr \leq 2{,}5$: Ressaut faible avec de petites oscillations en surface.
- $2{,}5 < Fr \leq 4{,}5$: Ressaut oscillant.
- $4{,}5 < Fr \leq 9$: Ressaut stable (Stationnaire).
- $Fr > 9$: Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Pour notre cas :

$Fr = 4.4$ donc $2.5 < Fr \leq 4.5$

Il y'aura formation d'un ressaut oscillant. Donc on doit projeter un bassin de dissipation **type I**

➢ **Détermination des caractéristiques du bassin :**

D'après les données, nous avons : **Fr = 4.4** et **y1=0.984 m** et d'après la formule d'impulsion :

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1+8Fr^2}-1) \quad \text{.....(V.21)}$$

Avec :

y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m).

y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m).

AN :

Y_2= 5.7 m.

- **Longueur du bassin :**

D'après l'abaque des **ANNEXES V** :

$$\frac{L}{Y_2} = 5.8$$

AN :

L =32.77m. On prend **:** **L = 33 m.**

- **Dimensionnements des blocs de chute :**

✓ Hauteur du seuil denté :

$h_2 = 0{,}2\, y_2 = 0{,}2 \times 5.7 = \mathbf{1.14m}$

✓ Epaisseur du seuil denté (a_2) :

$a_2 = 0{,}15\, y_2 = 0{,}15 \times 5.7 = \mathbf{0.86\ m}$

✓ L'espacement entre deux seuils dentés successifs (e_2) :

$e_2 = 0{,}15\, y_2 = 0{,}15 \times 5.7 = \mathbf{0.86m}$

✓ Le nombre des seuils dentés $n = \frac{b}{2Y_1} = \frac{4}{2*0.984} = 2.03$seuils dentés

Le nombre des seuils dentés : **n=3** seuils dentés

VI-1-4-6 Canal de restitution :

Le canal de restitution a pour but d'acheminer les eaux évacuées vers l'oued après la dissipation de son énergie ; sa forme est trapézoïdale avec un fruit de talus de 1/1.

- **La hauteur critique :**

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \cdot \sigma_{cr}^{\ 2}\right) \cdot K \quad \text{.....(V.22)}$$

Avec: $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$ et : $\sigma = \frac{K \cdot m}{b}$ [m = 1].

AN :

K=2.64 , σ=0.35 , **h_{cr}=2.3**

- **Pente critique :**

$$I_{cr} = \cdot \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \quad \text{.....(V.23)}$$

$S_{cr} = m.h^2_{cr} + b.h_c \longrightarrow S_{cr} = 14.81m^2$

$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2} \longrightarrow P_{cr} = 7.31m$

$R_{cr} = S_{cr} / p_{cr} \longrightarrow R_{cr} = 2.02m$

$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6} \longrightarrow C_{cr} = 75$

$$I_{cr} = \frac{53.85^2}{14.81^2 \cdot 75^2 \cdot 2.03} \cdot 100\% = 0{,}23\%$$

- **La profondeur normale**

D'après la formule de Manning nous avons le débit :

$$Q = \frac{1}{n} . I^{1/2} . (b.h_n)^{5/2} . (2.h_n + b)^{-3/2} \quad \text{.....(V.24)}$$

Apres approximation successive on trouve que **H_n = 2.44 m**

VI-1-4-7 Hauteur des murs bajoyers :

- **Hauteur des murs à l'entrée du déversoir :**

On a : **$h_m = h_e + r$**

h_m : Hauteur des murs bajoyers en [m].

h_e : Lame d'eau sur le déversoir [m].

r : Revanche de sécurité (m) donnée par [**$r = 0,61 + 0,14\ V^{1/3}$**].

A.N:

$V = Q/S = 1.39 m/s$ ⟶ **$r = 0.77 m$.**

$h_m = 3.4 + 0.77 =$ **$4.2 m$**

- **Hauteur des murs au début du coursier :**

$h_m = he + r = 3.4 + 1.33 =$ **$4.7 m$**

avec : $r = 0,6 + 0,05\ V_c * (H_c^{1/3})$

- **Hauteur des murs a la fin du coursier :**

$h_m = he + r = 3.4 + 1.16 =$ **$4.56 m$**

Avec : $r = 0,6 + 0,05\ V_f * (H_f^{1/3})$

- **hauteur de bassin de dissipation :**

$h_m = h_e + r = 3.4 + 1.9 = 5.3 m$

Avec $r = 0.1\ (V_1 + Y_2)$

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d'une épaisseur de 0.5m le long de tous les éléments de l'évacuateur de crues. Ces murs assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

VI-1-4-8 Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier

- **Vagues roulantes**

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé.

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$\mathbf{b/h < (10 \div 12)} \text{ et } \mathbf{Fr^2 < 40} \quad \text{.....(V.25)}$$

- ✓ **b :** largeur du coursier.
- ✓ **Fr :** Nombre de Froude.
- ✓ **h :** profondeur d'eau minimale dans le coursier.

$$\mathbf{b/h = 4/2.64 = 1.51} \text{ et } \mathbf{Fr^2 = (4.4)^2 = 19.36}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc pas d'apparition de vagues roulant

VI-2 Ouvrage de vidange :

C'est un ouvrage destiné principalement à vider le barrage. Il se compose de : un orifice muni d'une vanne et une conduite d'évacuation. Il peut assurer les fonctions suivantes :

- Vidanger complètement de la retenue (purge et entretien)
- alimentation du cours d'eau aval pour des cas exceptionnels
- Abaisser le niveau d'eau en cas de danger pour le barrage (naturels ou conflits armés)
- Contrôler de la montée du plan d'eau lors du premier remplissage.

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.

La capacité de la conduite doit permettre la vidange en dix (10) jours

VI-2-1Calcul du débit de vidange :

Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_{vf} = \frac{v_u}{T} + Q_r \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots (V.26)$$

Avec :

- **Qr :** débit entrant dans la retenue pendant la vidange, pris égal à débit moyen annuel
- **V :** volume utile, **Vu = 0.053 Mm^3**
- **T :** temps de vidange, **T = 10 jours = 864000 secondes**

AN : $$Q_{vf} = \frac{0.053*10^6}{864000} + \frac{0.22*10^6}{365*3600*24} = 0.07 m^3$$

Q_{vf} = 0.07 m^3/s

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur du débit de projet.

V-2-2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :

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

$$Q_{vf} = u.s.\sqrt{2gz} \dots\dots\dots\dots\dots\dots (V.27)$$

Avec :

- **Q_{vf} :** débit de vidange (m^3/s)
- **µ :** coefficient de débit **µ Є (0.8 ÷ 0.85)**, nous prenons **µ=0.80.**

- **S :** section de la conduite (m^3)
- **Z :** différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval (m). **Z =8.1 m**

Alors que

$$S=\frac{Q_{vf}}{\mu\sqrt{2gz}}=\frac{\pi D^3}{4}$$

AN: **S= 0.007 m²**

$$D=\sqrt{\frac{4.S}{\pi}}$$

D = 0.094m Nous prenons : **D =100 m**

VI-2-3) Correction de la valeur de coefficient μ

$$\mu=\sqrt{\frac{1}{1+\zeta_S+\sum\zeta_l}}\text{.....(V.28)}$$

Avec :

Σ ξ s : somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum\zeta_S=\zeta_{ent}+\zeta_{va}+\zeta_{sor}+\zeta_{gril}\text{.....(V.29)}$$

Tableau VI-04 : Coefficients de pertes de charge singulières

ζ ent	0.5
ζ va	0.1
ζ sor	1
ζ gril	0.25

Donc : **Σ ξ s** = 1.85

Σ ξ L: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\sum\zeta_l=\frac{\lambda L}{D}\text{.....(V.30)}$$

Avec :

- L : longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 45m
- d : diamètre de la conduite de vidange, d = 100 mm
- λ : Coefficient de frottement calculé par la formule de Strickler :

$$\lambda = \frac{87\, n^2}{d^{1/3}} \quad \text{.....(V.31)}$$

Avec :

- ✓ n **:** rugosité de la conduite en acier, n=0.015
- ✓

λ =0.04 d'où $\Sigma\xi_L$ = 19.1

Ce qui nous donne :

$$\mu = \mathbf{0.21}$$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à :

D = 183.53 mm

Nous adoptons le diamètre normalisé :

$$\mathbf{D_{vf} = 200\ mm}$$

VI-3 Dimensionnement de la prise d'eau

Après analyse de la capacité de la retenue et des conditions hydrauliques, nous avons choisi la variante avec une seule conduite Prise et Vidange adaptée au type de retenue étudiée dans ce chapitre. La variante avec deux conduites prises et vidange de fond a été écartée.

Le diamètre de la conduite de la prise d'eau est en fonction de la demande en eau durant la consommation de pointe.

Etant donné l'usage à but agricole de la retenue (irrigation des terres), la consommation maximale est observée durant le mois de juin :V_{max}=15000 m^3.

Donc : $Q_{max} = \frac{V_{max}}{T}$ avec : T : temps de prise (**T=30** jours à raison de **22** heures de fonctionnement par jour), D'ou : **Q_{max}= 0,017 m^3/s.**

VI-3-1 Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre

$$Q = \mu S\sqrt{2gH} \quad (m^3/s) \text{.....(V.32)}$$

- **μ :** coefficient de débit, **μ=0,3**
- **S :** section de la conduite en m^2
- **H :** charge d'eau minimale **H=8.1m**

On trouve : S=0.005 m^2 ;

-Le diamètre de la prise d'eau sera égal à

Donc **D=76.74 mm.**

Nous prenons : **D = 100 mm**

V.3 -1-1 Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1+\sum \xi}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (V.33)$$

$\sum \xi_s$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières et elles sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

$$\sum \xi_s = 1{,}15.\frac{\lambda.L}{D} \text{ avec } \lambda = 0.029.$$

AN : $\sum \xi =$ **4.36m.**

μ=0,43.Donc : S=0.003 m^2. On trouve : **D=66.23,** on prend un diamètre **D=100 mm.**

Conclusion :

Les ouvrages annexes d'un barrage sont d'une importance capitale puisqu'ils sont liés à la sécurité et à l'exploitation de l'ouvrage dans ce cas, on doit éviter tout sous-dimensionnement de chaque ouvrage. Dans ce chapitre, et après avoir analysé la topographie du site, nous avons opté pour un évacuateur de crues latéral à entonnement frontal qui présente des avantages importants

Pour le dimensionnement de cet évacuateur, la vitesse d'approche dans est de 1.38 m/s. Pour ce qui est du déversoir, il a été dimensionné selon un profil de type Craeger pour mieux anticiper les chutes et éviter l'érosion régressive. L'évacuateur de crues se termine par un bassin d'amortissement à ressaut de type I, et de longueur égale à 33m avec des blocs de chute.

Etant donné la capacité de la retenue (inferieure à un million m^3), la vidange de fond (confondue avec la prise de fond) a été dimensionnée pour un diamètre de 200mm, ceci pour évacuer un débit de pointe observé durant le mois de Juin.

Introduction :

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts, elle consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Notre étude consistera donc à organiser le chantier du notre barrage tout en assurant :

- Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux ….etc.)
- La rapidité des diverses opérations.
- Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
- Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions.

VII-1 Organisation technique de préparation

Les opérations essentielles de préparation dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réaliser les travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

1. Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.

2. Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

Tableau VII-1 : Types de chantier Selon les installations d'accueil il existe 3 types de chantier présent dans le tableau suivant :

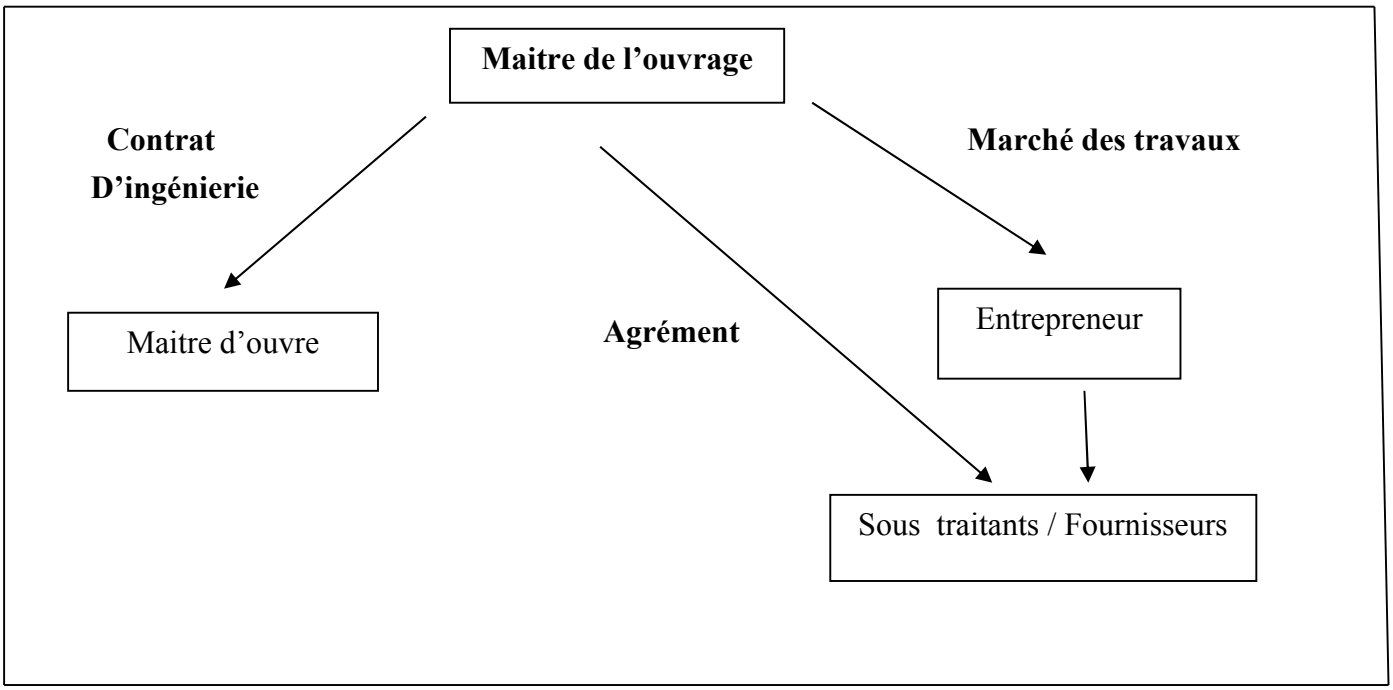
Type de chantier	Remarques
chantier de type 1	Chantier de moins de 15 jours, quel que soit le nombre de travailleurs, ou de 15 jours à 4 mois jusqu'à 20 travailleurs
chantier de type 2	Chantier de 15 jours à 4 mois et de plus de 20 travailleur
chantier de type 3	Chantier de plus de 4 mois quel que soit l'effectif

VII-2 Les intervenants sur chantier

Avant de commencer les travaux de réalisation du barrage, il parait indispensable de chacune des différentes parties concernées par l'intervenir dans l'acte de construction.

- ✓ **Le maître de l'ouvrage**
- ✓ **Le maître d'œuvre**
- ✓ **L'entrepreneur**

Donc il ya un lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier se résume par la figure suivante :



Figue VII-1 : Le lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier

VII-3 Travaux préparatoire et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégageant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, a fin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail.

On peut distinguer les installations suivantes

- ✓ Installations destinées au personnel ;
- ✓ Installations destinées au stockage des matériaux ;
- ✓ Installations destinées à la réparation des engins ;
- ✓ Installation destinée pour la préfabrication ;

VII-4 Ordre d'exécution des travaux

1. Installation du chantier ;
2. Implantation des axes des différents ouvrages ;
3. Coupure et dérivation de l'oued ;
4. Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dite et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues ;
5. Coupure finale et mise en eau ;

VII-5 Les moyens de chantier

1) Les moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains, indispensables pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

2) Les engins de terrassement

En général, le matériel de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction, le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai– enrochement …).

- Le bulldozer.
- La pelle mécanique.
- Le chargeur à pneus ou à chenilles.
- La décapeuse.
- Les niveleuses et les camions et les camions citernes.
- Les compacteurs à rouleaux vibrant, à pneus ou à pied dameurs.
- Les canions dumpers.

- Les citernes d'eau et de fuel.
- Les brises roches et compresseurs.
- Les groupes électrogènes.

➢ Le compactage des remblais est une tache très importante du moment que cette opération est liée de façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. Pour cela, on fait appel aux engins suivants:

➢ Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.
➢ Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
➢ -Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

➢ En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens Couramment utilisés sont **:**

- La décapeuse automotrice (Motors scraper) ;
- La pelle hydraulique associée à des camions favorisant ainsi le mélange de plusieurs horizons et est plus adapté lorsque la zone d'emprunt est éloignée du barrage ou a un relief très marqué.

3) Le matériel de bétonnage

On utilise, le plus souvent, des bétonnières pour la fabrication des bétons nécessaires pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur ……).

VII-6 L'implantation de l'ouvrage

✓ **Etapes de réalisation de la vidange de fond**

- Excavation de la tranchée le long de la trace de la vidange de fond à l'aide d'une pelle mécanique.
- Préparation et mise du béton de propreté pour les conduites le long de la trace.
- Pose des conduites (montage, soudure).
- Réalisation du remblai déverse en argile
- Exécution de la chambre de commande et montage des vannes.
- Réalisation du bassin d'amortissement et en fin le canal de restitution.

✓ **Etapes de réalisation de l'évacuateur de crue**

- Exécution de la fouille de l'évacuateur le long de la trace à l'aide de pelles mécaniques ou de BULLDOZERS
- Aménagement du fond du canal.
- Aménagement des filtres, béton de propreté et des drains.
- Coffrage, ferraillage, bétonnage, blocs par blocs et mise des joints.
- Protection en enrochement à l'entrée et à la sortie de l'ouvrage.

✓ **Réalisation de la digue travaux préparatoires**

- Installation du chantier, (parc pour matériel, dépôts pour les matériaux de construction, base de vie pour les ouvriers).
- Mise en place des pistes et accès au site.
- Implantation des axes (digue, ouvrage annexes).
- Préparation des zones d'emprunts.

✓ **Préparation de la fondation pour la réalisation de la digue**

- Déboisement de la cuvette, décapage de la couche végétale du site du barrage
- Mise en place de la tranchée d'étanchéité (para fouille)
- Exécution du remblai (extraction, transport, épandage et compactage des matériaux)
- Mise en place de la draine

Protection des talus :

- Talus Amont : Enrochement, gravier, sable
- Talus Aval : Couche végétale

- Travaux de finition, aménagement et revêtement de la crête route d'accès.

✓ **Recommandation pour l'exécution de la digue**

- Les matériaux doivent être compacts en plusieurs couches avec soins afin d'assurer des couches homogènes et continues.
- La mise en place de la terre argileuse comprend les opérations suivantes :
- Le nivellement, le déchargement, l'épandage, l'humectage jusqu'à la teneur en eau optimale et le compactage successives.

- Le compactage doit être effectué par couches dont l'épaisseur varie entre 15 à 20 cm sous l'action de compacteur pneumatique ou bien mixte.
- Avec la baisse de l'humidité naturelle pendant la saison d'été, il faut augmenter la quantité d'eau pour l'humidification par arrosage du remblai.
- Aussi durant la construction, il faut veiller à un bon ancrage du para fouille dans la marne pour éviter les risques d'infiltration.

VII-7 Planification

VII-7-1 Définition

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre. Son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- A temps (sans retard).
- Economique (avec des bénéfices).

VII-7-2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

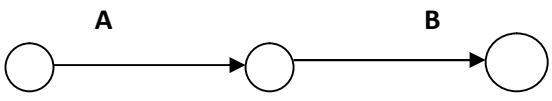
- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

VII-7-3 Méthodes basées sur le réseau.

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification.

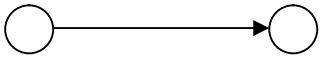
On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèches :** L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".



L'opération **A** précède l'opération B

- **Réseau à nœuds :** L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

VII-7-4 Construction du réseau

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les cinq (5) opérations suivantes :

1. Etablissement d'une liste des tâches.
2. Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération.
3. Construction des graphes partiels.
4. Regroupement des graphes partiels.
5. Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage (Construction du réseau).

VII-7-5 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

- **Les paramètres de la méthode**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : Temps de réalisation ;
DCP : Date de commencement au plus tôt ;
DCP : Date de commencement au plus tard ;
DFP : Date de finition au plus tôt ;
DFPP : Date de finition au plus tar;
MT: Marge totale

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

- **Chemin critique (C.C):**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.Pcc \end{cases}$$

VII-7-6 Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

1. Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
2. Dimensions du projet ;

On applique la formule suivante:

$$\mathbf{T = \frac{Q.N}{n}}$$

Avec:

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

Tableau VII-02: Symboles des opérations

Tavaux	Opérations	Durée (mois)
Installation de chantier	A	1
Construction de la vidange de fond (dérivation) pour conduire correctement les eaux de l'oued	B	1
Décapage généraux et réalisation de la clé d'étanchéité	C	2
Préparation des zones d'emprunt	D	1.5
Remblai des fondations	E	1
Approvisionnement des filtres	F	1
Mise en place du système de drainage	G	2
Installation et génie civil d'ouvrage de prise	H	2
Géni civil de l'ouvrage d'évacuation	I	1.5
Revêtement des talus	J	1
Equipement hydrauliques	K	1/2
Finitions	L	2

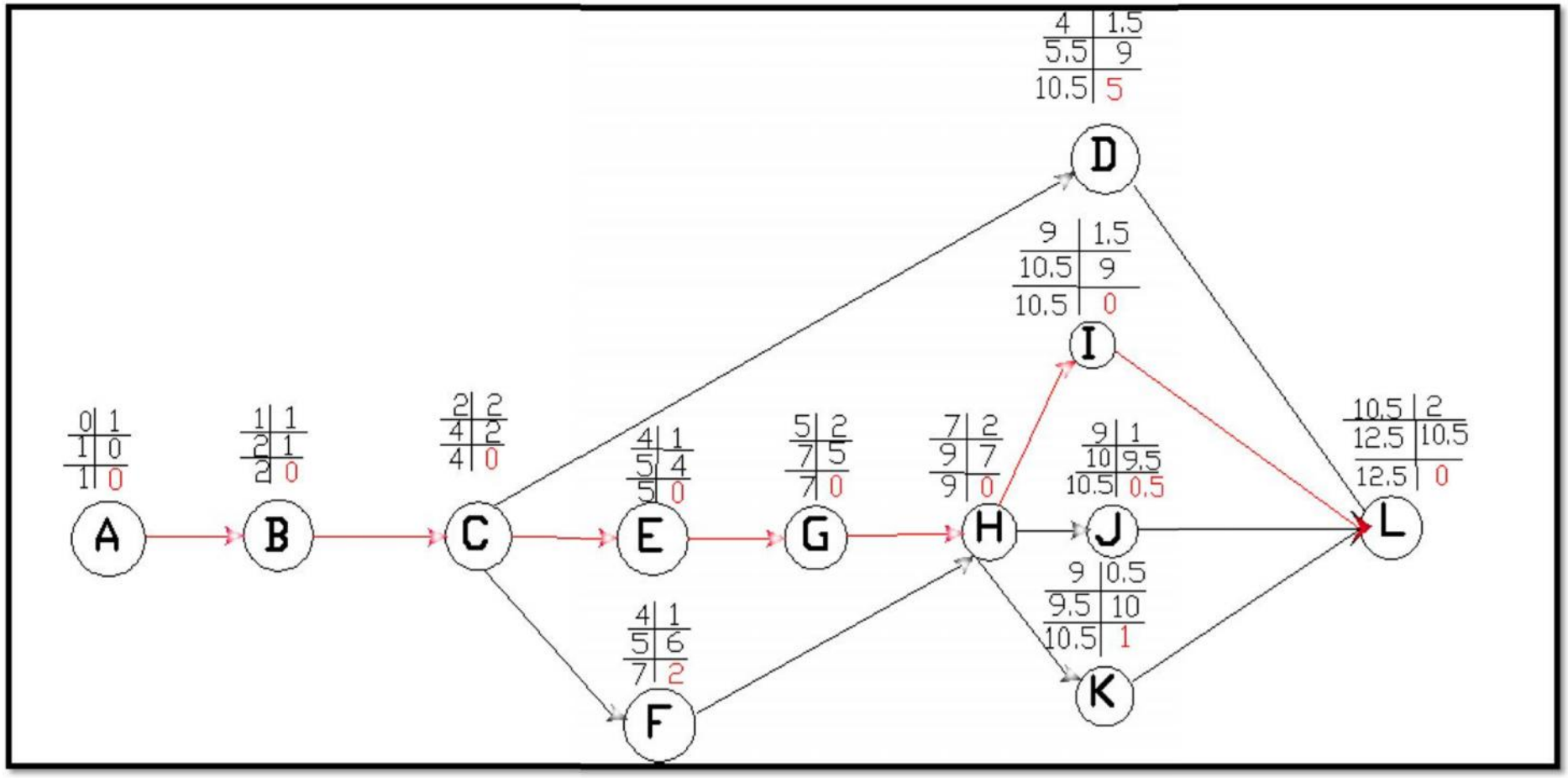


Figure VII-2 Réseau à nœud

➢ **Détermination du chemin critique :**

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant une marge totale nulle (0) est donnée par le chemin suivant :

Tableau VII-3 : Planning de travaux

opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	1	0	1	0	1	**0**
B	1	1	2	1	2	**0**
C	2	2	4	2	4	**0**
D	1.5	4	5.5	9	10.5	5
E	1	4	5	4	5	**0**
F	1	4	5	6	7	2
G	2	5	7	5	7	**0**
H	2	7	9	7	9	**0**
I	1.5	9	10.5	9	10.5	**0**
J	1	9	10	9.5	10.5	0.5
K	½	9	9.5	10	10.5	1
L	2	10.5	12.5	10.5	12.5	**0**

Tableau VII - 4 : Diagramme de Gant

OP	tr	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
A	1													
B	1													
C	2													
D	1.5													
E	1													
F	1													
G	2													
H	2													
I	1.5													
J	1													
K	1/2													
L	2													

Conclusion:

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Finalement on peut dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les tâches critiques, et perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Ceci est normalement pris en charge lors de l'étude de l'organisation d'un chantier.

Conclusion générale

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de l'étude d'une retenue collinaire sur oued el kella ont permis de tirer les conclusions suivantes :

La construction du la retenue est Faisable et n'implique aucune difficulté technique d'après le choix du site. De plus, le choix d'une retenue du type en terre homogène (d'argile) avec un drain tapis et un prisme en aval permet l'utilisation exclusive de matériaux disponibles in situ.

L'emplacement et le type d'évacuateur de crue a été arrêté pour un évacuateur type frontal placé sur la rive droite de la digue, pour une largeur de 8 m après une étude d'optimisation (technico-économique).

Nous avons juge qu'il serait économiquement raisonnable, de construire en premier lieu la conduite de vidange de fond pour évacuer les débits de chantier, et elle doit être terminée avant le début de la réalisation du corps du barrage.la vidange sera combinée avec la conduite de prise d'eau.

La digue de la retenue collinaire sur oued kella sera joue deux rôle important le premier et la protection contre les inondations et assurer la pérennité de l'irrigation, permettant ainsi la mobilisation du secteur de l'agriculture.

Cette étude a permis de définir les critères technico-économique les plus favorables possibles pour la réalisation de la retenue.

Référence bibliographique

B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie ENSH -Blida -Mars 2004.

B. TOUAIBIA et B.BENLAOUKLI : introduction au dimensionnement des retenues collinaires .ENSH Blida .Avril 2004

MOHAMED HASSANE : Les ouvrages annexes de barrage. (Extrait du cours d'ouvrages hydrotechniques).ENSH .Blida 2006

M.K.MIHOUBI : Cours d'ouvrages –ENSH-2014.

Procédures méthodologiques pour l'exécution d'études de retenues collinaires et petites barrages. ANBT

Procédures méthodologiques pour l'exécution d'études des retenues collinaires et petits barrages .ANBT

Technique des barrages en aménagement rural – Edition Eyrolles Paris 1997

ANNEXE

Tableau 1 : Résultats de calculs de stabilité

Stabilité pour le cas du Vidange Rapide(R=21.68)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-5	2,2	0	2,33	2,29	-0,50	0,866	18,244	-9,122	15,800	2,503	3,004	0,44	6,952	19,870	36,251
-4	2,2	0	2,56	3,1	-0,40	0,917	22,134	-8,854	20,286	2,365	2,839	0,44	8,926	19,870	43,980
-3	2,2	0	2,29	3,24	-0,30	0,954	21,470	-6,441	20,481	2,273	2,727	0,44	9,012	19,870	42,661
-2	2,2	0	3,00	3,69	-0,20	0,980	26,143	-5,229	25,615	2,213	2,655	0,44	11,270	19,870	51,946
-1	2,2	0	3,74	3,89	-0,10	0,995	30,051	-3,005	29,900	2,179	2,615	0,44	13,156	19,870	59,711
0	2,2	0	4,10	3,93	0,00	1,000	31,747	0,000	31,747	2,168	2,602	0,44	13,969	19,870	63,082
1	2,2	0	4,46	3,90	0,10	0,995	33,193	3,319	33,027	2,179	2,615	0,44	14,532	19,870	65,954
2	2,2	0,000	5,19	3,69	0,20	0,980	35,591	7,118	34,872	2,213	2,655	0,44	15,344	19,870	70,720
3	2,2	0,000	5,91	3,24	0,30	0,954	37,088	11,126	35,379	2,273	2,727	0,44	15,567	19,870	73,693
4	2,2	0,000	6,64	2,56	0,40	0,917	37,805	15,122	34,649	2,365	2,839	0,44	15,245	19,870	75,118
5	2,2	0,000	7,36	1,60	0,50	0,866	37,477	18,738	32,456	2,503	3,004	0,44	14,281	19,870	74,467
6	2,2	0,750	7,34	0,35	0,60	0,800	35,748	21,449	28,599	2,710	3,252	0,44	12,583	19,870	71,032
7	2,2	2,010	5,51	0	0,70	0,714	31,354	21,948	22,391	3,036	3,643	0,44	9,852	19,870	62,301
8	2,2	3,280	2,83	0	0,80	0,600	24,583	19,666	14,750	3,613	4,336	0,44	6,490	19,870	48,846
somme								103,813			35,670		167,179	19,870	839,761

Kss	1,95
Kas	1,42

Tableau 2 : Résultats de calculs de stabilité

Stabilité pour le cas du Vidange Rapide (21.61)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	2,161	0	0,530	0	-0,20	0,980	2,279	-0,456	2,233	2,206	2,647	0,44	0,983	21,871	4,985
-2	2,161	0	1,490	0	-0,10	0,995	6,408	-0,641	6,375	2,172	2,606	0,44	2,805	21,558	13,813
-1	2,161	0	1,890	0	0,00	1,000	8,128	0	8,128	2,161	2,593	0,44	3,576	21,134	17,177
0	2,161	0	2,230	0	0,10	0,995	9,590	0,959	9,542	2,172	2,606	0,44	4,198	20,829	19,975
1	2,161	0	2,750	0	0,20	0,980	11,826	2,365	11,587	2,206	2,647	0,44	5,098	20,653	24,424
2	2,161	0	3,030	0	0,30	0,954	13,030	3,909	12,430	2,265	2,718	0,44	5,469	20,613	26,859
3	2,161	0	3,070	0	0,40	0,917	13,202	5,281	12,100	2,358	2,829	0,44	5,324	20,712	27,344
4	2,161	0	2,840	0	0,50	0,866	12,213	6,107	10,577	2,495	2,994	0,44	4,654	20,948	25,584
5	2,161	0,000	2,400	0	0,60	0,800	10,321	6,193	8,257	2,701	3,242	0,44	3,633	21,314	21,998
6	2,161	1,170	0	0	0,70	0,714	5,259	3,682	3,756	3,026	3,631	0,44	1,653	21,687	11,406
7	2,161	1,23	0	0	0,80	0,600	4,625	3,700	2,775	3,602	4,322	0,44	1,221	21,687	10,030
8	2,161	2,33	0,000	0	0,00	1,000	8,761	0,000	8,761	2,161	2,593	0,44	3,855	21,687	19,000
somme								31,0982			35,429		42,4692		222,5968

Kss	2,14
Kss	1,88

Tableau 3 : Résultats de calculs de stabilité

Stabilité pour le cas du Vidange Rapide(27,23)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-1	2,723	0	1,58	0	-0,1000	0,9950	8,5617	-0,856	8,519	2,737	3,284	0,44	3,748	28,750	24,615
0	2,723	0	2,85	0	0,0000	1,0000	15,4435	0,000	15,443	2,723	3,268	0,44	6,795	28,750	44,400
1	2,723	0	3,83	0	0,1000	0,9950	20,7539	2,075	20,650	2,737	3,284	0,44	9,086	28,750	59,667
2	2,723	0	4,52	0	0,2000	0,9798	24,4928	4,899	23,998	2,779	3,335	0,44	10,559	28,750	70,417
3	2,723	0	4,89	0	0,3000	0,9539	26,4978	7,949	25,277	2,854	3,425	0,44	11,122	28,750	76,181
4	2,723	0	4,95	0	0,4000	0,9165	26,8229	10,729	24,584	2,971	3,565	0,44	10,817	28,750	77,116
5	2,723	0	4,48	0	0,5000	0,8660	24,2761	12,138	21,024	3,144	3,773	0,44	9,250	28,750	69,794
6	2,723	1,76	2,1	0	0,6000	0,8000	19,7183	11,831	15,775	3,404	4,085	0,44	6,941	28,750	56,690
7	2,723	2,73	0	0	0,7000	0,7141	12,9348	9,054	9,237	3,813	4,576	0,44	4,064	28,750	37,188
8	2,723	2,82	0	0	0,8000	0,6000	13,3612	10,689	8,017	4,538	5,446	0,44	3,527	28,750	38,413
9	2,723	2,95	0	0	0,9000	0,4359	13,9772	12,579	6,093	6,247	7,496	0,44	2,681	28,750	40,184
somme								81,08811			45,5369		78,59098		594,665486
Kss	1,53														
Kas	1,21														

Tableau 4 : Résultats de calculs de stabilité

							Stabilité pour le cas de fonctionnement normale (R=17,72m)											
N° Tr	**bi**	**h1**	**h2**	**h3**	**Sin α**	**Cos α**	**Gn**	**T=Gn *Sin α**	**N=Gn *Cos α**	**dli**	**C*dli**	**tangø**	**N*tan gø**	**Ui**	**Ui*dli**	**Ui*dli *tangø**	**dn**	**a*Gn*dn**
-5	1,8	0,95	0	1,52	-0,5	0,9	2,9	-1,5	2,5	2,0	2,5	0,4	1,1	1,5	3,1	0,7	25,8	7,6
-4	1,8	1,04	0	1,48	-0,4	0,9	3,2	-1,3	2,9	1,9	2,3	0,4	1,3	1,5	2,9	0,7	25,8	8,3
-3	1,8	2,02	0	2,18	-0,3	1,0	6,2	-1,9	5,9	1,9	2,2	0,4	2,6	2,2	4,0	1,0	25,8	16,1
-2	1,8	2,85	0	2,3	-0,2	1,0	8,8	-1,8	8,6	1,8	2,2	0,4	3,8	2,3	4,2	1,0	25,8	22,7
-1	1,8	3,83	0	2,46	-0,1	1,0	11,8	-1,2	11,7	1,8	2,1	0,4	5,2	2,5	4,4	1,1	25,8	30,5
0	1,8	4,82	0	2,03	0,0	1,0	14,9	0,0	14,9	1,8	2,1	0,4	6,5	2,0	3,6	0,9	25,8	38,4
1	1,8	5,94	0	1,63	0,1	1,0	18,3	1,8	18,2	1,8	2,1	0,4	8,0	1,6	2,9	0,7	25,8	47,3
2	1,8	6,92	0	1,48	0,2	1,0	21,3	4,3	20,9	1,8	2,2	0,4	9,2	1,5	2,7	0,7	25,8	55,1
3	1,8	7,35	0	0,63	0,3	1,0	22,7	6,8	21,6	1,9	2,2	0,4	9,5	0,6	1,2	0,3	25,8	58,5
4	1,8	6,76	0	0	0,4	0,9	20,8	8,3	19,1	1,9	2,3	0,4	8,4	0,0	0,0	0,0	25,8	53,8
5	1,8	5,71	0	0	0,5	0,9	17,6	8,8	15,2	2,0	2,5	0,4	6,7	0,0	0,0	0,0	25,8	45,5
6	1,8	5,22	0	0	0,6	0,8	16,1	9,7	12,9	2,2	2,7	0,4	5,7	0,0	0,0	0,0	25,8	41,6
7	1,8	4,9	0	0	0,7	0,7	15,1	10,6	10,8	2,5	3,0	0,4	4,7	0,0	0,0	0,0	25,8	39,0
8	1,8	4,52	0	0	0,8	0,6	13,9	11,1	8,4	3,0	3,5	0,4	3,7	0,0	0,0	0,0	25,8	36,0
9	1,8	4,33	0	0	0,9	0,4	13,4	12,0	5,8	4,1	4,9	0,4	2,6	0,0	0,0	0,0	25,8	34,5
somme								67,3			38,8		79,0			6,2		534,9
Kss	1,66																	
Kas	0,33																	

Tableau 5: Résultats de calculs de stabilité

Stabilité pour le cas de fonctionement normale (R=23,46m)																		
N°Tr	**bi**	**h1**	**h2**	**h3**	**Sin α**	**Cos α**	**Gn**	**T=Gn*Sin α**	**N=Gn*Cos α**	**dli**	**C*dli**	**tangø**	**N*tangø**	**Ui**	**Ui*dli**	**Ui*tangø**	**dn**	**a*Gn*dn**
-1,0	2,3	1,4	0,0	0,0	-0,1	1,0	5,6	-0,6	5,6	2,4	2,8	0,4	2,5	0,0	0,0	0,0	15,9	9,0
-3,0	2,3	2,5	0,0	0,0	-0,3	1,0	10,2	-3,1	9,7	2,5	3,0	0,4	4,3	0,0	0,0	0,0	15,3	15,7
-2,0	2,3	3,4	0,0	0,0	-0,2	1,0	14,0	-2,8	13,8	2,4	2,9	0,4	6,1	0,0	0,0	0,0	14,9	20,9
-1,0	2,3	4,2	0,0	0,0	-0,1	1,0	17,1	-1,7	17,1	2,4	2,8	0,4	7,5	0,0	0,0	0,0	14,4	24,8
0,0	2,3	4,8	0,0	0,0	0,0	1,0	19,6	0,0	19,6	2,3	2,8	0,4	8,6	0,0	0,0	0,0	14,1	27,7
1,0	2,3	5,2	0,0	0,0	0,1	1,0	21,4	2,1	21,3	2,4	2,8	0,4	9,4	0,0	0,0	0,0	14,0	29,9
2,0	2,3	5,5	0,0	0,0	0,2	1,0	22,5	4,5	22,0	2,4	2,9	0,4	9,7	0,0	0,0	0,0	13,9	31,2
3,0	2,3	5,5	0,0	0,0	0,3	1,0	22,3	6,7	21,3	2,5	3,0	0,4	9,4	0,0	0,0	0,0	14,0	31,1
4,0	2,3	5,5	0,0	0,0	0,4	0,9	22,2	8,9	20,4	2,6	3,1	0,4	9,0	0,0	0,0	0,0	14,2	31,5
5,0	2,3	5,1	0,0	0,0	0,5	0,9	20,7	10,3	17,9	2,7	3,3	0,4	7,9	0,0	0,0	0,0	14,5	29,9
6,0	2,3	4,5	0,0	0,0	0,6	0,8	18,2	10,9	14,5	2,9	3,5	0,4	6,4	0,0	0,0	0,0	15,0	27,2
7,0	2,3	3,4	0,0	0,0	0,7	0,7	14,0	9,8	10,0	3,3	3,9	0,4	4,4	0,0	0,0	0,0	15,5	21,6
somme								45,1			36,7		85,0			0,0		300,3
Kss	2,7																	
Kas	2,1																	

Tableau 6: Résultats de calculs de stabilité

Stabilité pour le cas de fonctionement normale (R=19,23)																	
N°Tr	**bi**	**h1**	**h2**	**h3**	**Sin α**	**Cos α**	**Gn**	**T=Gn* Sin α**	**N=Gn *Cos α**	**dli**	**C*dli**	**tang ø**	**N*tang ø**	**Ui**	**Ui*dli**	**Ui*tang ø**	**dn**	**a*Gn *dn**
-2	1,9	1,0	0	0	-0,2	1,0	3,2	-0,5	3,1	2,0	2,3	0,4	1,4	0	0	0	13,8	4,4
-1	1,9	1,5	0	0	-0,1	1,0	5,1	-0,4	5,0	1,9	2,3	0,4	2,2	0	0	0	13,6	6,9
0	1,9	1,9	0	0	0,0	1,0	6,5	0,0	6,5	1,9	2,3	0,4	2,8	0	0	0	13,4	8,7
1	1,9	2,2	0	0	0,1	1,0	7,3	0,6	7,3	1,9	2,3	0,4	3,2	0	0	0	13,4	9,8
2	1,9	2,3	0	0	0,2	1,0	7,7	1,3	7,6	2,0	2,3	0,4	3,4	0	0	0	13,4	10,3
3	1,9	2,3	0	0	0,3	1,0	7,5	1,9	7,3	2,0	2,4	0,4	3,2	0	0	0	13,5	10,2
4	1,9	2,0	0	0	0,3	0,9	6,7	2,2	6,3	2,0	2,4	0,4	2,8	0	0	0	13,7	9,1
5	1,9	1,5	0	0	0,4	0,9	5,1	2,1	4,6	2,1	2,5	0,4	2,0	0	0	0	14,0	7,1
6	1,9	0,7	0	0	0,5	0,9	2,4	1,2	2,1	2,2	2,7	0,4	0,9	0	0	0	14,3	3,5
6	1,9	5,1	0	0	0,5	0,9	17,2	8,6	14,9	2,2	2,7	0,4	6,5	0	0	0	25,0	42,9
7	1,9	3,9	0	0	0,6	0,8	13,0	7,6	10,6	2,4	2,8	0,4	4,7	0	0	0	25,6	33,4
8	1,9	2,2	0	0	0,7	0,7	7,3	4,9	5,4	2,6	3,1	0,4	2,4	0	0	0	26,3	19,2
9	1,9	1,9	0	0	0,8	0,7	6,4	4,8	4,2	2,9	3,5	0,4	1,9	0	0	0	26,3	16,7
somme								34,2			31,4		37,4			0,0		182,3
Kss	2,01																	
Kas	1,57																	

Tableau 7: Résultats de calculs de stabilité

Stabilité pour le cas de fin de construction(R= 23,46 m)															
N°Tr	**bi**	**h1**	**h2**	**h3**	**Sin α**	**Cos α**	**Gn**	**T=Gn*Sin α**	**N=Gn*Cos α**	**dli**	**C*dli**	**tangø**	**N*tangø**	**dn**	**a*Gn*dn**
-1	2,346	0,95	0	0	-0,1	0,995	3,878	-0,388	3,858	2,358	2,829	0,44	1,698	13,820	5,359
0	2,346	1,51	0	0	0	1,000	6,164	0,000	6,164	2,346	2,815	0,44	2,712	13,580	8,371
1	2,346	1,93	0	0	0,1	0,995	7,878	0,788	7,839	2,358	2,829	0,44	3,449	13,430	10,581
2	2,346	2,19	0	0	0,2	0,980	8,940	1,788	8,759	2,394	2,873	0,44	3,854	13,360	11,943
3	2,346	2,31	0	0	0,3	0,954	9,430	2,829	8,995	2,459	2,951	0,44	3,958	13,380	12,617
4	2,346	2,25	0	0	0,4	0,917	9,185	3,674	8,418	2,560	3,072	0,44	3,704	13,490	12,390
5	2,346	2	0	0	0,5	0,866	8,164	4,082	7,070	2,709	3,251	0,44	3,111	13,670	11,160
6	2,346	1,52	0	0	0,6	0,800	6,205	3,723	4,964	2,933	3,519	0,44	2,184	13,960	8,662
7	2,346	0,73	0	0	0,7	0,714	2,980	2,086	2,128	3,285	3,942	0,44	0,936	14,330	4,270
somme								18,581			28,082		25,606		85,353
Kss	2,89														
Kas	2,42														

Tableau 8: Résultats de calculs de stabilité

Stabilité pour le cas de fin de construction(R= 19,23)																
N°Tr	**bi**	**h1**	**h2**	**h3**	**Sin α**	**Cos α**	**Gn**	**T=Gn*Sin α**	**N=Gn*Cos α**	**dli**	**C*dli**	**tangø**	**N*tangø**	**dn**	**a*Gn*dn**
-2	1,9	1,4	0	0	-0,1	1,0	4,6	-0,5	4,6	1,9	2,3	0,4	2,0	15,9	7,3
-1	1,9	2,5	0	0	-0,3	1,0	8,4	-2,5	8,0	2,0	2,4	0,4	3,5	15,3	12,8
-3	1,9	3,4	0	0	-0,2	1,0	11,5	-2,3	11,3	2,0	2,4	0,4	5,0	14,9	17,1
-2	1,9	4,2	0	0	-0,1	1,0	14,1	-1,4	14,0	1,9	2,3	0,4	6,2	14,4	20,3
-1	1,9	4,8	0	0	0,0	1,0	16,1	0,0	16,1	1,9	2,3	0,4	7,1	14,1	22,7
0	1,9	5,2	0	0	0,1	1,0	17,5	1,8	17,4	1,9	2,3	0,4	7,7	14,0	24,5
1	1,9	5,5	0	0	0,2	1,0	18,4	3,7	18,0	2,0	2,4	0,4	7,9	13,9	25,6
2	1,9	5,5	0	0	0,3	1,0	18,3	5,5	17,4	2,0	2,4	0,4	7,7	14,0	25,5
3	1,9	5,5	0	0	0,4	0,9	18,2	7,3	16,7	2,1	2,5	0,4	7,4	14,2	25,8
4	1,9	5,1	0	0	0,5	0,9	16,9	8,5	14,7	2,2	2,7	0,4	6,5	14,5	24,5
5	1,9	4,5	0	0	0,6	0,8	14,9	8,9	11,9	2,4	2,9	0,4	5,2	15,0	22,3
6	1,9	3,4	0	0	0,7	0,7	11,4	8,0	8,2	2,7	3,2	0,4	3,6	15,5	17,7
7	1,9	1,8	0	0	0,8	0,6	6,0	4,8	3,6	3,2	3,8	0,4	1,6	16,5	10,0
8	1,9	1,6	0	0	0,9	0,4	5,5	4,9	2,4	4,4	5,3	0,4	1,0	16,5	9,0
9	1,9	1,5	0	0	0,9	0,4	5,2	4,6	2,2	4,4	5,3	0,4	1,0	16,5	8,5
somme								51,3			44,5		73,3		273,7

Kss	2,30
Kas	1,80

Tableau 9: Résultats de calculs de stabilité

					Stabilité pour le cas de fin de construction (17,72)								
N°Tr	**bi**	**h1**	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-5	1,8	0,4	-0,4	0,9	1,4	-0,5	1,3	1,9	2,3	0,4	0,6	16,7	2,3
-4	1,8	0,5	-0,3	1,0	1,5	-0,5	1,4	1,9	2,2	0,4	0,6	16,7	2,5
-3	1,8	0,6	-0,2	1,0	1,7	-0,4	1,7	1,8	2,2	0,4	0,7	16,7	2,9
-2	1,8	1,7	-0,2	1,0	5,2	-0,8	5,1	1,8	2,2	0,4	2,2	16,2	8,4
-1	1,8	2,6	-0,1	1,0	8,1	-0,6	8,0	1,8	2,1	0,4	3,5	15,7	12,7
0	1,8	3,4	0,0	1,0	10,4	0,0	10,4	1,8	2,1	0,4	4,6	15,3	16,0
1	1,8	4,0	0,1	1,0	12,3	0,9	12,2	1,8	2,1	0,4	5,4	15,0	18,4
2	1,8	4,4	0,2	1,0	13,6	2,1	13,4	1,8	2,2	0,4	5,9	14,9	20,1
3	1,8	4,6	0,2	1,0	14,3	3,3	13,9	1,8	2,2	0,4	6,1	14,8	21,2
4	1,8	4,7	0,3	1,0	14,4	4,4	13,7	1,9	2,2	0,4	6,0	14,9	21,5
5	1,8	4,5	0,4	0,9	13,9	5,3	12,8	1,9	2,3	0,4	5,6	15,1	21,0
6	1,8	4,1	0,5	0,9	12,5	5,8	11,1	2,0	2,4	0,4	4,9	15,4	19,3
7	1,8	3,3	0,5	0,8	10,1	5,4	8,5	2,1	2,5	0,4	3,7	15,9	16,0
8	1,8	2,0	0,6	0,8	6,2	3,8	4,9	2,2	2,7	0,4	2,2	16,4	10,2
9	1,8	0,7	0,7	0,7	2,3	1,6	1,7	2,5	2,9	0,4	0,7	16,8	3,9
somme						29,953			34,708		52,875		196,204

Kss	2,92
Kas	2,13

Tableau III- 44 : Détermination de H_o et Q en fonction de b

			qmaxp%=m*b*hdRACINE(2*9,81)										
H	v	H0	b= 10	b=12	b=14	b=16	b=18	b=20	b=22	b=24	b=26	b=28	b= 30
0,5	0,352	0,51	7,18	8,62	10,05	11,49	12,93	14,36	15,80	17,24	18,67	20,11	21,54
0,75	0,575	0,77	13,39	16,06	18,74	21,42	24,09	26,77	29,45	32,13	34,80	37,48	40,16
1	0,797	1,03	20,91	25,09	29,27	33,45	37,64	41,82	46,00	50,18	54,36	58,55	62,73
1,25	1,013	1,30	29,62	35,55	41,47	47,40	53,32	59,25	65,17	71,10	77,02	82,94	88,87
1,5	1,221	1,58	39,43	47,32	55,21	63,09	70,98	78,87	86,75	94,64	102,53	110,42	118,30
1,75	1,420	1,85	50,27	60,32	70,37	80,43	90,48	100,53	110,59	120,64	130,70	140,75	150,80
2	1,611	2,13	62,06	74,47	86,89	99,30	111,71	124,12	136,53	148,95	161,36	173,77	186,18
2,25	1,794	2,41	74,76	89,71	104,67	119,62	134,57	149,52	164,47	179,43	194,38	209,33	224,28
2,5	1,970	2,70	88,32	105,99	123,65	141,31	158,98	176,64	194,31	211,97	229,64	247,30	264,96

Tableau III-45 : Débit déversant en fonction de H et b et v

					qmaxp%=m*b*hdRACINE(2*9,81)										
Hd	cote PHE(m)	VPHE(Mm^3)	Vf(Mm^3)	qlam	b= 10	b=12	b=14	b=16	b=18	b=20	b=22	b=24	b=26	b=28	b= 30
0,5	44,6	0,089	0,016	111,25	7,18	8,62	10,05	11,49	12,93	14,36	15,80	17,24	18,67	20,11	21,54
0,75	44,85	0,098	0,025	109,26	13,39	16,06	18,74	21,42	24,09	26,77	29,45	32,13	34,80	37,48	40,16
1	45,1	0,107	0,034	107,19	20,91	25,09	29,27	33,45	37,64	41,82	46,00	50,18	54,36	58,55	62,73
1,25	45,35	0,116	0,043	105,02	29,62	35,55	41,47	47,40	53,32	59,25	65,17	71,10	77,02	82,94	88,87
1,5	45,6	0,125	0,052	102,74	39,43	47,32	55,21	63,09	70,98	78,87	86,75	94,64	102,53	110,42	118,30
1,75	45,85	0,136	0,063	100,32	50,27	60,32	70,37	80,43	90,48	100,53	110,59	120,64	130,70	140,75	150,80
2	46,1	0,146	0,073	97,74	62,06	74,47	86,89	99,30	111,71	124,12	136,53	148,95	161,36	173,77	186,18
2,25	46,35	0,158	0,085	94,98	74,76	89,71	104,67	119,62	134,57	149,52	164,47	179,43	194,38	209,33	224,28
2,5	46,6	0,170	0,097	92,05	88,32	105,99	123,65	141,31	158,98	176,64	194,31	211,97	229,64	247,30	264,96