

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 DE LA RETENUE COLLINAIRE SUR OUED GRINE, COMMUNE
D'EL DJEZAR W.BATNA**

PRESENTE PAR :
BOUCETTA YASSER

Devant les membres du jury

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r M. HASSANE	M.C.B	Président
M ^{me} A. ADDOU	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} N. SAIL	M.A.A	Examinatrice
M ^r I. ZAIBAK	M.A.B	Examineur
M ^r M.MIHOUBI	Professeur	Promoteur

septembre 2014

REMERCIEMENTS

Je remercie MES PARENTS en premier lieu qui m'ont permis et facilité les choses pour accomplir mes études.

je remercie aussi tous les autres membres de ma famille qui m'ont aidés et encouragés quel que soit les conditions.

A toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail.

Ma reconnaissance va plus particulièrement à :

Mes PARENTS en premier lieu qui m'ont permis et facilité les choses pour accomplir mes études

Mon promoteur Monsieur M.M.MIHOOUBI pour sa contribution à l'élaboration de ce mémoire.

Monsieur M. BOUKHLIFA pour ses directives et ses conseils.

Madame B. ADOU pour ses conseils.

L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude.

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

Je remercie aussi tous les autres membres de ma famille qui m'ont aidés et encouragés quel que soit les conditions.

Sans oublier tout personnage de l'ENSH et de la cité 03.

A tout le personnage de la DRE de BARIKA W.BATNA



Dédicaces

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

- *A ma mère et mon père pour tous les sacrifices qu'ils ont consenti à mon
égard;*
 - *A mes frères : Omar, Oussama, Abd allali ,Ziad;*
 - *A mes amis : Ibrahim, Idriss, Yacine, Ali, Larbi, Sefiane, Redha, Wafa,
Souhir , Marwa , Zahra, Souhila ,Faycel, Rabia, Ala; Zaidi.Amar ,Zaki*
 - *A mes sœurs et nièces sans exception ;*
 - *A toute la famille BOUCETTA.*
 - *A tous mes amis, sans exception.*
- 

ملخص:

عانت كثيرا الزراعة في الجزائر من أزمة المياه بالإضافة إلى التوزيع غير المنتظم للأمطار خصوصا مع ظاهرة الجفاف، مهمتنا هي دراسة تقنية شاملة لسد على مستوى واد قرين لبلدية الجزائر ولاية باتنة من أجل سقي بعض الأراضي الفلاحية المجاورة.

من هنا، اتبعت سياسة صارمة من أجل بناء السدود في بلادنا و هذا لأجل تخزين أكبر قدر من المياه المتوفرة، بعد الدراسة الجيولوجية و الهيدرولوجية المعمقة قمنا بتصميم السد الذي يبلغ ارتفاعه 9 أمتار و سعته تقدر ب 99000 متر مكعب, و تحققنا من ثباته. أما فيما يتعلق بالإنجاز فقد قمنا بشرح و تنظيم جميع المراحل المتعلقة به

Résumé :

L'agriculture a beaucoup souffert en Algérie de la crise de l'eau, en plus de la distribution irrégulière de la pluie, surtout avec le phénomène de la sécheresse, Notre objectif est de faire une étude technique complète sur l'oued Grine (commune d'El Djezzar Wilaya de BATNA) destiné à l'irrigation.

C'est pourquoi, une politique stricte a été suivie, et qui incite à construire les barrages et les retenues dans notre pays, afin d'emmagasiner le maximum d'eau disponible.

Après avoir fait une étude géologique, suivie d'une étude hydrologique approfondie nous avons dimensionné notre ouvrage ayant une hauteur 9 m, et une capacité de 99000 m³.et vérifié sa stabilité .Enfin, en termine par une étude d'organisation du chantier.

Abstract:

Agriculture has suffered a lot in Algeria of the water crisis, in addition, to the irregular distribution of rain especially with dryness phenomenon , Our goal is to make a comprehensive technical study about wad Grine (commune of Djezzar Wilaya of BATNA) intended for irrigation. Thus, a strict policy was followed, by building dams in our country to store as much water as possible. After having made a geological study, followed by a hydrological one, we have dimensioned our dam with a height 10 m, and a capacity of 99,000 m, and verified its stability. At last, it was necessary to explain the site organization.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Etude topographique

Introduction.....	1
I.1.presentation generale de la wilaya de batna.....	1
I.2.Situation géographique	1
I.3.Le choix du site.....	2
I.4.Etude topographique	3
I.5.La topographie du bassin versant.....	3
I.6.Délimitation du bassin versant.....	3
I.7.La topographie de la retenue.....	4
I.8.Le climat	5
Conclusion.....	5

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Introduction.....	6
II.1 Etude géologique	6
II.1.1 Sismicité de la région d'étude	7
II.1.2 Géologie régionale.....	8
II.1.3 Aperçu tectonique:.....	11
II.1.4 Hydrogéologie sommaire de la région.....	11
II.1.5 Analyse lithologique de la cuvette.....	12
II.1.6 Hydrogéologie de la cuvette	14
II.1.7Analyse lithologique de la zone d'emprise de la digue	14
II.1.8 Analyse hydrogéologique de la zone d'emprise de la digue	15
II.1.9 Fondation de la digue et ses ouvrages annexes	15

II.1.10 Stabilité des versants de la cuvette	15
II.1.11 Matériaux de construction de la retenue collinaire.....	16
II.2 Etude géotechnique.....	18
II.2.1 Prospection géotechnique de terrain.....	18
II.2.2 Prospection géotechnique de laboratoire.....	19
II.2.3 Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire et leur interprétation.....	19
II.2.4 Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue.....	24

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction :.....	27
III .l'étude hydrologique	27
III . 1 Caractéristique morphologiques de bassin versant	27
III .1 .1 paramètres géométriques :.....	27
III.1.2 Paramètres de forme.....	29
III.1.3) paramètres du relief	31
III.2 Caractéristiques hydrographiques du bassin	37
III.2.1) Les caractéristiques du réseau hydrographiques	37
III.3) Caractéristiques climatiques	44
III.3.1) Température de L'air	44
III.3.2) L'humidité relative	45
III.3.3) l'évaporation:	45
III.3.4) Insolation.....	46
III.3.5) le vent	46
III.3.6) Pluviométrie	47
III.4 Ajustement des pluies maximales journalières	48
III.4.1 : Choix de la loi d'ajustement.	48
III.4.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	49

III.4.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale):.....	51
III.4.4 - Pluies de courtes durées des différentes fréquences et leurs intensités:	54
III.5) Etudes des apports	55
III.5.1 Apport liquides	55
III.5.2 Caractéristiques de l'écoulement	58
III.5.3 Coefficient de variation	59
III.5.3.Estimation fréquentielle des apports	60
III.5.4 Les apports solides:	61
III.5.4.1 Calcul du volume mort :	63
III.6. Etude des crues:.....	65
III.6.1.Hydrogramme de crue:.....	68
III.6.2.Estimation de la crue de projet.....	70
III.7. Régularisation.....	74
III.7.1 Répartition mensuelle de l'apport A80%	74
III.7.2 Répartition des besoins	74
III.7.3 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»:	75
III.7.4 Calcul du volume utile :	77
III.8 Laminage des crues :	89
III.8.1 Estimation du débit de crue laminée :	90
III.8.2 Estimation de la charge au dessus du déversoir :	90
III.9 Etude d'optimisation	94
III.9.1 Calcul du coût approximatif de la digue :	95
III.9.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues	98
III.10. Laminage pour un déversoir de largeur $b=10$ mètres	101
Conclusion.....	101

Chapitre IV : Etude des variantes

Introduction.....	103
IV.1) Choix du type de barrage	103
IV.1.1) Barrage Homogène	103
IV.1.2) Barrage à zones	104
IV.1.3) Barrage en enrochement avec masque en béton	104
IV.2) Définition de profil général du barrage	104
IV.2.1) Hauteur de barrage	104
IV.3) pentes des talus	106
IV.4) Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus	107
IV.4.1) Etanchéité du barrage	108
IV.5) Etude Technico-économique	111
IV.5.1) Barrage Homogène en argile avec drain verticale	112
IV.5.2) Barrage Zoné	114
IV.4.3) Barrage en enrochement avec masque en béton	117
IV.6) Estimation du coût des variantes	119
IV.7) Comparaison financière des trois variantes	119
Conclusion.....	120

Chapitre V : Etude de la variante retenue

Introduction.....	124
V.1) Classification de l'ouvrage	124
V.2) Dimensionnement de la digue (homogène en argile)	124
V.2.1) Hauteur du barrage	124
V.2.2) Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus	127
V.3) Organes d'étanchéité	128

V.3.1) La clé d'ancrage	128
V.3.2) Le dispositif de drainage du remblai	128
V.3.3. Le drain vertical	129
V.3.4. Le tapis drainant sous le talus aval	129
V.3.5. Le prisme de drainages	130
V.4) Calcul des filtres	130
V.4.1) Règles des filtres	130
V.4.3.Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres	132
V.4.4) Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain	133
V.5) Protection de la Crête	133
V.6) Tracer de la ligne de saturation	134
Les coordonnées de la parabole sont données dans le tableau (VI.6).	135
V.7) Calcul d'infiltration à travers la digue et la fondation	135
V.7.1.Calcul du débit d'infiltration (débit de fuite)	136
V.7.2) débit d'infiltration à travers la fondation	136
V.8) Calcul de stabilité	136
V.8.1) Généralités sur la stabilité des barrages (Talus)	136
V.8.2) Conséquences de l'instabilité des talus	137
V.8.3) Ordre de calcul (Méthode des tranches)	138
V.8.4) Calcul des forces appliquées à chaque tranche	139
V.8.5) Classement des forces	140
V.8.6) Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement	141
Conclusion.....	141

Chapitre VI : Etude des variantes des ouvrages annexes

Introduction.....	144
VI.1) Ouvrage de Prise d'eau	144
VI.1.1) Type de prise	144
VI.2) Ouvrage de vidange	145
VI.2.1) Conduite de vidange en charge	145
VI.2.2) Conduites à écoulement libre	145
VI.2.3) ouvrages de vidange à batardeau	146
VI.2.4) Choix de la variante	146
VI.3) Ouvrage d'évacuateur de crues	147
VI.3.1) Critères de choix de l'évacuateur de crue	147
VI.3.2) Différents types des évacuateurs de crues.	148
VI.3.3) Choix de la variante	149
VI.5) Dimensionnement de l'ouvrage de vidange	150
VI.4.1) Calcul du débit de vidange	150
VI.4.2) Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre	150
VI.6) Dimensionnement de la prise d'eau	152
Conclusion.....	152

Chapitre VII : Etude de la variante choisie de l'évacuateur de crue

Introduction.....	55
VII.1) Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues	155
VII.2) Dimensionnement hydraulique	156
VII.2.1) Canal d'amenée	156
VII.2.2) Déversoir	157
VII.2.3) Chenal d'écoulement	158

VII.2.4) Le coursier	159
VII.2.5) Dissipateur d'énergie	162
VII.2.6) Canal de restitution	163
VII.2. 7) Conception de l'évacuateur de crues	165
Conclusion.....	165

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Introduction.....	166
VIII.1) Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier	166
VIII.1.1) Le maître de l'ouvrage	166
VIII.1.2) Le maître d'oeuvre	166
VIII.1.3) L'entrepreneur	167
VIII.2) Travaux préparatoires et installation de l'entreprise.....	167
VIII.2.1) Installations destinées au personnel	168
VIII.2.2) Installations destinées au stockage des matériaux	168
VIII.2.3) Installations destinées à la réparation des engins.....	168
VIII.2.4) Installation destinées pour la préfabrication	168
VIII.2.5) les moyens de chantier	168
VIII.3) Planification	169
VIII.3.1) Définition	169
VIII.3.2) Techniques de la planification	169
VIII.3.3) les paramètres de la méthode C.P.M.....	172
VIII.4.4) les plannings.....	173
VIII.4) délai de construction et programme des travaux.....	174
VIII.5) Symboles des différentes opérations.....	174
VIII.6) Détermination des chemins critiques	176
VIII.7) Technologie des principaux travaux	177

VIII.7.1) Exécution des voies d'accès.....	177
VIII.7.2) Exécution des travaux de terrassement	177
VIII.7.3) Exécution des travaux de bétonnage.....	177
Conclusion.....	178

Chapitre IX: PST

Introduction.....	80
IX.1. les causes des accidents.....	180
IX.2. les actions et conditions dangereuses.....	180
IX.3. organisation de la prévention des accidents du travail.....	181
Conclusion.....	181
Conclusion général	

Liste des tableaux

Tableau III.01 : Répartition des tranches d'altitudes du bassin versant.....	31
Tableau III.02 : Résultats de calcul.....	33
Tableau III.3 : Evaluation de la pente moyenne.....	34
Tableau III.4) : les paramètres de calcul du Ip	35
Tableau III.5 : classification de L'O.R.S.T.O.M. (type de relief).....	36
Tableau III 6 : classification des thalwegs selon SCHUM :.....	37
Tableau III.7 : Temps de concentration.....	41
Tableau III.7 : Caractéristiques de bassin versant.....	43
Tableau III 8 : les caractéristiques géographiques de la station de BARIKA :.....	44
Tableau III 9 : Répartition mensuelle de la température.....	44
Tableau III10 : Humidité relative station	45
Tableau III11: Evaporation	45
Tableau III 12 : l'insolation moyenne mensuelle en (heures)	46
Tableau III 13 : les intensités moyennes mensuelles des vents	46
Tableau III14 Répartition mensuelle des pluies	47
Tableau III.15 : Paramètres caractéristiques de l'échantillon	48
Tableau III.16 : résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel.....	50
Tableau III.17 : résultat de l'ajustement à la loi de Galton.....	52
Tableau III.18 : Les pluies maximales journalières fréquentielle	53
Tableau III.19: Intensité pour les différentes fréquences	54
Tableau III.20 : Récapitulatif des résultats.....	57
Tableau III.21 Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	57
Tableau III.22: Récapitulatif des Cv	59
Tableau III.23: les apports fréquentsiels	60
Tableau III.24: Répartition mensuelle des apports.....	61
Tableau III.25 : récapitulatif des résultats de calcul du volume mort.....	64

Tableau.III.26 : Résultats du calcul de la formule de GIANDOTTI	64
.Tableau III.27 : Résultats du calcul de la formule de Mallet-Gauthier.....	64
Tableau III.28 : Résultats du calcul de la formule de POSSENTI :.....	64
Tableau III.29 valeurs de %	67
Tableau III.30 récapitulatif des résultats de débit de crue.....	68
Tableau III.31 récapitulatif des résultats de calcul pour tracé l'Hydrogramme de crue	69
Tableau III.32 : Catégories des dommages résultant des crues.....	71
Tableau III.33 : Crues de projet recommandé.....	72
Tableau III.34 : Choix de la crue de projet.	73
Tableau III.36 Répartitions saisonnières des demandes, Source [ANBT].....	74
Tableau III.37 Courbes topographiques et volumétriques.	75
Tableau III.38 : Détermination de la période à bonne hydraulicité.....	77
Tableau III.39 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	79
Tableau III.40 : valeurs de en fonction des conditions hydrogéologiques	81
Tableau III.41 : Les volumes des pertes dans la retenue.....	82
Tableau III.42: Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	83
Tableau III.43: Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	85
Tableau III.44 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	87
Tableau III.45 : Données de départ pour la méthode de Kotcherine.....	91
Tableau III.46 : Détermination de H0 et Q en fonction de b.....	92
Tableau III.47 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue	92
Tableau III.48 : Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.....	93
Tableau III.49: les différents résultats de la revanche.....	96
Tableau III.50 : les hauteurs du barrage pour différentes charges déversées.....	97
Tableau III.51 : volume et coût de la digue pour différentes largeurs déversantes.....	97
Tableau III.52 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs	98
Tableau III.53 : récapitulatif des coûts du coursier	99

Tableau III.54: récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes.	99
Tableau III.55: Volumes et débit déversant	101
Tableau III.56: Laminage	103
Tableau IV.1 : récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.	106
Tableau IV.02 : Valeurs indicatives des pentes des talus.	109
Tableau IV.03 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.	111
Tableau IV.04 : volume de recharge (Argile).	116
Tableau IV.05 : volume de Rip-Rap.	117
Tableau IV.06 : volume des filtres.	117
Tableau IV.07 : volume de drain.	118
Tableau IV.08 : volume du Noyau	119
Tableau IV.09 : volume des recharges	119
Tableau IV.10 : volume des enrochements (drainage).	120
Tableau IV.11 : volume de la recharge (Argile).	120
Tableau IV.12 : volume de filtre et drain.	121
Tableau IV.13 : volume des recharges.	122
Tableau IV.14 : volume des recharges.	122
Tableau IV.15 : les coûts des variantes étudiées.	123
Tableau V.1 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.	124
Tableau V.2 : Récapitulatif des résultats	126
Tableau V.3 : Valeurs indicatives des pentes des talus.	126
Tableau V.4 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.	127
Tableau V.5 : épaisseur minimal de drain (Gérard DEGOUTTE ,1997).	129
Tableau V.6 : Les coordonnées de la parabole.	135
Tableau V.7 : Coefficient de stabilité admissible des talus.	138
Tableau V.8 : (K1-K2) en fonction des pentes des talus(V.volkov, 1986)	138
Tableau V.9 : coefficient de sécurité pour le talus amont.	142

Tableau V.10 : coefficient de sécurité pour le talus aval.	142
Tableau VI.01 : type de vidange de fond en fonction de H^2 . v	147
Tableau VII.01 : coordonnées de prof.....	157
Tableau VII.02: Calcul de la ligne d'eau	161
Tableau VII.03: Calcul de la ligne d'eau	161
Tableau VIII.1: Enumération des opérations	171
Tableau VIII .2 :Planning des travaux.....	172
Tableau VIII.3 : programme des travaux pour la réalisation de la digue	173
Tableau VIII.4 : récapitulatif du coût des ouvrages de la digue	176

liste des figures

FIGURE I.1 : plan d'orientation generale du site de la retenue	2
FIGURE I.2 : plan de situation du site avec delimitation du bassin versant.....	4
FIGURE II.1 : Carte géologique régionale	11
FIGURE II.2 : Levé géologique du site et sa cuvette	13
FIGURE III.1 le bassin versant du l'oued grine	727
FIGURE III.2 le rectangle equivalent	29
FIGURE III-3- courbe hypsometrique du bassin versant.....	32
FIGURE III-4- le reseau hydrographique du l'oued grine. echelle 1/50.000	38
FIGURE III.5- profil en long de l'oued de la retenu e collinaire	39
FIGURE III-6- repartition mensuelle de la temperature en c°	43
FIGURE III-7- repartition mensuelle de l'évaporation en mm.....	45
FIGURE III-8- les pluies moyennes mensuelles en mm.....	46
FIGURE III.9 : la droite de l'ajustement avec loi de gumbel	49
FIGURE III.10 : droite de d'ajustement la loi de galton.	51
FIGURE III-11- representation des intensites en fonction de temps pour les differentes frequences.....	54
FIGURE III-13- repartition mensuelle de l'apport moyen.	57
FIGURE III-14- repartition mensuelle de l'apport moyen annuel de frequence 80%.....	60
FIGURE III.15 : les hydrogrammes des crues probables en fonction de temps (SOKOLOVSKY)	69
FIGURE III.16 : l'hydrogramme de la crue de projet pour une periode de retour 100 ans.	72
FIGURE III-17: courbes « hauteurs-capacités-surfaces.....	74
FIGURE III.18 : courbe volumetrique ($s=f(v)$).....	79
FIGURE III-19 : courbes de laminage $h= f(q, q)$	91

FIGURE III-20 : courbes de laminage $v_d=f(q, q)$	92
FIGURE III.21 : courbe d'optimisation	97
FIGURE III.22 : $q =f(v+1/2 qdt)$	99
FIGURE III.23 : hydrogrammes des debits entrant et sortant.....	102
FIGURE V.1 : cle d'encrage du barrage	28
FIGURE V.2 : calcul les infiltrations qui travers le corps de la digue.....	35
FIGURE V.3 : schema de calcul de stabilite.....	42
FIGUREVII.1 profil Creager.	154
FIGUREVII.2 schéma de la ligne d'eau.	158
FIGURE VIII.01 Le lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier.....	164
FIGURE VIII.2 : Réseau à nœuds.....	172
FIGURE IX.1 : organisation de la prévention des accidents du travail	182

Liste des planches

PLANCHE N°1 : Plan d'aménagement/ Levé topographique.

PLANCHE N°2 : Coupe géologique suivant l'axe du barrage.

PLANCHE N°3 : Coupe transversale de la digue avec détails.

PLANCHE N°4 : Calcul de stabilité des talus.

PLANCHE N°5 : Calcul de stabilité des talus.

PLANCHE N°6 : Vue en plan de l'évacuateur avec détails.

PLANCHE N°7 : Coupe transversale avec ouvrage de conduit du vidange.

PLANCHE N°8 : Planning de travaux d'exécution.

Introduction générale

L'eau est la matière la plus importante dans la vie, elle représente à l'échelle de la planète un élément vital, pour la subsistance et la nutrition et le développement de tous les êtres vivants (humain, végétal, animal...etc.), et la vie telle que nous la concevons n'est pas possible sans l'eau.

L'eau aussi un facteur prépondérant pour toute activité socio-économique depuis l'aube de l'humanité, mais sa répartition géographique et saisonnière est malheureusement inégale, les dernières décennies sont caractérisées par une sécheresse intense, étendue dans le temps. Une des meilleures solutions pour mobiliser les eaux de surface, consiste à aménager sur les versants un grand nombre de retenues collinaires qui ont pour but d'accumuler de l'eau pour l'agriculture et activité touristique.

Le site de la retenue collinaire est projetée sur une zone qui se trouve à 10 km au Nord-Est du chef-lieu de la commune d'EL DJEZZAR et à une douzaine de Kilomètres au nord de la ville de Barika, et a comme coordonnées Lambert (la carte d'Etat-major Djebel EL DJEZZAR Feuille n°198 à l'échelle 1/50.000) :

$$X= 741.35 \text{ Km} \quad Y=245.80 \text{ Km} \quad Z=567 \text{ m}$$

Dans ce contexte, il est envisagé la réalisation de la retenue collinaire de Bir bled zarroug, commune d'El Djeddar, qui a pour objectifs est, la mobilisation des ressources superficielles et le développement de l'agriculture des montagnes.



Chapitre I:

Etude topographique

Introduction

La nécessité de nouveaux mécanismes pour le développement de l'agriculture dans notre pays est devenue une nécessité primordiale tant la situation du secteur est devenue alarmante, c'est dans ce contexte que les gouvernements s'intéressent à la question, en optant pour le développement de l'agriculture saharienne au Sud et les zones montagneuses au Nord. A cet effet le gouvernement a lancé un programme pour l'étude du projet d'exécution de onze (11) retenues collinaires à travers la wilaya (2009), pour le stockage d'un volume d'eau et pour le développement de l'agriculture.

I.1. Présentation générale de la wilaya de Batna

La wilaya de Batna se trouve localisée dans la partie orientale de l'Algérie entre 4° et 7° de longitude Est et 35° et 36° de latitude Nord, Ville du Nord-Est de l'Algérie, a une superficie de **12038.76 km²** (Selon cadastre de Batna). Le territoire de la wilaya de Batna s'inscrit presque entièrement dans l'ensemble physique constitué par la jonction de deux atlas (tellien et saharien) ce qui représente la particularité physique principale de la wilaya et détermine de ce fait les caractères du climat, et les conditions de vie humaine.

La wilaya de Batna est composée de (21) daïra et de (61) communes, elle est limitée administrativement par :

Les wilayas de Oum El Bouaghi, Mila, et Sétif au Nord

wilaya de khenchela à l'Est

Wilaya de Biskra au sud

Wilaya de M'sila à l'Ouest.

I.2. Situation géographique

Le site de la retenue collinaire **El Djezzar** est située à 08 kms nord-est du chef lieu de la commune et à une dizaine de kms nord-ouest de Barika wilaya de Batna (voir plan d'orientation figure n° 01).

L'accès sur site est très facile et y est assuré par des pistes passant près de la retenue et menant à des habitations isolées et séparées les unes des autres .

L'axe de la digue est défini selon la carte d'Etat Major EL djezzar - feuille FN°198 à l'échelle 1/50.000 par les coordonnées Lambert ci-dessous :

X = 741.35 Km

Y = 245.80 Km

Z = 567.00 m

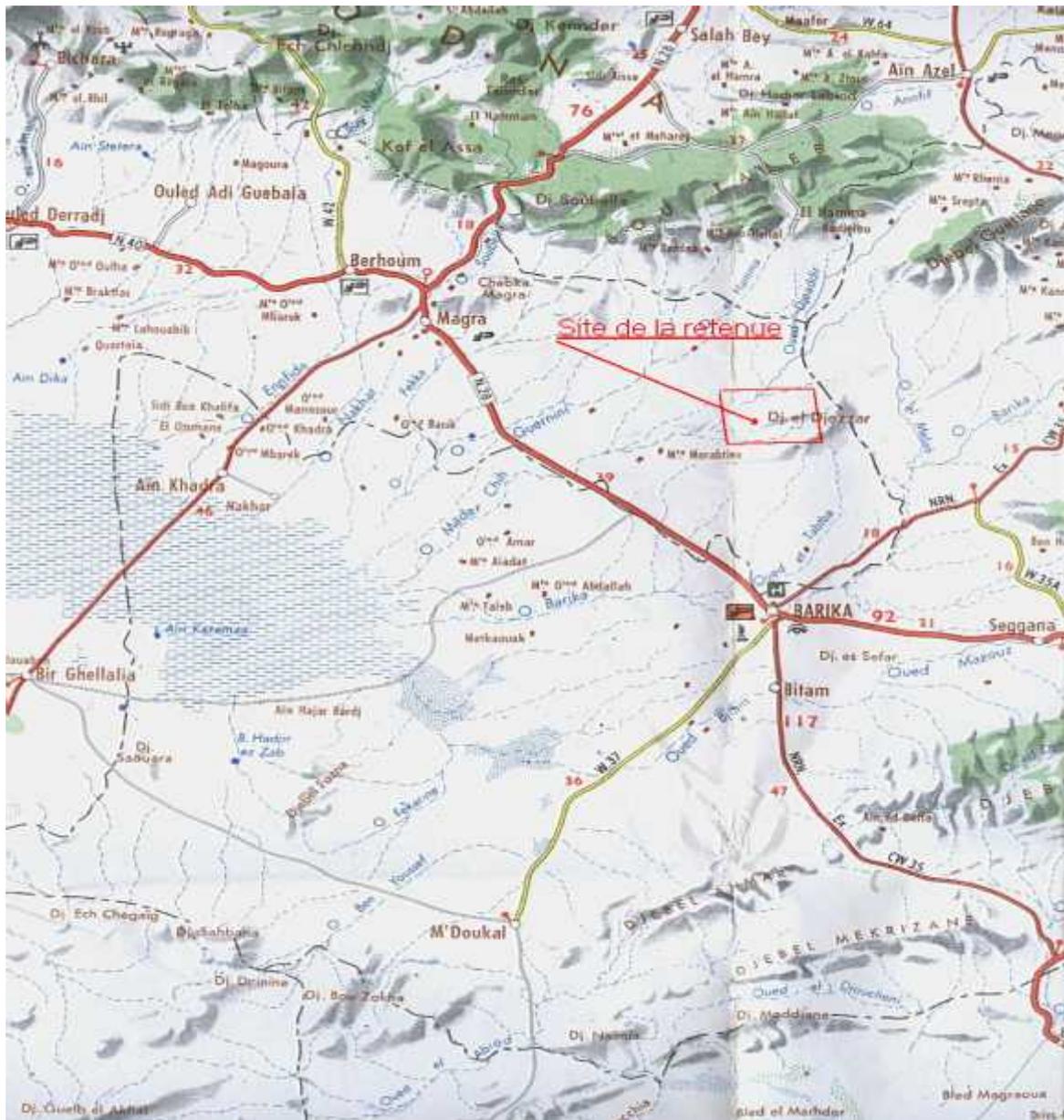


Figure I.1 : Plan d'orientation générale du site de la retenue collinaire -

Echelle : 1/500.000

I.3. Le choix du site

Le choix du site est fait en tenant compte de plusieurs facteurs topographiques, géologiques, hydrologiques, et économiques.

Le site doit être choisi sur un plan topographique favorable avec l'axe de la digue aussi court que possible, et la cuvette aussi large pour ce voir le maximum d'eau.

Sur le géologique et géotechnique, le site doit être étanche et les matériaux de construction doivent être disponible et proche de lieu de l'utilisation.

Sur le plan hydrologique, le site doit avoir un apport assez important.

I.4. Etude topographique

La topographie est un facteur nécessaire dont le but est de déterminer le meilleur emplacement de l'ouvrage.

Pour le besoin de l'étude nous avons récupère auprès de la DHW un levé topographique dusiteà l'échelle 1/500 et de la cuvette à l'échelle 1/1000

A partir des quels nous allons:

- Déterminer la capacité de la retenue et sa surface en fonction de la côte du Pland'eau et de l'emplacement de la digue.
- Evaluer le volume et l'importance des différents ouvrages et proposer leur emplacement.
- Repérer les zones d'emprunts, pour l'exploitation des recharges de la digue.
- Implanter les aménagements annexes- voies d'accès. etc...
- Fournir un rapport pour l'étude géologique.
- Fournir un support de base pour l'étude technique approfondie.

I.5. La topographie du bassin versant

Le bassin versant fonctionne comme un collecteur chargé de recueillir les précipitations set Les transformer en écoulement à l'exutoire. Cette transformation n'est pas la même d'un bassin à l'autre.

Dans cet ordre d'idées .le bassin versant peut être caractérisé par:

- 1-Sa morphologie (forme, relief, densité de drainage, etc....)
- 2-Sa nature du sol
- 3-Sa couverture végétale.

I.6. Délimitation du bassin versant

Suivant la carte d'état-major à l'échelle 1/50,000 N°198. Nous avons implanté l'axe de la Future digue et délimite le bassin versant alim entant la retenue en suivant les lignes de partage des eaux (figure03).

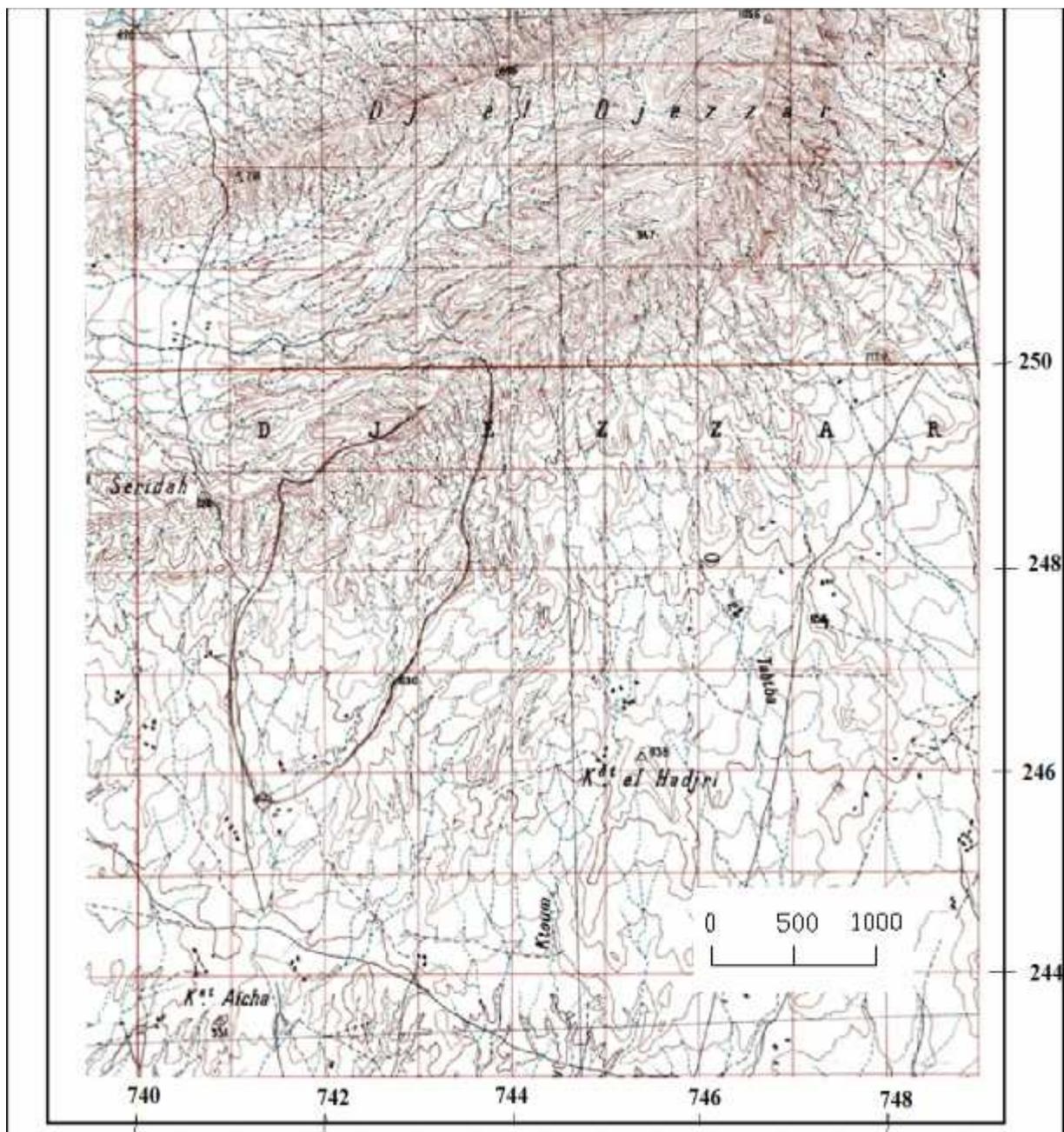


Figure I.2 : Plan de situation du site avec délimitation du bassin versant - Echelle : 1/50.000

I.7. La topographie de la retenue

Pour l'étude de la retenue nous avons utilisé le plan topographique à l'échelle 1/1000^{ème} avec des courbes niveaux équidistance de 1m

I.8. Le climat

Du point de vue climatique, nous observons une continentalité certaine définie par un étage bioclimatique semi-aride frais, cette zone reçoit en pluie moyenne 350 mm/an, cette semi aridité se traduit sur le terrain par une amplitude thermique élevée (20% /an), par des étés brûlants et des hivers glacés, par de fréquents vents chauds et très secs pendant la saison chaude. La saison sèche dure de 4 à 5 mois en moyenne. Cette semi- aridité du climat de la région, marque la végétation et les écoulements.

I.9. Conclusion

La conception des ouvrages nécessite la réalisation de plans topographiques précis, s'appuyant sur des levés de la zone d'implantation du barrage (au 1/1000).

Il est judicieux de profiter des levés topographiques pour faire reporter sur le plan tous les points particuliers dont il est nécessaire de connaître la position précise de notre site et par conséquent une étude topographique est fondamentale.



Chapitre II :

Étude Géologique et géotechnique

II-1 Etude géologique :

Introduction

Dans le cadre de la mobilisation des eaux de surface à travers la Wilaya de Batna , un contrat d'études de retenue collinaire a été signé entre le Bureau d'Etudes d'Hydraulique **MATH** :

Moyens D'Application des Techniques de l'Hydraulique situé à la cité Ben Boulaid Bt 12 N°10 - Constantine et l'Administration représentée par la Direction de l'hydraulique (**D.H.W**) de la Wilaya Batna .

Cette convention consiste à l'étude de la retenue collinaire Bir Bled Zrroudj commune d'El Djezzar daïra de Barika Wilaya de Batna.

L'étude de cette retenue collinaire a pour but l'utilisation rationnelle des eaux de précipitation par leur accumulation et leur stockage au niveau de l'assiette pour l'irrigation des parcelles limitrophes .

Le présent dossier traite l'étude géologique de la retenue collinaire El Djezzar , basée essentiellement sur les informations (données) recueillies :

* sur terrain telles que les constatations faites sur terrain après plusieurs visites de reconnaissances et les résultats de la campagne de prospection de terrain la réalisation des puits ou tranchées en différents endroits de la retenue (zone d'emprunt et zone d'emprise de la digue) avec analyse descriptive

(Lithologie) des formations géologiques rencontrées et traversées par pelle et enfin le levé géologique du site et sa cuvette.

* La recherche, la collection et l'exploitation de la documentation existante sur la zone d'étude (cartes géologiques, topographiques, documents divers ...).

II-1-1 Sismicité de la région d'étude

L'Algérie a tout le temps été soumise à une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes dommageables non seulement aux individualités et collectivités locales, mais également au pays tout entier dont elle peut obérer le développement pour un certain nombre d'années à l'instar du séisme du 10 octobre 1980 de Chlef dont nous continuons encore à payer les conséquences aujourd'hui, en particulier sous forme de dette.

Donc pour pouvoir résister à ce phénomène, on doit construire des ouvrages telle sorte à leur fournir un degré de protection tolérable en répondant aux règles parasismiques Algériennes.

L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaine et eurasiennne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques).

Pour pouvoir réduire les pertes induites par ce cataclysme, on doit en premier lieu quantifier le danger ou dégât en identifiant les sources sismiques (failles actives, charriages.....) et évaluer les niveaux de secousses (intensité, magnitude, accélération) dans la région épacentrale, puis évaluer le niveau de vulnérabilité (taux de perte) de la population exposée au risque (individus, ouvrages, bien économiques et sociaux.....)

Le niveau de risque sismique considéré comme acceptable en Algérie a été établi et intégré dans les prescription réglementaires contenus dans le règlement R.P.A.88 (règles parasismiques Algériennes) en considération de deux types de secousses possibles (séisme majeur et séisme modéré) et des groupes d'usage des ouvrages qui sont classés de 1 à 3 en fonction de l'importance décroissante qu'il présente pour la vie économique et sociale de la communauté.

Le coefficient d'accélération de zone noté « A » est donné par R.P.A 88 en fonction de groupe d'usage de l'ouvrage et y est déterminé par la méthode de Messieurs SHAH et AL en 1975 ; c'est une méthode probabilistique basée sur des cartes d'iso-accélération déduites de la sismicité historique de l'Algérie .

L'application de cette dernière se base sur l'accélération dite de « DOMMAGE » A Déterminée avec des hypothèses pour les groupes d'usages (1 , 2 , 3 respectivement et la période de retour 500, 100 , 50 année respectivement).

Le site de la retenue collinaire **Bir Bled Zerroug** commune de **El Djeddar** wilaya de **Batna** est situé dans la zone « II » (zone caractérisée par une intensité sismique moyenne d'après R.P.A , correspondant à une intensité égale à VII selon l'échelle de MERCALI).

La dite retenue collinaire constitue un ouvrage de peu d'importance pour la communauté ce qui lui permette d'être dans le groupe d'usage 3 selon le règlement R.P.A et ayant une durée de vie limité de 20 à 30 ans .

Donc pour notre site ayant un degré d'usage égal à 3, appartenant à la zone sismique II, une durée de vie économique de 20 à 30 années et une période de retour R.P. = 50 ans, son coefficient de dommage est de

$$10 \% = 0.10$$

II-1-2 Géologie régionale:

La région d'étude est caractérisée par les formations géologiques suivantes de la plus ancienne à la plus récente selon l'échelle des éres géologiques :

II-1-2-1 Trias:

il est caractérisé par une association généralement confuse de roches détritiques et de sédiments d'origine chimique , les uns carbonatés, les autres haloides , renfermant des minéraux nombreux et variés, isolés, cristallisés, dont les principaux sont les quartz bipyramidés, souvent enfumés , la pyrite de fer , la dolomie et çà et là des blocs ou de véritables amas de roches éruptives . Dans l'ensemble les dépôts très fins (pélitiques) argileux ou marneux y sont largement développés . Leurs vives colorations (rouges, jaunes , vertes , violacées) leur ont valu la dénomination de marnes bariolées .

On rencontre également dans ce complexe sédimentaire, dont l'allure est toujours désordonnée, des plaquettes calcaires jaune de miel ou grises et diverses roches calcaires ou calcaire-dolomitiques de textures variées .

Les dépôts salins représentent le trias supérieur ; le sulfate de chaux sous ses deux formes anhydrite et gypse est plus abondant que les chlorures (sodium ,magnésium et calcium) et constitue de véritables montagnes .

II-1-2-2 Jurassique inférieur:

il est représenté dans la région (Bou Taleb et les monts de Batna par des roches calcaires en bancs minces , bien réglés, dont les affleurements peu étendus sont souvent mélangés au complexe triasique .

II-1-2-3 Jurassique moyen :

il est compris particulièrement dans les monts de Batna des calcaires marneux et des marnes grises à fossiles très abondants et des calcaires marneux à cassure conchoïdale contenant également des fossiles .

II-1-2-4 Jurassique supérieur:

il est marqué dans la région (Bou Taleb et les monts de Batna par une remarquable et puissante série concordante qui se relie au système crétacé par l'intermédiaire du Bérriasien bien défini.

IL est constitué de calcaires grumeleux et d'une épaisse série de calcaires marneux et de marnes grises très fossilifères.

II-1-2-5 Crétacé inférieur:

il est bien représenté dans la région (Bou Taleb et les monts de Batna et comprend des calcaires marneux (calcaires à ciments) fossilifères qui passe ensuite à une puissante assise de marnes argileuses ,d'un gris verdâtre, n'admettant que de rares intercalations de calcaires marneux ,en lits disséminés, ou grès à grain fin .

II-1-2-6 Crétacé moyen :

il est bien représenté par des calcaires gréseux avec parfois de la glauconie et des nodules de phosphate de chaux ainsi que des dépôts subbathyaux (ou néritiques profonds).

II-1-2-7 Crétacé supérieur :

il est représenté par des marnes jaunâtres et des calcaires formant ainsi les zones hautes de la région montagnes ou djebels (Bou Taleb et les monts de Batna) .

II-1-2-8 Oligocène :

Ce sont des formations franchement continentales qui revêtent l'aspect de résidus de vieilles alluvions fluvio-lacustres ou lagunaires et se présentent çà et là :ce sont des roches détritiques plus ou moins rubéfiées (poudingues à galets , sables ou grès argiles plus ou moins ferrugineuses conservées à des altitudes diverses .

II-1-2-9 Miocène marin inférieur:

représenté par une puissante assise argileuse ou marneuse dont la teinte est plus ou moins foncée, noirâtre ,grise ou même parfois verdâtre . Cette série comporte également des récurrences de grès .

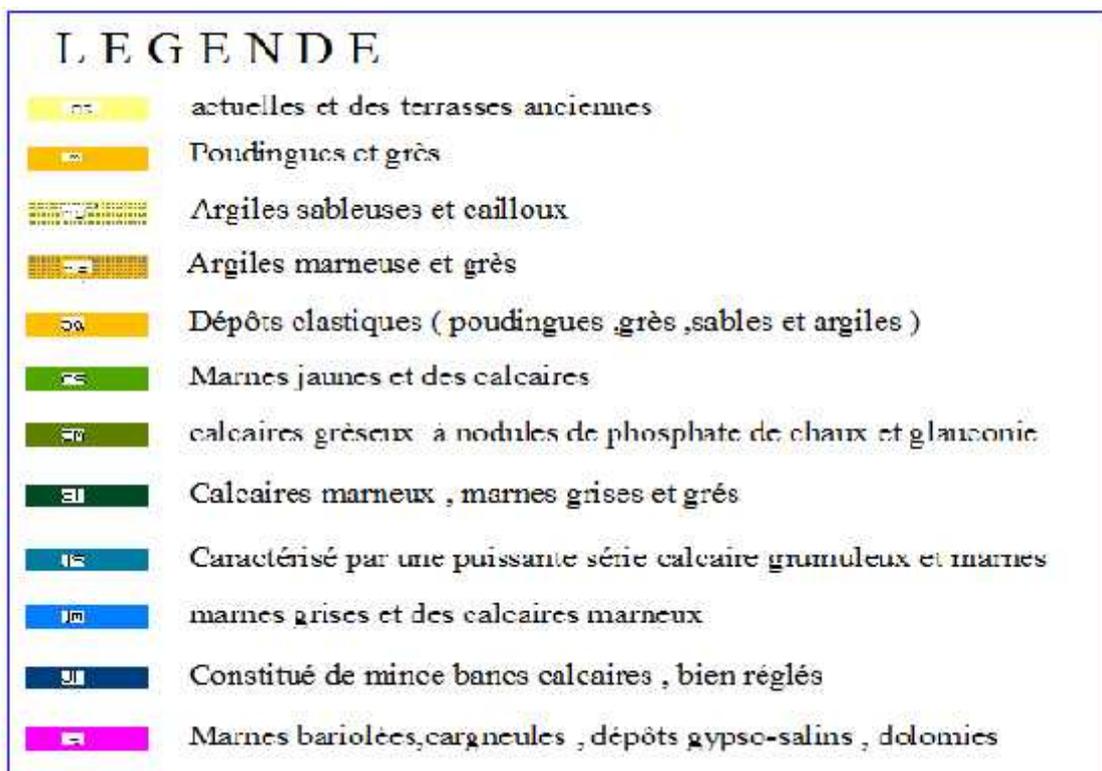
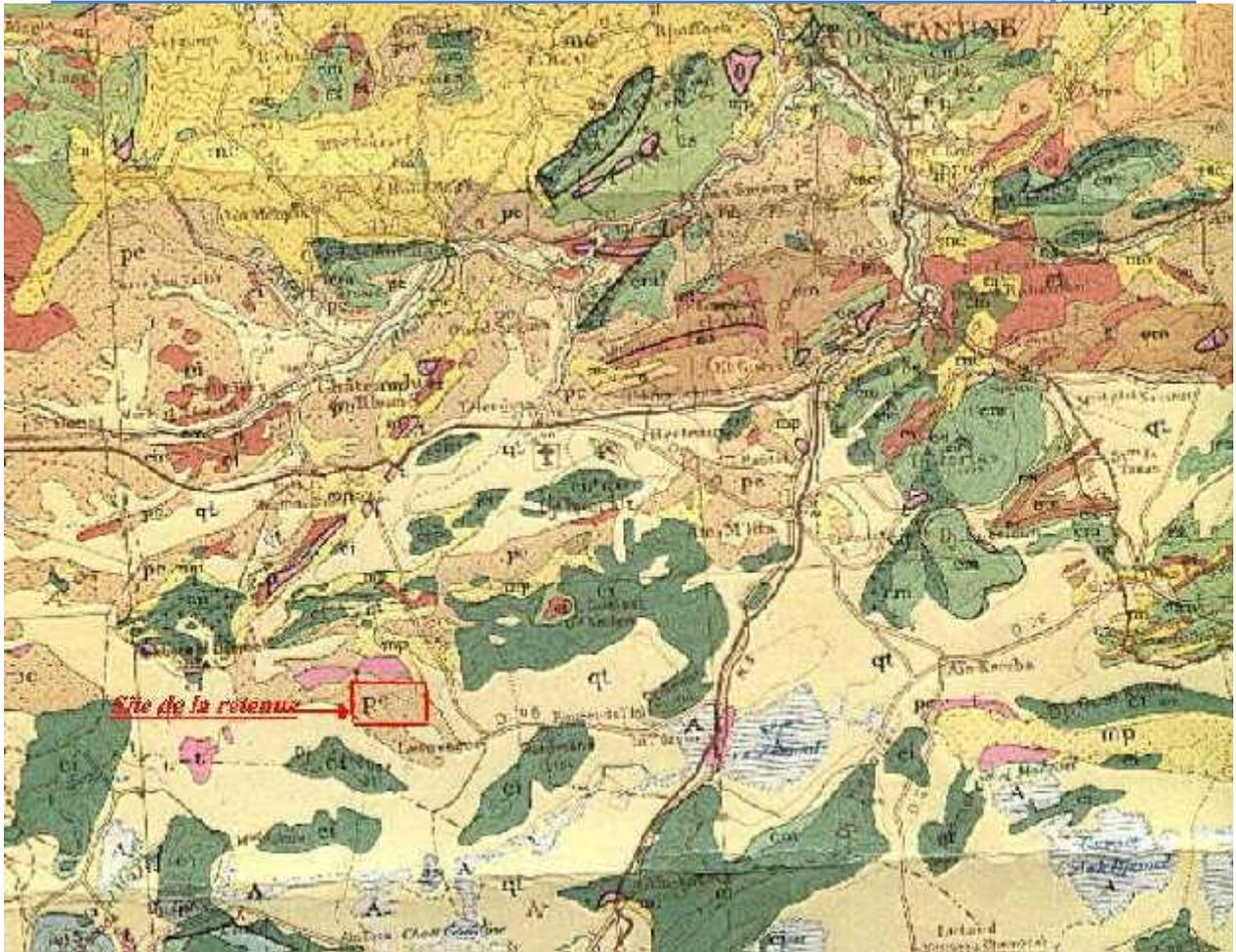


Figure N II.1 : entre de carte géologique – Echelle : 1/500.000

II-1-2-10 Miocène moyen continental:

il est représenté par des poudingues et grès et des argiles à un niveau plus élevé . Quelques fois dans ces masses argilo-sableuses mêlées de lits caillouteux ou sableux s'intercalent des lentilles de montmorillonite blanche ou rosée.

II-1-2-11 Miocène-pliocène:

il est représenté dans le Djebel El Djezzar par des poudingues et grès.

II-1-2-12 Quaternaire :

Il est représenté par des dépôts généralement meubles issus de la décomposition physico-chimique ou mécanique des roches mères en affleurement dans le bassin versant .

Ce sont des alluvions récentes et actuelles constituées d'éléments détritiques à granularité diverse allant de la plus fine qui sont les argiles à la plus grossière qui sont les blocs et galets en passant par des sables ,graviers et cailloux . Ces dépôts alluvionnaires comblent le fond des oueds sous forme de terrasses.

II-1-3 Aperçu tectonique:

Le trias apparaît dans notre zone d'étude comme des îlots isolés et disposés en contact anormal avec les terrains plus récents sous forme de diapir ou dome.

II-1-4 Hydrogéologie sommaire de la région

L'allure des sédiments révèle ainsi l'existence , à cette époque triasique ,d'un vaste ensemble de nappes d'eaux saumâtres , isolées les unes des autres , dont l'histoire a comporté des épisodes de mer épicontinentale et des lagunes de sursaturation, au milieu d'une contrée désertique.

En dehors de ces particulières, les formations haloides triasiques , ne sont décelées que par des sources salées, chaudes ou froides , dont les eaux se sont chargées de sel à leur contact en profondeur. Les conditions géologiques de l'émergence des sources thermales sont fréquemment incertaines , par suite de l'insuffisance des travaux de captage. Aux anomalies tectoniques qui caractérisent la plupart des affleurements triasiques ,s'ajoute en effet , la présence dans les sédiments de cet étage de nombreux sels sodiques...

Les sources oligométalliques jaillissent généralement à la périphérie des massifs calcaires , à la faveur de failles ou même de simples fractures ou cassures.

L'abondance de formations marneuses et argileuses, constitue un tapis étanche pour les infiltrations verticales de l'eau . Ce sont donc des formations imperméables.

II-1-5 Analyse lithologique de la cuvette

Elle est basée sur les constatations faites au cours de la campagne de prospection géologique de terrain (levé géologique du site et sa cuvette et la description lithologique des faciès rencontrés (l'exécution des puits et tranchées en différents endroits de la cuvette.

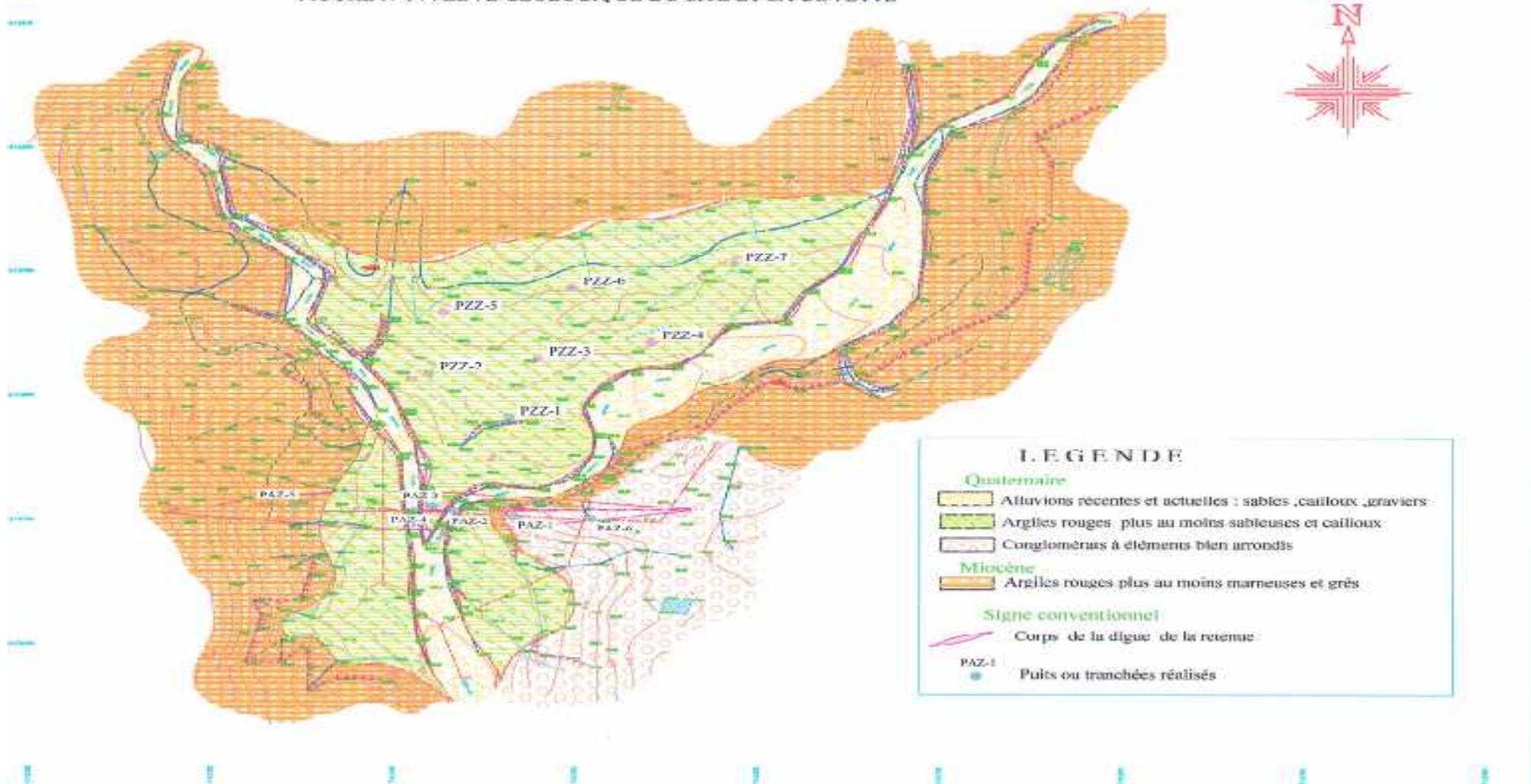
Le fond de vallées de la présente retenue collinaire est rempli par des dépôts détritiques constitués d'éléments généralement grossiers qui sont des sables ,graviers ,cailloux et blocs de forme arrondie et de nature calcaireuse et siliceuse,faiblement argilo-limoneux . Ce sont des dépôts alluvionnaires de terrasses issus de la décomposition physico-chimique des roches mères (calcaires, marnes et grès) .

A un niveau plus élevé , on rencontre des faciès hétérogènes constitués d'argiles sableuses et des cailloux .

Sur le flanc gauche de la cuvette , on trouve des poudingues ou conglomérats à éléments arrondis .

Le terrain de fond du site et sa cuvette est caractérisé par des alternances des argiles rouges plus ou moins marneuses et des grès à grains fins parfois friables.

RETENUE COLLINAIRE BIR BLED ZERROUDJ - EL DJEZZAR - BARIKA - WILAYA DE BATNA
 FIGURE N°04 : LEVE GEOLOGIQUE DU SITE ET SA CUVETTE



* **Figure N II.2** :Levé géologique du site de la cuvette Echelle 1/1000
 ~ 13 ~

II-1-6 Hydrogéologie de la cuvette

II-1-6-1 Perméabilité :

Les argiles rouges constituant le faciès dominant du substratum de l'assiette de la présente retenue collinaire , sont pratiquement imperméables .

Les alluvions récentes et actuelles (graviers ,cailloux et sables , roulés) poudingues ou conglomérats et grès , sont perméables .

II-1-6-2 Etanchéité:

L'étanchéité de l'assiette du barrage collinaire est pratiquement garantie par les argiles rouges en abondance dans notre assiette et jouent donc le rôle d'un bon tapis d'étanchéité.

II-1-7Analyse lithologique de la zone d'emprise de la digue

Elle est principalement basée sur les résultats de la campagne de reconnaissance géologique de terrain marquée par la réalisation de plusieurs tranchées ou fouilles afin de déterminer la structure géologique du sol et sous-sol de fondation dans cette zone (voir figure N°05 : coupe géologique selon l'axe de la digue) .

Cette prospection in situ par engin mécanique (pelle), a montrée la présence des faciès suivants :

* Une belle coupe géologique est décelée sur la rive gauche ou on constate la présence au dessus du substratum argilo-marneux en intercalations hiérarchiques avec des grès à grains fins ; une couche conglomératique (poudingues) de deux mètres d'épaisseur.

* Le fond de la vallée est faiblement comblé de dépôts détritiques alluvionnaires issus de l'altération des faciès en place , charriés par les cours d'eau et déposés à ce niveau . ce sont des matériaux grossiers constitués de cailloux ,graviers, sables, limons ; de forme arrondie et de nature généralement siliceuse.

A un niveau plus élevé , se trouve un faciès caractérisé par des argiles sableuses et des cailloux .

*La rive droite à pente faible à modérée, est représentée par des argiles rouges marneuses et des grès .

II-1-8 Analyse hydrogéologique de la zone d'emprise de la digue

II-1-8-1 Perméabilité:

Les argiles rouges dominantes du substratum de fondation de la digue, sont totalement imperméables (10^{-7} cm/s).

Les sédiments détritiques composés sol pulvérulent (cailloux, graviers, sables), de nature calcaireuse et de forme arrondie comblant en faible épaisseur le fond de la vallée ainsi que les poudingues sont, sont perméables (10^{-1} à 10^{-3} m/s).

II-1-8-2 Etanchéité :

Elle est pratiquement assurée par le substratum à dominance argileuse imperméable.

Néanmoins la présence en faible puissance de formations géologiques perméables au fond de la vallée (dépôts alluvionnaires), nous oblige à ancrer la digue dans le bed rok sain imperméable après décapage de cette couche et le toit altéré du substratum.

II-1-9 Fondation de la digue et ses ouvrages annexes

II-1-9-1 Corps de la digue :

Au fond de la vallée la digue sera fondée sur les argiles sableuses et cailloux après décapage de la terre végétale, sur la rive gauche, elle sera fondée dans les conglomérats ;Le reste (rive droite) dans le substratum argilo-marneux et grès.

II-1-9.2 Evacuateur de crue :

Implanté sur la rive gauche, le déversoir latéral des crues doit être également fondé dans les poudingues caractérisant cette rive.

II-1-9-3 La prise d'eau et la vidange de fond :

placées au fond de la vallée de la retenue, elles seront fondées dans les argiles rouges sableuses et des cailloux.

II-1-10 Stabilité des versants de la cuvette

Au cours de notre campagne de reconnaissance géologique de terrain (levé géologique de l'assiette de la retenue collinaire et l'exécution des puits en différentes zones de la cuvette, on ne signale aucun indice ou amorce de glissement de terrain.

Donc généralement les versants de l'assiette de la retenue sont stables.

II-1-11 Matériaux de construction de la retenue collinaire**II-1-11-1 Matériaux d'étanchéité :**

Le remblai destiné à l'étanchéité de la digue (noyau) sera exploité par triage des argiles plus au moins marneuses qui se trouvent dans la cuvette de la retenue collinaire ,intercalées d'une manière hiérarchique avec les grès et les cailloux

II-1-11-2 Matériaux de recharge :

les matériaux destinés à la recharge de la digue sont largement disponibles dans la cuvette de ce site et sont constitués d'argiles sableuses et des cailloux très caractéristiques de dépôts clastiques

II-1-11-3 Matériaux Filtres , drains et transtions :

ils seront exploités des sables ou grès friables à grains qui se trouvent dans l'assiette de la retenue collinaire .

II-1-11-4 Matériaux pour rip-rap :

Les matériaux rocheux nécessaires à la protection du talus amont de la digue (enrochement) ,seront exploités par ramassage des blocs ayant des dimensions oscillant entre 200mm et 300 mm de et qui se trouvent sur site .

Conclusions générales

Les données géologiques et hydrogéologiques évoquées aux chapitres de ce dossier , nous permettent de faire les conclusions et les recommandations suivantes :

Vue l'hétérogénéité des formations géologiques rencontrées au niveau de ce site (dépôts clastiques très variés au cours de la phase mio-pliocène : argiles , cailloux , conglomérats et grès caractérisés par des passages latéraux de ces faciès); la digue de la présente retenue collinaire Bir Bled Zerroug sera construite en terre hétérogène (matériaux de recharge semi perméables à perméables avec un noyau argileux).

La structure géologique du substratum et son comportement hydrogéologique ne s'oppose guère à la réalisation d'une digue zonée et d'opter pour un ancrage d'un noyau argileux imperméable au fond du thalweg et jusqu'aux substratum argileux et gréseux sain après décapage de la faible couverture alluvionnaire et le toit altéré du premier .

Le noyau sera ancré à une profondeur de trois mètres au fond de la vallée de ce site .

L'étanchéité du site et son assiette est assurée par les argiles rougeatre du bed rock .

Les matériaux fins destinés au noyau de la digue seront exploités par selection ou triage des argiles qui se trouvent en intercalations avec les sédiments les plus grossiers tels que les sables ,cailloux et grès .

Ces derniers seront utilisés pour la recharge de la digue .

Les matériaux destinés au filtres et transitions seront exploités des grès friables et les sables situés dans la cuvette de la retenue.

Les matériaux rocheux destinés à la protection du talus amont de la digue , seront exploités par ramassage des blocs de la vallée de ce site et ayant les diamètres compris entre 200mm et 300mm.

On peut dire donc que toutes les conditions géologiques et hydrogéologiques sont favorablement réunies pour la réalisation d'une digue en zonée sur le site de la retenue collinaire Bir Bled Zerroug – commune El Djezzar - daïra de Barika wilaya de Batna .

II-2 Etude géotechnique

Introduction

Dans le cadre de la mobilisation des eaux de surface à travers la Wilaya de **Batna** , un contrat d'études de retenue collinaire a été signé entre le le **Bureau d'Etudes d'Hydraulique : M A T H Moyens D'Application des Techniques de l'Hydraulique** : situé à la cité Ben Boulaid Bt 12 N°10 - Constantine et l'Administration représentée par la Direction de l'hydraulique (**D.H.W**) de la Wilaya de Batna .

Cette convention a pour objet l'étude de la retenue collinaire **Bir Bled Zerroug** commune d'**El Djeddar** daïra de **Barika** Wilaya de **Batna**.

Le présent dossier traite l'étude géotechnique de la dite retenue collinaire , basée essentiellement sur des visites de reconnaissance effectuées sur terrain durant lesquelles le Bureau d'Etudes a établi un programme des travaux de terrain (exécutions des fouilles et tranchées avec des prélèvements des échantillons de sol et sous sol , en différents endroits de la retenue : zones d'emprunt argileuse et d'emprise afin d'évaluer la quantité et la qualité des matériaux de construction de la digue ainsi que la détermination de la structure géomécanique du sous sol de fondation à différentes niveaux) ; et de laboratoire (essais géotechniques et chimiques du sol prélevé).

Le Bureau d'Etudes **M A T H** a confié les travaux des essais géotechniques des échantillons de sol et sous sol , prélevés des divers lieux du site de la présente retenue collinaire **au Laboratoire des travaux publics de l'Est (L T P Est) Unité de Constantine** dont le siège se trouve à la zone industrielle « Palma ».

II-2-1 Prospection géotechnique de terrain

Treize(13)fouilles ou tranchées d'une profondeur moyenne de trois (3,0 m) mètres ont été réalisés en différentes zones de la présente retenue collinaire six (06) puits au niveau de la zone d'emprise de la digue dont un (01) selon le tracé de l'évacuateur des crues et sept (07) autres au niveau de la zone d'emprunt, suivi de prélèvements d'échantillons de sol et sous sol prélevés à différentes niveaux pour pouvoir connaître et déterminer respectivement la structure géomécanique des terrains d'assise et de fondation de la digue et ses ouvrages annexes ainsi que l'évaluation quantitative et qualitative des matériaux d'emprunt nécessaires à la construction du barrage collinaire .

II-2-2 Prospection géotechnique de laboratoire

les essais

*Essais physiques d'identification et de classification : ont été réalisées selon les méthodes standards reconnues à l'échelle internationale.

*Essais de cisaillement rectiligne ont été exécutés sur des échantillons de sols non consolidés et non drainés après proctor normal, sous des contraintes normales : 1, 2 et 3 bars avec une vitesse de cisaillement de 1,22 mm/mn.

*Essais de compactage : effectués sur des échantillons de sols selon proctor normal (pression constante).

II-2-3 Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire et leur interprétation

II-2-3-1- Terrains d'assise et de fondation de la digue

II-2-3-1-1 Alluvions récentes et actuelles du fond de la vallée

Ce sont des dépôts détritiques pulvérulents comblant le lit de l'oued sous une faible épaisseur de l'ordre du mètre .Ils sont formés d'éléments grossiers blocs ,cailloux, graviers et sables . Ces matériaux alluvionnaires proviennent de la décomposition physique et de l'altération chimique des roches mères affleurant à la surface du bassin versant de la dite retenue collinaire et se caractérisent par les propriétés suivantes :

Cohésion effective (C').....	0,00 Kpa
Angle de frottement effectif (ϕ').....	32° - 36 °
Capacité portante (Rdt).....	300 Kpa
Perméabilité (K).....	10^{-1} à 10^{-3} m/s

Ces valeurs montrent qu'on est dans un milieu pulvérulent (cohésion très faible à nulle) et perméabilité élevée .Ces matériaux constituent donc une zone favorable aux pertes d'eau par infiltrations au dessous du corps de la digue .

A cet effet, le décapage de cette couche est indispensable et par conséquent l'ancrage jusqu'au substratum sain et imperméable argileux est à prévoir afin d'assurer l'étanchéité et la stabilité de l'ouvrage .

II-2-3-1-2 Argiles sableuses à cailloux

Dans ces formations se trouvent des minces passes de conglomérats et des calcaires blancs lacustres sous forme de croutes . Ce faciès argileux présente les paramètres géotechniques et chimiques suivantes :

- Essais physiques d'identification et de classification

Teneur en eau naturelle (W_n).....	11,63 %
Densité sèche (X_d).....	2,03 t/m ³
Densité humide (X_h).....	2,226 t/m ³
Densité de saturation (X_{sat}).....	2,266 t/m ³
Degré de saturation (S_r).....	99,83 %
Limite de liquidité (W_L).....	52,37 %
Limite de plasticité (W_p).....	22,30 %
Indice de plasticité (I_p).....	30,07 %

C'est un sol constitué d'éléments fins argileux, très plastique et appartenant selon la classification Américaine U.S.C.S / L.C.P.C à la classe CH / At .

*Essais mécaniques

- Perméabilité

Perméabilité (K).....	10^{-4} à 10^{-5} cm/s
---------------------------	----------------------------

C'est un faciès argileux sableux peu perméable .

- Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U

Cohésion (C_u)	0,30 bar
Angle de frottement (ϕ_u).....	15,91°
Cohésion (C')	0,25 bar
Angle de frottement (ϕ').....	22,00°
Coefficient de poisson (μ).....	0,42
Capacité portante (R_{dt}).....	0,5-1,5 Mpa

- Analyse chimique sommaire du sol

Teneur en Insolubles.....	65,00 %
Teneur en carbonate($CaCO_3$).....	32,52 %
Teneur en gypses ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$)	9,76 %

Ce sont des matériaux argileux plus ou moins marneux, renfermant du gypse en quantité assez considérable.

II-2-3-1-3 conglomérats

On les rencontrent au sommet de la rive gauche et ont les propriétés géotechniques suivantes :

Poids spécifique des grains (γ_s).....	2,1-2,4 t/m ³
Capacité portante (Rdt).....	4,5 Mpa
Perméabilité (K).....	10 ⁻³ à 10 ⁻⁴ m/s
Résistance à la compression simple (Rc)	05–15 Mpa
Cohésion effective (c').....	25–35 Kpa
Angle de frottement effectif (ϕ').....	30°-36°

II-2-3-1-4 Argiles du substratum

- Essais physiques d'identification et de classification

Teneur en eau naturelle (W_n).....	14,40 %
Densité sèche (χ_d).....	1,80 t/m ³
Densité humide (χ_h).....	2,06 t/m ³
Densité de saturation (χ_{sat}).....	2,12 t/m ³
Degré de saturation (Sr).....	81,24 %
Limite de liquidité (Wl).....	36,05 %
Limite de plasticité (Wp).....	17,20 %
Indice de plasticité (Ip).....	18,85 %

Ces ont des argiles, peu plastique et appartenant selon la classification Américaine U.S.C.S à la classe CL (Ap).

*Essais mécaniques

- Perméabilité

Perméabilité (K).....	10 ⁻⁶ à 10 ⁻⁷ cm/s
--------------------------------	------------------------------------------

C'est un faciès argileux ,moyennement compressible, non gonflant et pratiquement imperméable .

- Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U

Cohésion (Cu)	0,24 bar
Angle de frottement (Øu).....	19,02°
Cohésion (C')	0,20 bar
Angle de frottement (Ø').....	20,00 °
Coefficient de poisson (µ).....	0,40
Capacité portante (Rdt).....	1,0-1,5 Mpa
Poids spécifique des grains (»s).....	2,10 t/m ³

- Analyse chimique sommaire du sol

Teneur en Insolubles.....	67,00 %
Teneur en carbonate(CaCO₃).....	29,24 %
Teneur en gypses (CaSO₄2H₂O)	traces

Ce sont des matériaux argileux,renfermant des traces de gypses .
On les rencontrent intercalées dans les grès fins du mio-pliocène sous forme de lentilles .

II.2-3-2 Matériaux de construction de la digue

II-2-3-2-1 Matériaux pour filtres ,transitions et drains

ce type de matériaux destinés à la protection du corps de la digue seront exploités des sables et grès friables très abondants sur le site de la présente retenue et doivent avoir un fuseau granulométrique obéissant aux critères de TERZAGUI ci-après en partant du fuseau granulométrique des matériaux de base (argiles) (voir figure n° 06).

$$\frac{d_{15}^f}{d_{85}^a} < 5$$

$$12 < \frac{d_{50}^f}{d_{50}^a} < 40$$

$$12 < \frac{d_{15}^f}{d_{15}^a} < 5$$

II-2-3-2-2 Matériaux d'enrochement (R i p – R a p)

les matériaux nécessaires à la protection du talus amont de la digue contre les mouvements des vagues d'eau seront exploités par ramassages des blocs de calcaires qui se trouvent aux fonds des thalwegs du site de la retenue collinaire .Leur propriétés géotechniques sont les suivantes :

Poids spécifique des grains (»s).....	2,0-2,5 t/m ³
Micro-Deval à l'eau (M.D.E).....	<40 %
Los Angelès (L.A).....	35 %
Résistance à la compression simple (Rc).....	50-150 Mpa
Résistance à la compression simple de saturation (Rc _{sat}).....	40-130 Mpa

Ces blocs doivent avoir des dimensions comprises entre 200mm et 300 mm pour pouvoir bien résister aux mouvements des vagues .

II-2-4 Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue

II-2-4-1-Terrains d'assise et de fondation de la digue

II-2-4-1-1 Alluvions récentes et actuelles du fond de la vallée:

Cohésion effective (C').....	0,00 Kpa
Angle de frottement effectif (Ø').....	34 °
Capacité portante (Rdt).....	300 Kpa
Perméabilité (K).....	10 ⁻² m/s

II-2-4-1-2 Argiles sableuses à cailloux:

Teneur en eau naturelle (W_n).....	11,63 %
Densité sèche (X_d).....	2,03 t/m ³
Densité humide (X_h).....	2,226 t/m ³
Densité de saturation (X_{sat}).....	2,266 t/m ³
Degré de saturation (S_r).....	99,80 %
Limite de liquidité (W_l).....	52,37 %
Limite de plasticité (W_p).....	22,30 %
Indice de plasticité (I_p).....	30,00 %
Perméabilité (K).....	10 ⁻⁴ cm/s
Cohésion (C_u)	0,30 bar
Angle de frottement (ϕ_u).....	16,00°
Cohésion (C')	0,25 bar
Angle de frottement (ϕ').....	22,00°
Coefficient de poisson (μ).....	0,42
Coefficient de young (S).....	0,37
Capacité portante (R_{dt}).....	1,00 Mpa
Teneur en Insolubles.....	65,00 %
Teneur en carbonate($CaCO_3$).....	32,50 %
Teneur en gypses ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$)	9,76 %

II-2-4-1-3 conglomérats

Poids spécifique des grains (γ_s).....	2,25 t/m ³
Capacité portante (R_{dt}).....	4,5 Mpa
Perméabilité (K).....	10 ⁻³ m/s
Résistance à la compression simple (R_c)	10 Mpa
Cohésion effective (c').....	35 Kpa
Angle de frottement effectif (ϕ').....	34 °

II-2-4-1-4 Substratum argileux

possède les même caractéristiques que celles des argiles utilisées pour le noyau de la digue

Conclusions générales

Après analyses de toutes les données géotechniques de terrain et de laboratoire effectuées sur les différents faciès évoqués ci-dessus, que ce soit au droit du site de la présente retenue collinaire (assise de fondation de la digue et ses ouvrages annexes) ou au niveau de la cuvette et ses proximités (zones d'emprunt pour la construction de la retenue collinaire); on peut faire les conclusions et les recommandations suivantes :

L'étanchéité de l'assiette de la retenue collinaire est assurée par les argiles rouges du miocène qui dominent les grès .

La présence de la couche alluvionnaire perméable (sables, graviers, cailloux) au fond de la vallée ainsi que la répartition aléatoire du toit altéré du substratum argileux à passes de grès , nous obligent à asseoir la fondation de la digue jusqu'au faciès sain imperméable .

Les parements amont et aval de la digue seront fondés au fond de la vallée partout dans les argiles sableuses à cailloux et les après décapage de la couche végétale .

Les matériaux argileux destinés à l'étanchéité (noyau) de la digue seront exploités par leur triage des grès et sables qui se trouvent dans le site et sa cuvette (voir figures N°03) .

C'était l'hétérogénéité des faciès de la zone d'étude qui a imposé ce type de digue zonée .

Les matériaux de recharge sont largement disponibles dans la cuvette de la présente retenue collinaire.

Les matériaux nécessaires à la protection de la digue (blocs d'enrochement) seront fournis par ramassage des blocs de calcaires ayant un diamètre oscillant de 200 mm à 300 mm et qui se trouvent aux fonds de vallées .

La présence de gypse dans les argiles sableuses du fond du thalweg quantité assez importante, nous permet d'utiliser le ciment spécial type HTS (Ciment de Haute Teneur en Sulfates) qui est un ciment résistant pour des ouvrages en béton ou béton armé (prise d'eau et vidange de fond).

On peut conclure que toutes les conditions géotechniques sont favorables pour la réalisation d'un barrage collinaire en terre zonée sur le site de la retenue collinaire **Bir Bled Zerroug** commune de **El Djeddar** Wilaya de **Batna**.



Chapitre III :

Etude hydrologique

Introduction

L'étude hydrologique est basée sur les données hydrométéorologiques. Elle a pour but de

déterminer les caractéristiques morpho métriques, de déterminer l'apport de différentes fréquences, et également les débits maximums et les apports solides. ce qui constituera le premier volet du document.

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

Elle nous permet également, de définir le bilan hydrique, et de mettre en lumière les aspects fondamentaux de l'écoulement annuel saisonnier extrême.

Toutes les caractéristiques sont destinées au dimensionnement de la retenue et de ses ouvrages annexes, Par ailleurs, la fiabilité des résultats obtenus dépend fortement de la disponibilité des données observées sur le bassin versant.

III - 1- Caractéristique morphologiques de bassin versant :

Le bassin versant de la retenue est délimité à partir des cartes topographiques à 1/50.000^e (Figure N°01). Ces mêmes cartes ont servi comme base à la détermination des différents paramètres morphologiques ainsi qu'à l'élaboration de la courbe hypsométrique du bassin.

III – 1 – 1 – paramètres géométriques :

- **Surface :**

C'est le paramètre le plus important du bassin parce qu'il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques, elle est obtenue à l'aide du logiciel Mapinfo.

$$S = 6.64 \text{ km}^2$$

- **Périmètre :**

Il correspond à la longueur de l'imité extérieure du bassin, il est déterminé à l'aide d'un obtenue à l'aide du logiciel Mapinfo.

$$P = 12.75 \text{ km}$$

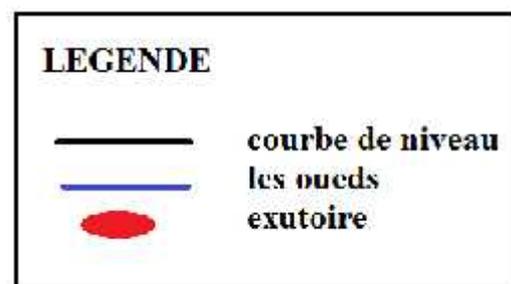
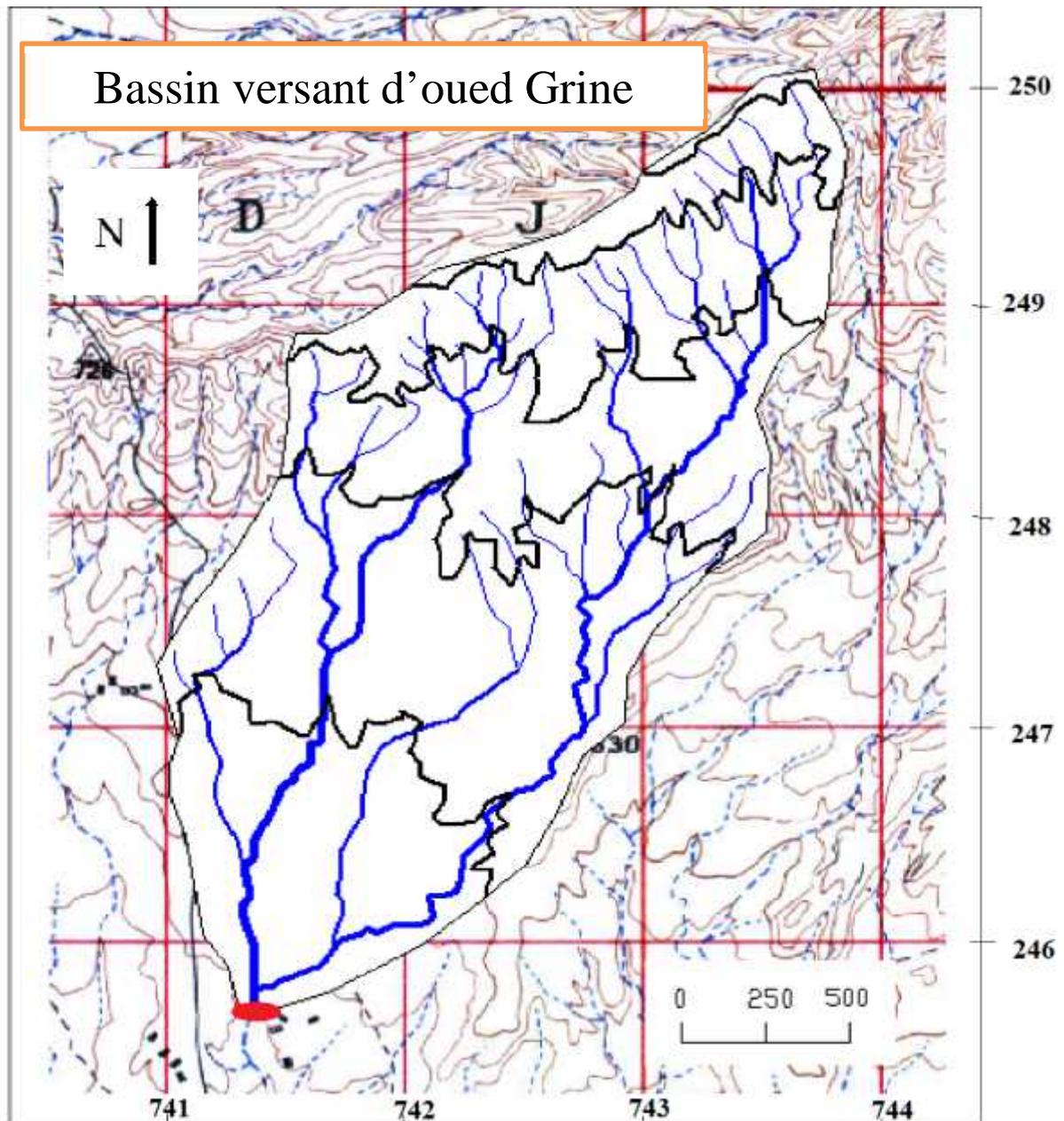


Figure .III.1 Bassin versant du l'oued Grine Echelle 1/25.000

III-1-2 Paramètres de forme [1]

- **Indice de compacité (Kc) :**

La forme du bassin versant est exprimée par l'indice de compacité, il est défini par le rapport

du périmètre P du bassin versant à celui d'un cercle ayant la même surface. donc un bassin versant de forme allongé ne réagira pas de la même manière qu'un autre de forme plus ramassé, et c'est pour ça que le temps de concentration est conditionné par la forme de celui-ci

$$K_C = \frac{P}{2\sqrt{A}} = 0.282 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots \dots \dots \text{III.1}$$

P : périmètre du B.V(m).

S : surface du B.V (km²).

Donc :
$$K_C = 0.282 \frac{12.75}{\sqrt{6.64}} = 1.4$$

$K_C > 1$ donc le bassin est allongé

- **Coefficient d'allongement**

Ce coefficient est obtenu par la relation :

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

L : longueur du talweg principal L = 5.58 Km

S : superficie du bassin versant. S = 6.64 Km²

$$Ca = 4.69$$

- **Les dimensions du rectangle équivalent**

Ce paramètre introduit par L. Roche en 1963, facilite la comparaison entre les bassins versants du point de vue de leur influence sur l'écoulement.

Il s'agit d'une transformation purement géométrique dans laquelle :

- le contour du bassin devient un rectangle de même périmètre ;
- les courbes de niveau sont des droites parallèles à la largeur du rectangle ;
- l'exutoire est un des petits côtés du rectangle.

Les dimensions du rectangle équivalent sont obtenues à l'aide des relations suivantes :

$$L = \frac{K_C \sqrt{S}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_C} \right)^2} \right] \dots \dots \dots \text{III.3}$$

$$l = \frac{K_C \sqrt{S}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_C} \right)^2} \right] \dots \dots \dots \text{III.4}$$

Avec :

- L : Longueur du Rectangle équivalent en Km ;
- l : Largeur du Rectangle équivalent en Km ;
- Kc : Indice de compacité ;
- S : Surface du B.V (km²).

Nous obtenons :

L = 5.15 Km l = 1.29 Km

La représentation du rectangle équivalent est donnée dans la page suivante (figure III.2)

Le rectangle équivalent :

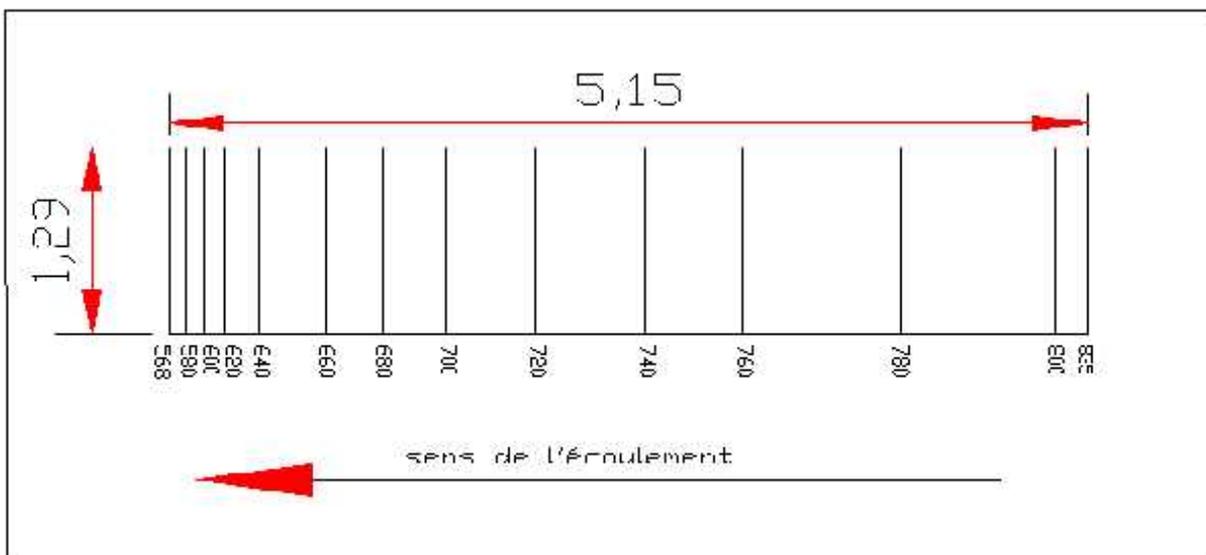


fig III.2 Rectangle équivalent

III-1-3) paramètres du relief : [1]

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures... etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques suivants.

III-1-3-1) La courbe hypsométrique :

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

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

Tableau N° III.01 : Répartition des tranches d'altitudes du bassin versant

Altitude (m)	Surface				Largeur de l'intervalle (m)
	Partials		Cumulus		
	S_i (km ²)	S_i ()	S_i (km ²)	S_i ()	
835-800	0,12	1.81	0.12	1.81	93.02
800-780	0,13	1.96	0.25	3.77	100.80
780-760	0,15	2.26	0.4	6.02	116.30
760-740	0,25	3.77	0.65	9.79	193.8
740-720	0,48	7.23	1.13	17.02	372.1
720-700	0,42	6.33	1.55	23.34	325.60
700-680	0,45	6.78	2	30.12	348.84
680-660	0,65	9.79	2.65	39.91	503.90
660-640	0,80	12.05	3.45	51.96	620.20
640-620	0,70	10.54	4.15	62.5	542.64
620-600	1,13	17.02	5.28	79.52	875.97
600-580	1,12	16.87	6.4	96.39	868.22
580-567	0,24	3.61	6.64	100	186.05
SOMME	6,64	100			

Altitudes caractéristiques

- **Altitude maximale et minimale**

La courbe hypsométrique, permet de déterminer les valeurs caractéristiques suivantes :

* **Altitude maximale (H_{max})** : l'altitude la plus élevée est de l'ordre de $H_{max} = 835$ m.

* **Altitude minimale (H_{min})** : l'altitude minimale est de l'ordre de $H_{min} = 567$ m.

La courbe hypsométrique :

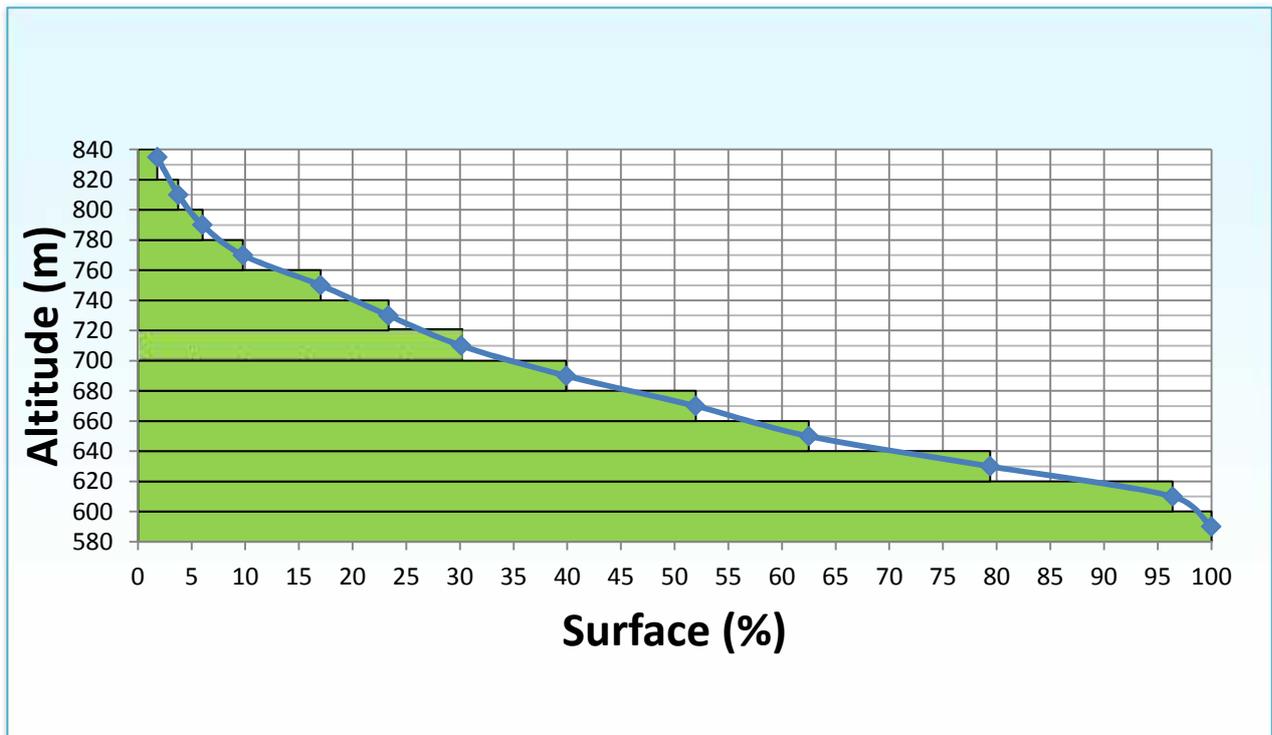


Figure III-3- Courbe et répartition hypsométrique du bassin versant

III-1-3-2 Les altitudes caractéristiques:

- **Altitude moyenne du bassin versant (H_{moy}) :**

la valeur de l'altitude moyenne du bassin versant peut être calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i \cdot H_i}{S} \dots\dots\dots (III.5)$$

Avec :

H_i : l'altitude partielle de bassin versant ;

S_i : la surface partielle des tranches d'altitude ;

S : la surface totale du bassin versant

Tableau III.02 : Résultats de calcul.

	H_i (m)	S_i (km ²)	$H_i * S_i$
835-800	817,5	0,12	98,1
800-780	790	0,13	102,7
780-760	770	0,15	115,5
760-740	750	0,25	187,5
740-720	730	0,48	350,4
720-700	710	0,42	298,2
700-680	690	0,45	310,5
680-660	670	0,65	435,5
660-640	650	0,80	520
640-620	630	0,70	441
620-600	610	1,13	689,3
600-580	590	1,12	660,8
580-567	570	0,24	136,8
SOMME			4346,3

Donc:

$$H_{moy} = \frac{4346.3}{6.64} = 654.6 \text{ m. NGA}$$

- **L'altitude médiane**

L'altitude médiane correspond à l'altitude 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 (Fig III.2) on a

$$H_{med} = 655 \text{ m}$$

III-1-3-2) La pente moyenne

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

Une valeur approchée de la pente moyenne est donnée par la relation suivante :

$$I_{moy} = \frac{H(0.5l_1+l_2+\dots+l_{n-1}+0.5l_n)}{S} \dots\dots\dots III.6$$

Avec : ΔH : dénivelée entre deux courbe de niveau consécutive en (m)

S : surface du bassin versant (Km^2)

L_i : longueur de la courbe de niveau d'ordre i (Km)

Tableau N°III.3 : Evaluation de la pente moyenne.

N°	Courbe	ΔH	Longeur(km)
1	600	50	3.65
2	650		5.53
3	700		5.8
4	750		3.8
5	800		1.01

La pente moyenne du bassin est :

$$AN: I_{moy} = 13.15 (\%)$$

III-1-3-3 Indice de pente

- **Indice de pente globale (I_g) (m/km) :**

L'indice de pente globale est déterminé, à partir de la courbe hypsométrique en éliminant les valeurs extrêmes, de manière à ne garder que 90% de l'aire du bassin versant. Cet indice est

calculé à l'aide de la formule suivante $I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots III.7$

D : Dénivelée simple H95% - H5%.

L : Longueur du rectangle équivalent (km).

Donc : $I_g = 35.72 \text{ m/ km} = 0.03572 \text{ m/ m}$

III.2.4.3) Indice de pente de roche (I_p) :

L'indice de pente de roche est défini par : $I_p = \frac{1}{L} \sum_i^n \sqrt{\alpha_i \beta_i}$ III.8

Avec : L : longueur Rectangle équivalent (m).

α_i : représente la fonction en % de la surface S_i comprise entre deux courbe de niveau voisines distantes β_i .

Tableau N° III-4) : les paramètres de calcule du I_p

ALTITUDE	i	i (m)	i i (m)	$\sqrt{\alpha_i \beta_i}$
835-800	0.0181	35	0.63	0.79
800-780	0.0196	20	0.39	0.62
780-760	0.0226	20	0.45	0.67
760-740	0.0376	20	0.75	0.87
740-720	0.0723	20	1.45	1.20
720-700	0.0632	20	1.26	1.12
700-680	0.0678	20	1.36	1.17
680-660	0.0979	20	1.96	1.4
660-640	0.121	20	2.42	1.55
640-620	0.105	20	2.1	1.45
620-600	0.170	20	3.4	1.84
600-580	0.169	20	3.38	1.83
580-567	0.0361	11,2	0.4	0.63
SOMME	1			15.22

Nous obtenons :

$$I_p = \frac{15.22}{5150} = 0.21$$

III.2.4.4) Indice de pente moyenne I_{pm}

Cet indice est calculé selon la formule suivante :

$$I_{pm} = \frac{H}{S} = \frac{H_{max} - H_{min}}{S} \dots\dots\dots III.9$$

Avec : H_{max} : altitude maximale observée sur le bassin versant (m)

H_{min} : altitude minimale observée sur le bassin versant (m)

S : surface du bassin versant (Km²)

AN : 103.3 (m/km)

III-2 Caractéristiques hydrographiques du bassin [1]

- **Dénivelée spécifique (D_s) :**

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 tout le bassin quel que soit sa surface.

Elle est donnée par la formule :

$$D_s = I_g \bar{S} \dots\dots\dots\text{III.10}$$

Avec : D_s : dénivelée spécifique (m)

I_g : indice de pente globale (m/ km) S :

surface du bassin versant (km^2)

Donc : $D_s = 35.72 \times \frac{6.64}{1} = 92.04$

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

Classe	Nature du relief	Dénivelé spécifique
R1	Relief très faible	$D_s < 10$ m
R2	Relief faible	$10 < D_s < 25$ m
R3	Relief assez faible	$25 < D_s < 50$ m
R4	Relief modéré	$50 < D_s < 100$ m
R5	Relief assez fort	$100 < D_s < 250$ m
R6	Relief fort	$250 < D_s < 500$ m
R7	Relief très fort	$D_s > 500$ m

Selon le tableau N° 04, Notre bassin versant présente un relief modéré (R4), car : **$D_s = 92.04$ m**

III.2.1) Les caractéristiques du réseau hydrographiques [1]

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin, Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes, et selon la classification de Schaum, qui dit « Est d'ordre (x+1), tout tronçon de cours d'eau, forme par la réunion de deux 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.

Tableau N° 06 : classification des thalwegs selon SCHUM :

Ordre (x)	Nombre N_i	Longueur L_i (Km)	Longueur moyenne L_i (Km)
1	36	15.30	0.42
2	22	8.49	0.38
3	8	6.88	0.86
4	01	1.77	1.77
TOTALE		32.44	

La représentation de Schaum sur notre bassin versant est fournie dans la figure III.3

- **La 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 y a un embranchement et par extension du dernier jusqu'à la limite topographique du bassin versant. Si les deux segments à l'embranchement sont de même ordre, on suit celui qui draine la plus grande surface, d'après le plan topographique et à l'aide d'un curvimètre la longueur du cours d'eau principale est :

$$L=5.58 \text{ km}$$

La classification hydrographique selon chôme

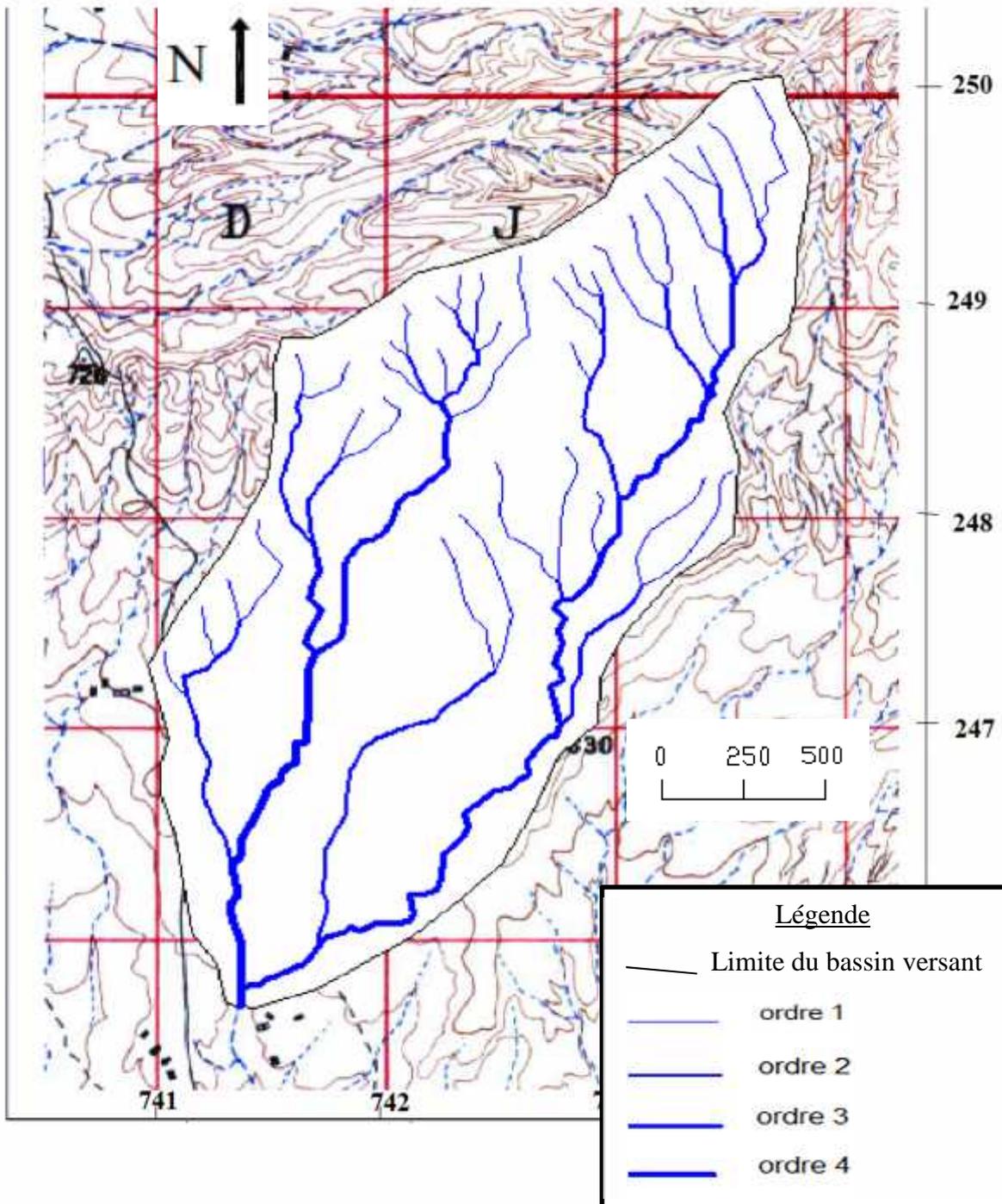


Figure III-4) Le réseau hydrographique du l'oued Grine. Echelle 1/25.000

- **Le profil en long :**

Pour tracer le profil en long d'un oued, on porte sur un graphique :

- en abscisses, la distance des points.
- en ordonnées, les altitudes des points.

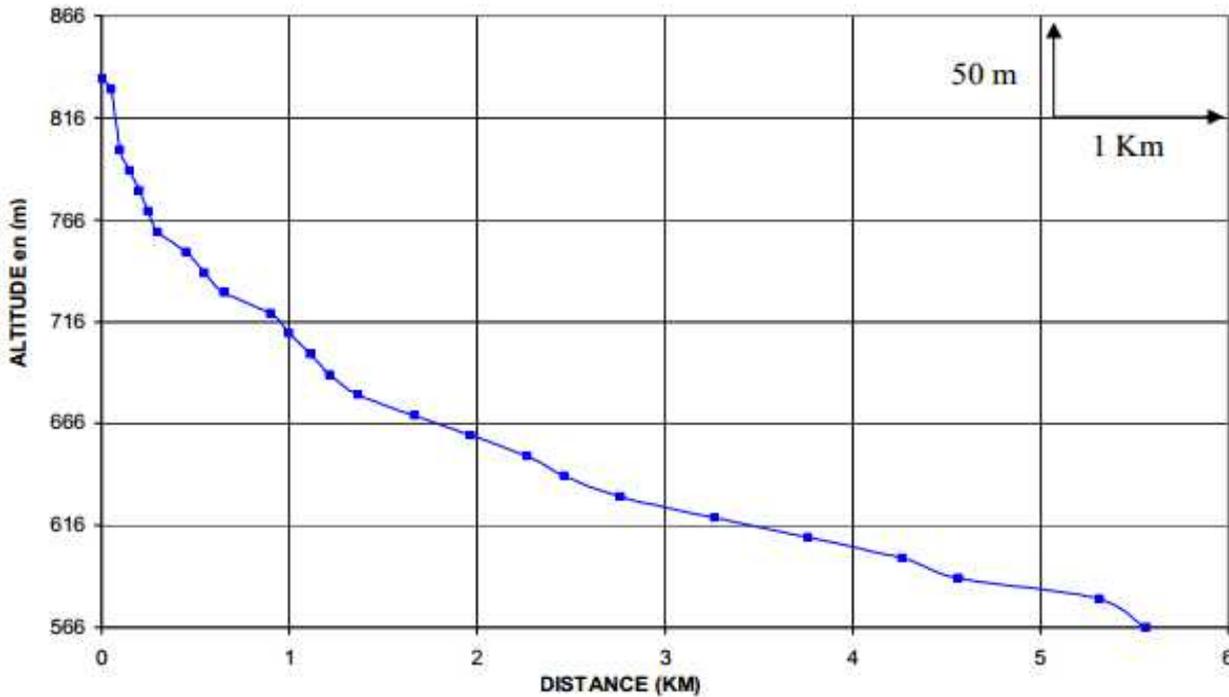


Figure N°III.5: profil en long d'oued GRINE

- **la densité de drainage**

C'est le rapport entre la longueur totale de tous les cours d'eau et la superficie du bassin versant, elle peut donner un aperçu sur la lithologie du bassin versant et permet de comparer l'écoulement superficiel au niveau de plusieurs bassins. Elle est donnée par la relation suivante :

$$\text{Avec } D_d = \frac{L_l}{S} \text{ (Km / Km}^2\text{)} \dots\dots\dots\text{III.11}$$

L_l : Longueur totale des thalwegs du BV (32.44 Km).

S : Surface du BV, soit 6.64km²

Donc :

$$D_d = \frac{32.44}{6.64} = 4.48 \text{ (km/km}^2\text{)}$$

III.2.5.4.3 Coefficient de torrentialité (CT)

Sa détermination donne une idée sur la densité de drainage d'ordre <1>, c'est un facteur multiplicatif de (Dd) qui indique l'érodabilité du bassin versant.

$$CT = F_1 \cdot Dd \dots\dots\dots \text{III.12}$$

CT: Coefficient de torrentialité.

Dd : densité de drainage (Km/Km²)

F₁ : Densité des thalwegs d'ordre « 1 » ; c'est le rapport du nombre de thalweg d'ordre 1 à la surface du bassin versant.

$$F_1 = \frac{N_1}{S}$$

N₁ : Nombre des thalwegs élémentaires d'ordre 1

A : Superficie du bassin versant. (km²)

$$F_1 = \frac{36}{6.64} = 5.42 \text{ m}^{-2} \qquad CT = 5.42 \times 4.88 = 26.45$$

- **Le temps de concentration**

Le temps de concentration t_c des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier, il est calculé par les formules suivantes :

- **Formule de KIRPICH (1940) :**

$$T_c = 0,0195 \cdot L_p^{0,77} \cdot i_{\text{moy}}^{-0,385} \dots\dots\dots \text{(III.15)}$$

Avec :

L : longueur hydraulique de la limite amont du bassin jusqu'à l'exutoire (en mètre).

I : pente moyenne du bassin versant (en m/m).

t_c : temps de concentration (en minutes)

A.N :

$$T_c = 0,6615 \cdot 5.58^{0,77} \cdot 0,13^{0,385} = 2.5 \text{ heure}$$

Les résultats de différentes méthodes sont présents dans le Tableau suivant (Tableau III.5).

Tableau III.07 : Temps de concentration.

Formule	T _c (heure)
KIRPICH	2.25

Pour des raisons de sécurité, on opte à la formule de KIRPICH car elle nous donne une valeur du temps de concentration la plus proche de la moyenne des autres formules c'est-à-dire :

T_c = 2.25 heure

- **Vitesse moyenne de ruissellement**

Elle est donnée par l'expression suivante : $V_R = \frac{L}{T_c}$ III.16

Avec :

L_p = longueur de talweg principal = 5.58 km

T_c = le temps de concentration = 2.25 heures

Nous obtenons : $V_R = 2.17 \text{ km/h.}$

- **coefficient de sinuosité**

Ce coefficient est donné par la formule suivant :

$$C_s = \frac{L_d}{L_p} \dots\dots\dots\text{III.17}$$

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

L_p : longueur de talweg principale

$$C_s = 0.7$$

Toutes ces valeurs sont consignées dans le Tableau N°III.06

Tableau N°III.06 : Caractéristiques de bassin versant

DÉSIGNATION		SYMBOLE	UNITÉS	VALEUR
Superficie		S	km ²	6.64
Périmètre		P	Km	12.75
Longueur du thalweg principal		L	Km	5.58
Indice de compacité		K _C		1,4
Coefficient d'allongement		K _P		4.69
Rectangle équivalent	longueur	L _r	Km	5.15
	largeur	l _r	Km	1.29
Altitudes	maximale	H _{max}	M	835
	moyenne	H _{moy}	M	654
	médiane	H _{med}	M	0.7
	minimale	H _{min}	M	567
Indice de pente de Roche		I _p	m/Km	0.21
Indice de pente globale		I _g	m/Km	35.72
Indice de pente moyenne		Im	m/Km	103.3
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	4,48
Coefficient de torrentialité		C _t	Km ⁻³	26.45
Temps de concentration		T _c	H	1,14
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	4.9
Coefficient de sinuosité		C _S		

III.3) Caractéristiques climatiques :**Tableau N° 08 : les caractéristiques géographiques de la station de BARIKA :**

Station	code	Cordonnées			Période d'observation
BARIKA	05-15-01	LATITUDE	LONGITUD	ALTITUDE	20 ans de 1988 à 2008
		05° 20' E	35° 21' N	456 (m)	

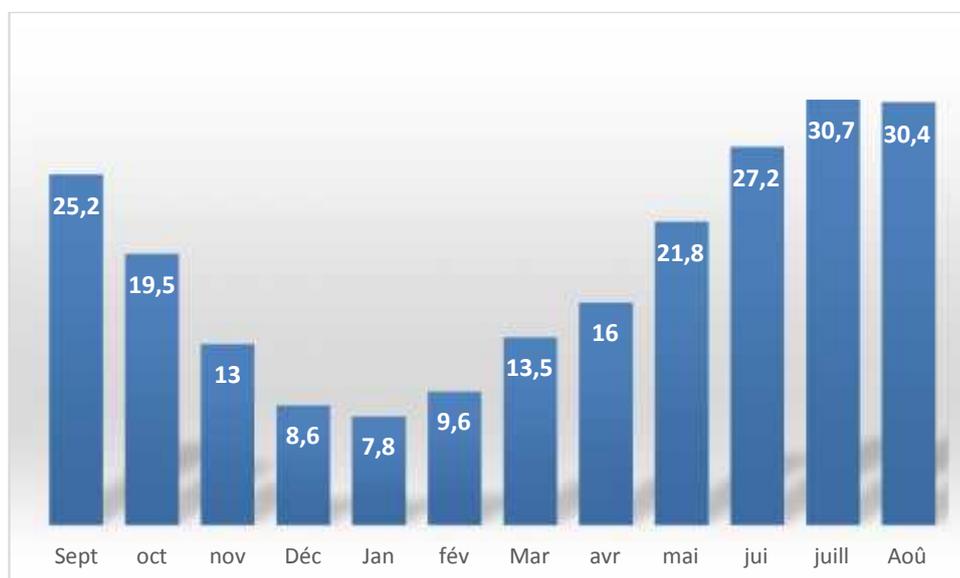
(Source:ANRH)

III.3.1) Température de**L'air :****Tableau N° 09 : Répartition mensuelle de la température.**

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	JU	A	MOY
Températures moyennes C°	25.2	19.5	13	8.6	7.8	9.6	13.5	16	21.8	27.2	30.7	30.4	18.60

(Source : ANRH)

Le tableau N° 09 montre que la température moyenne annuelle est égale à 18.60 C° sur une période de 20 ans, Le minimum moyen est 7.8 C° en hiver (janvier) et Le maximum moyen est 30,7 C° en été.

**Figure III-6-** Répartition mensuelle de la température en C°

III.3.2) L'humidité relative :

L'humidité relative est le rapport entre la pression partielle de la vapeur d'eau dans l'air, et le degré de saturation à la même température. d'après les relevés de la station de Barika ; L'humidité relative est moyenne et varie d'un mois à un autre durant toute l'années.

Tableau N°10 : Humidité relative station :

Mois	Sept	Oct	nov	Déc	Jan	fév	Mar	avr	mai	jui	juill	Aoû	Moy
H %	48	55	64	70	69	64	54	46	41	34	30	32	51

(Source: ANRH)

L'humidité moyenne annuelle est de 51 % celle du maximum est 70 % (mois de décembre) alors que l'humidité minimale est de 30 % relevée durant le mois de juillet. Ces valeurs de l'humilité témoignent du caractère semi-aride de la région. Le Tableau N°10 présente les valeurs moyennes de la station de Barika.

III.3.3) l'évaporation:

La connaissance du bilan d'eau d'une région consiste à évaluer la répartition des précipitations entre l'écoulement, l'infiltration et l'évapotranspiration. L'évaporation est définie, comme étant une restitution de l'eau sous forme de vapeur de la surface terrestre à l'atmosphère. Cette notion englobe aussi la lame d'eau évaporée à partir du sol. Elle est donc un élément très important pour l'établissement du bilan hydrique, et dépend de plusieurs paramètres : la température, les précipitations, l'humidité de l'air

Tableau N°11: Evaporation:

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	fév	Mar	Avr	Mai	jui	Juill	Aoû	Moy
E (mm)	203.5	158.3	91.7	81.8	83.7	101.4	173.2	232.7	267.1	337.2	358.3	288.8	198,1

(Source: ANRH)

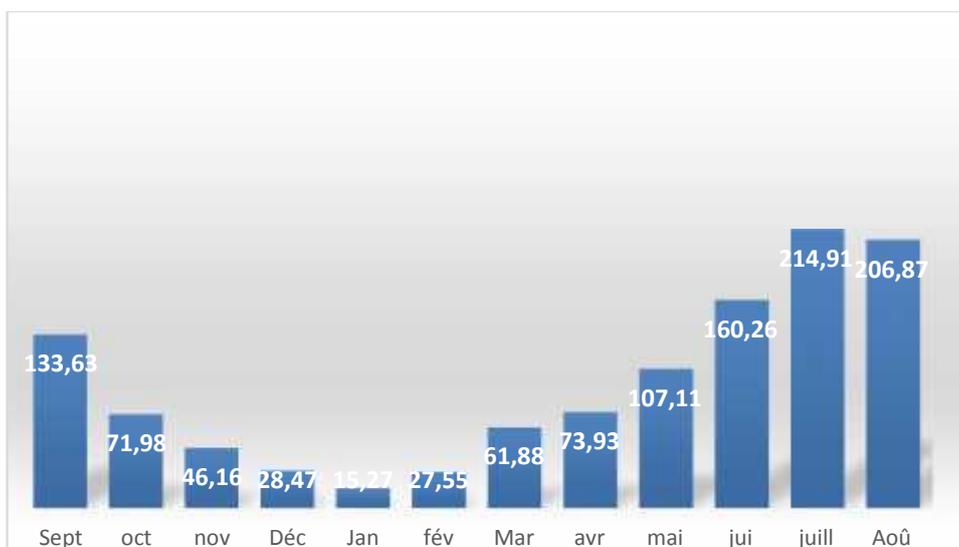


Figure III-7- Répartition mensuelle de l'évaporation en mm

III.3.4) Insolation:

Tableau N° 12 : l'insolation moyenne mensuelle en (heures) :

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	fév	Mar	Avr	Mai	jui	Juill	Août	Moy
INSO (heur)	80.3	75.2	66.9	60.7	65.9	77.3	82.4	99.4	102.2	106.5	110.9	107.4	86.3

(Source : ANRH)

A partir de ces données on peut conclure que :

Le mois le plus chaud (juillet) ayant une durée d'insolation moyenne mensuelle la plus élevée

110.9 h

III.3.5) le vent :

Tableau N° 13 : les intensités moyennes mensuelles des vents :

Mois	sep	oct	nov	déc	Jan	fév	mar	avr	mai	jun	juil	août	Moy annuelle
Vent m/s	4.48	3.45	3.28	3.47	3.17	3.7	4.34	4.5	4.9	5.5	5.05	4.4	4.18

(Source : ANRH)

La vitesse moyenne du vent durant les années d'observation est de l'ordre 4.18 m/s.

La vitesse maximale est enregistrée dans le mois de juin et est égale à 5.5 m/s.

La vitesse minimale est observée durant le mois de janvier avec 3.17 m/s.

III.3.6) Pluviométrie

III.3.6.1) les précipitations :

On entend par précipitations la hauteur de la lame d'eau recueillie par le pluviomètre, quel que soit l'origine de cette eau, pluie, neige, grêle, ou autre forme de condensation. La connaissance des régimes pluviométriques dans la région nécessite des observations pluviométriques que été enregistrée par la station la plus proche de la région d'étude, notre cas en prendra les valeurs mesurées a la station de Barika.

Tableau N° III-14- Répartition mensuelle des pluies moyenne interannuel

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	JU	A	P(mm)
P(mm)	35,0	24,9	31,3	24,6	22,8	27,1	37,7	30,4	27,7	19,5	7,3	15,8	304,0
	11,5	8,2	10,3	8,1	7,5	8,9	12,4	10	9,1	6,4	2,4	5,2	100

(Source : ANRH)



Figure III-8- Les pluies moyennes mensuelles en mm

III.3.4.2) 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.

Les paramètres statistiques de l'échantillon sont obtenus à l'aide du logiciel HYFRAN :

Tableau III-15 : Paramètres caractéristiques de l'échantillon

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=33} Xi$	1510.3mm
la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=29} Xi}{n}$	40.82mm
L'écart type « s_x » ; Pour $n > 30$ ans	$s_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{29} (X_i - 34.32)^2}{42}}$	19.9 mm
Coefficient de variation « C_v » :	$C_v = \frac{s_x}{\bar{X}}$	0.494
L'exposant climatique :	$b=0.22$	

Remarque :

L'exposant climatique pour notre région ($b=0.35$) est donné par l'ARNH.

III.4 Ajustement des pluies maximales journalières :

On effectue l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel (doublement exponentielle) et loi de Galton (log normale) à l'aide de logiciel « Hyfran », avec une comparaison des graphes des droites de régression obtenues par les deux lois d'ajustement.

Les caractéristiques des échantillons, les tests d'adéquation des lois ainsi que l'homogénéité sont déduits directement du logiciel.

III.4.1 : Choix de la loi d'ajustement.

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, 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. Toutefois, 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.

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

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

III.4.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots(III.18)$$

Tel que : $y = a (x - x_0)$

Avec : $1/a$: la pente de la droite de GUMEL

y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : ordonnée à l'origine en (mm)

On peut écrire : $y = - \ln (- \ln (F (x)))$

Avant de procéder à l'ajustement il faut 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.

$$F (x) = \frac{m - 0 .5}{n} \dots\dots\dots(III.19)$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations (37)

- calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :
 $y = - \ln (- \ln (F(x)))$

- calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x_0 »

- représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier GUMBEL

Les résultats des ajustements par la loi de « GUMBEL » des pluies maximales journalières a été fait par le logiciel **Hyfran** pour les différentes périodes de retour sont donnés dans le tableau N°III.16.

Le tracé des droites est représenté sur papier GUMBEL comme la figure N°III.10.

- Gumbel (Méthode des Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations : 37

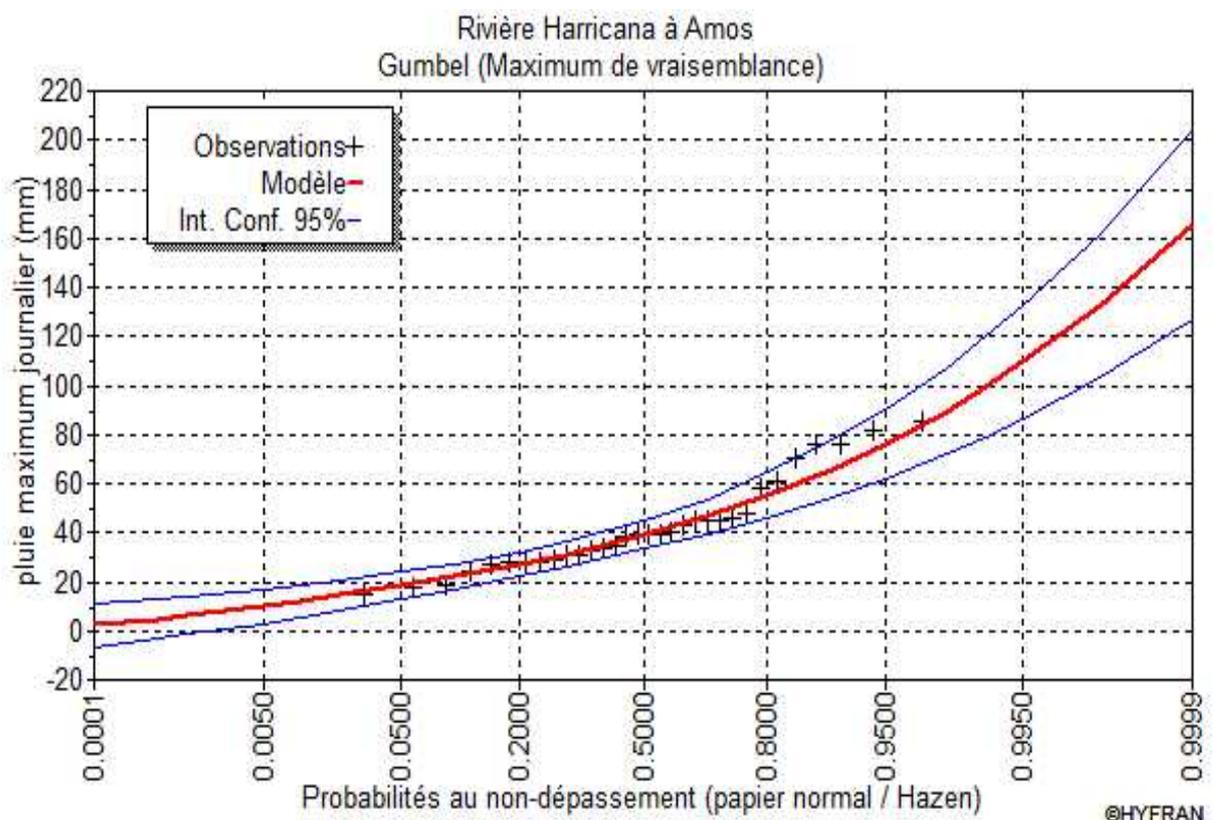
Paramètres:

U 33.8431

Alpha 14.2804

Quantiles $q = F(X)$ (probabilité au non dépassement) $T = 1 / (1-q)$ **Tableau n°III.16 : résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel**

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Xt en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
1000.0	0.9990	132	14.9	103 – 162
200.0	0.9950	109	11.8	86.4 – 133
100.0	0.9900	99.5	10.4	79.2 – 120
50.0	0.9800	89.6	9.03	71.9 – 107
20.0	0.9500	76.3	7.24	62.1 - 90.5
10.0	0.9000	66.0	5.90	54.4 - 77.5
5.0	0.8000	55.3	4.58	46.3 - 64.2

**Figure N°III.9 : la droite de l'ajustement avec loi de Gumbel**

III.4.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale):

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale, comme le montre la figure (II – 2)

La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(III.20)$$

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

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

$$\text{Log } x(p\%) = \overline{\text{Log } x} + \sigma \cdot \text{Log } u(p\%)$$

$$\overline{\text{Log } X} = \frac{\sum_{i=1}^{37} \text{Log } X_i}{N} \dots\dots\dots(III.21)$$

les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « GALTON » sont résumées dans le tableau N°III.17 .

Le tracé des droites est représenté sur papier normal comme le Figure N°III.11.

- Log normale (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations : 33

Paramètres

Mu 3.57331

Sigma 0.519709

Quantiles

q = F(X) (probabilité au non dépassement)

$$T = 1 / (1 - q)$$

Tableau n°III.17 : résultat de l'ajustement à la loi de Galton.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Xt en (mm)	Ecart type	Intervalle confiance
1000.0	0.9990	178	36.9	105 – 250
200.0	0.9950	136	24.4	88.1 – 184
100.0	0.9900	119	19.8	80.5 – 158
50.0	0.9800	104	15.8	72.7 – 135
20.0	0.9500	83.8	11.1	62.1 – 105
10.0	0.9000	69.4	8.05	53.6 - 85.1
5.0	0.8000	55.2	5.51	44.4 - 66.0

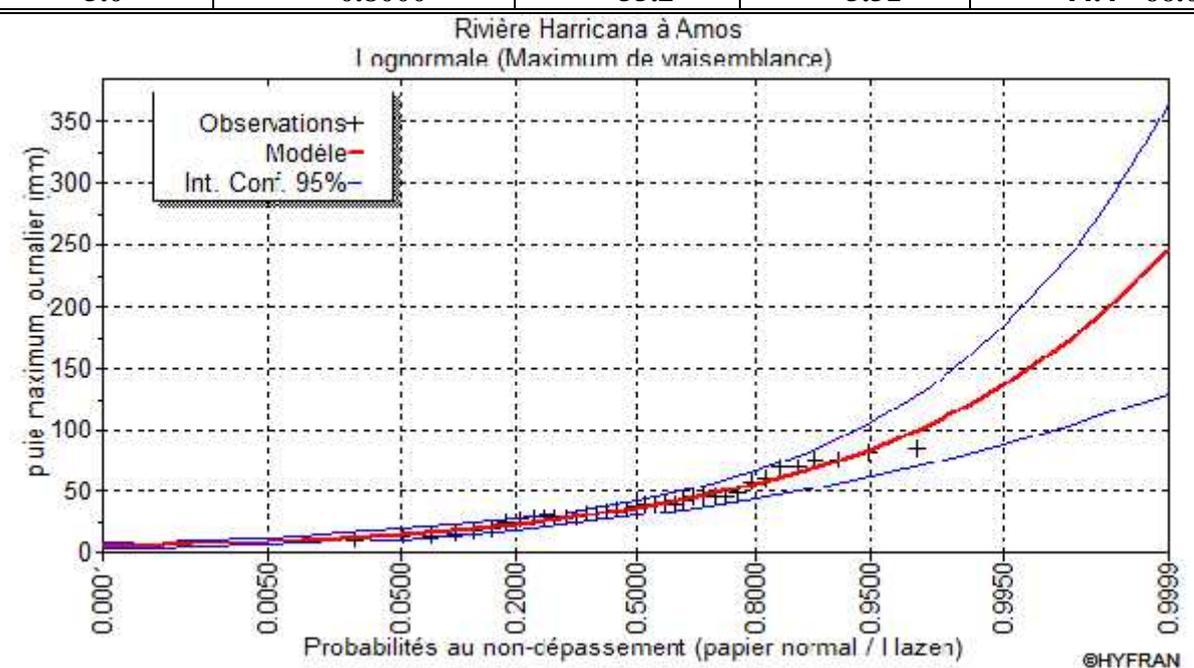


Figure N°III.10 : Droite de d'ajustement la loi de Galton.

Conclusion finale : d'après les résultats d'ajustement représenté sous forme des courbes et des tableaux on peut accepter aisément l'ajustement à une loi de Galton.

D'après les deux schémas et la comparaison effectuée par le logiciel HYFRAN on conclut que les pluies maximales journal suivent à la loi Galton car presque tous les points sont à l'intérieur l'intervalle de confiance et plus proche de la droite de HENRY

Tableau n°III.18 : Les pluies maximales journalières fréquentielle

période de retour (an)	1000	100	50	20	10
Fréquence	0,999	0.99	0.98	0.95	0.90
P_{max j} (mm)	178	119	104	83.8	69.4

III.4.4 - Pluies de courtes durées des différentes fréquences et leurs intensités [1]

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la loi de BODY.

$$P_{Ct} = P_{\max, j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (III.22)$$

P_{tc} : Pluie de courte durée de même fréquence que P_{max j} % (mm).

P_{max, j} : Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).

T: Temps en heures.

b : Exposant climatique (donnée) b = 0,3

Les résultats de calcul de P_{tc} et I₀ (intensité) sont donnés dans le tableau n°III.19.

Les courbes des intensités pour les différentes fréquences sont représentées par la Figure N°III.11.

Tableau n°III.19: Intensité pour les différentes fréquences

		Fréquence									
		0,999		0,99		0,98		0,95		0,9	
		$P_{\max t}$ (mm)	I_0 (mm/h)								
Temps (h)	0.2	62.09	310.43	41.51	102.54	36.28	181.38	29.23	146.15	24.21	121.03
	0.5	75.95	151.91	50.78	101.56	44.38	88.75	35.76	71.52	29.61	59.23
	1	88.47	88.47	59.14	59.14	51.69	51.69	41.65	41.65	34.49	34.49
	1.5	96.72	64.48	64.66	43.11	56.51	37.67	45.53	30.36	37.71	25.14
	1.72	99.68	57.95	66.64	38.74	58.24	33.86	46.93	27.28	38.86	22.59
	2	103.04	51.52	68.89	34.44	60.20	30.10	48.51	24.25	40.17	20.09
	3	112.65	37.55	75.31	25.10	65.82	21.94	53.04	17.68	43.92	14.64
	8	139.78	17.47	93.45	11.68	81.67	10.21	65.81	8.23	54.50	6.81
	12	152.82	12.74	102.17	8.51	89.29	7.44	71.95	6.00	59.58	4.97
	16	162.81	10.18	108.84	6.80	95.12	5.95	76.65	4.79	63.48	3.97
	20	171.00	8.55	114.32	5.72	99.91	5.00	80.51	4.03	66.67	3.33
24	178.00	7.42	119.00	4.96	104.00	4.33	83.80	3.49	69.40	2.89	

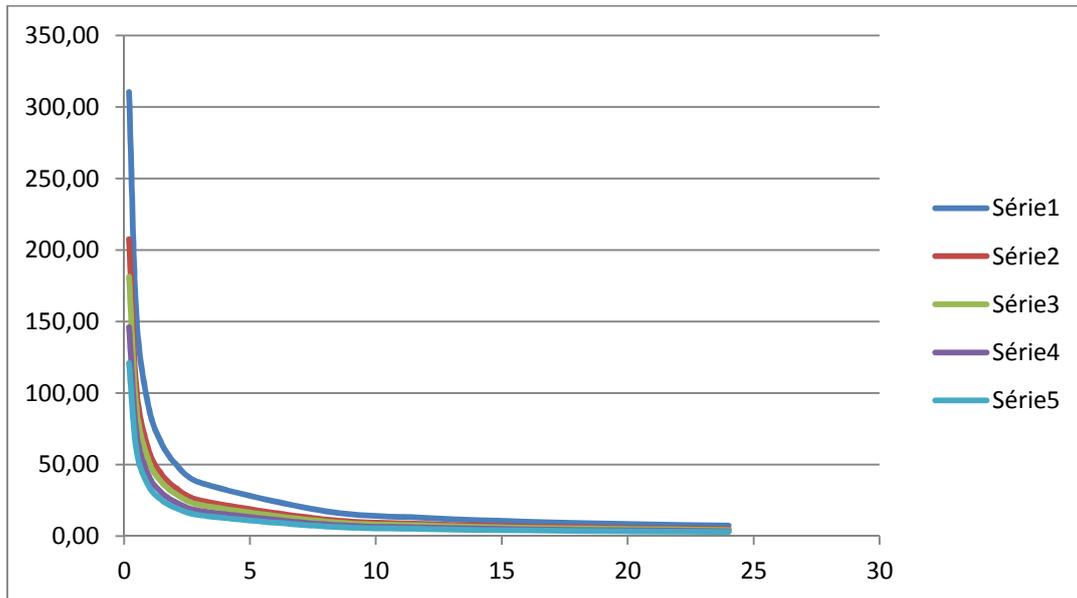


Figure III-11- Représentation des intensités en fonction de temps pour les différentes fréquences

III.5) Etudes des apports :

III-5-1 Apport liquides

III.5.1.1 Estimation de l'apport moyen annuel (A₀) : [2]

Compte tenu de l'absence de station hydrométrique dans le bassin versant et dans la région d'étude, les apports liquides sont déterminés par le biais des formules empiriques valables pour le Nord de l'Algérie

a) Formule de l'A.N.R.H :

On a :

$$A_{moy} = 0.915 \cdot P^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (III.23)$$

P : Pluie moyenne annuelle (mm).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

AN:

$$A_0 = 0.184 \text{ Hm}^3$$

$$Le = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots (III.24)$$

AN : $Le = 9.51 \text{ mm}$

b) Formule de Mallet – Gauthier :

$$L_e = 0,6 \cdot P_{\text{moy}} (1 - 10^{-0,36 \cdot P_{\text{moy}}^2}) \dots\dots\dots \text{(III.25)}$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [m] ;
 L_e : lame d'eau écoulée en [m].

A.N :

$$L_e = 0,0135\text{m} \qquad A_0 = L_e \cdot S = 0.089 \text{ Hm}^3$$

$$L_e = 13.5 \text{ mm}$$

c) Formule de MEDINGEER:

On a:

$$L_e = 1,024 (P_{\text{moy}} - 0.26)^2 \dots\dots\dots \text{(III.26)}$$

L_e : lame d'eau écoulée (mm).
 P : Pluie moyenne annuelle (m).

AN : $L_e = 1.89 \text{ mm}$

On a encore :

$$A_0 = L_e \cdot S$$

Soit :

$$A_0 = 0.013 \text{ Hm}^3$$

d) Formule de SAMIE :

$$L_e = P_0^2 (293 - 2.2 \sqrt{S}) \dots\dots\dots \text{(III.27)}$$

$$L_e = 26.55 \text{ mm}$$

$$A_0 = L_e \cdot S$$

Soit : $A_0 = 0.19 \text{ Hm}^3$

e) Formule de Derie II :

On a :

$$A_0 = 0.513 \cdot P^{2.603} \cdot D_d^{0.5} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots \text{(III.28)}$$

P : Pluie moyenne annuelle (mm).²
 S : Superficie du bassin versant (Km²).
 D_d : Densité de drainage (Km/Km²)

Soit : $A_0 = 0.198 \text{ Hm}^3$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau n°III.20 :

Tableau n°III.20 : Récapitulatif des résultats

FORMULE	A_0 (M M ³)
ANRH	0.184
Derie II	0.198
SAMIE	0.176
Mallet – Gauthier	0.089

Conclusion:

D'après ces résultats on opte l'apport moyen annuel donné par la formule de qui SAMIE nous parait la plus réaliste et plus récente car elle est proche la valeur moyenne.

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

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

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

Tableau III.21 Répartition mensuelle de l'apport moyen.

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	jan	fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
P (mm)	35,0	24,9	31,3	24,6	22,8	27,1	37,7	30,4	27,7	19,5	7,3	15,8
P (%)	11,5	8,2	10,3	8,1	7,5	8,9	12,4	10	9,1	6,4	2,4	5,2
Apport mensue	2,024	1,443	1,813	1,43	1,320	1,566	2,182	1,760	1,60	1,126	0,42	0,915
Apport mensuel (%)	11,5	8,2	10,3	8,1	7,5	8,9	12,4	10	9,1	6,4	2,4	5,2

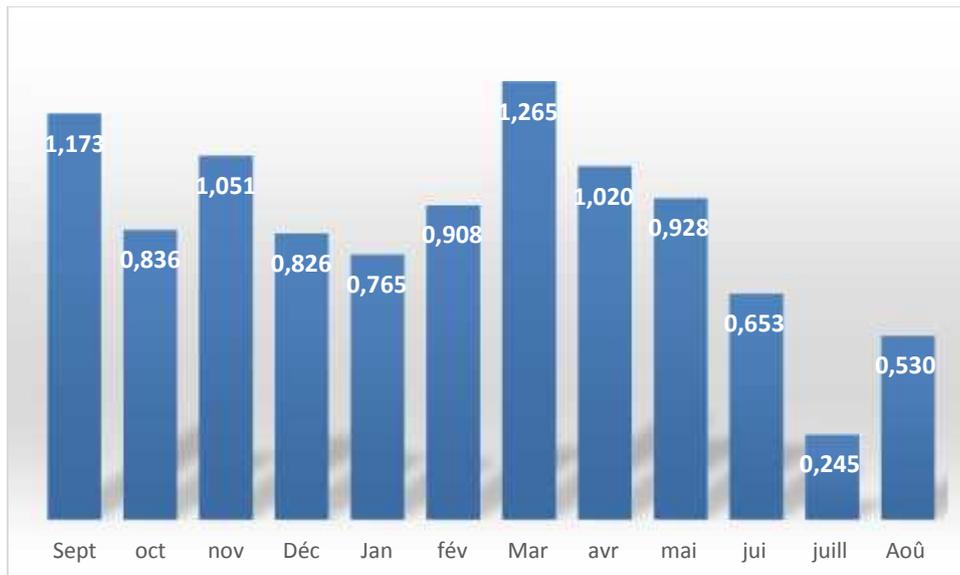


Figure III-13- Répartition mensuelle de l'apport moyen.

III.5.2 Caractéristiques de l'écoulement :

a) Module de l'écoulement :

Il est donné par : $Me = A_0 / T$ (III.29)

A_0 : Apport moyen annuel (mm).

T : Temps d'une année en secondes $T = 3.1536.10^7$ s

AN :

Me=5.58 l/s

b) Module de l'écoulement relatif :

On a : $Mer = Me / S$ (III.30)

Me : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km²).

AN :

Mer=0.841 l/s/Km²

c) Lamme d'eau écoulée :

$Le = A_0/S_{BV}$ (III.31)

AN :

Le=26.51 mm

d) Coefficient de l'écoulement:

Il est donné par : $Ce = Le / P_{moy}$

AN :

Ce=0.09

III.5.3 Coefficient de variation :

Pour le calcul du coefficient de variation Cv, et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques.

A. Formule de SOKOLOVSKY :

$$Cv = 0.78 - 0.29 \log q - 0.063 \log (S + 1) \dots \dots \dots (III.32)$$

q : Module de l'écoulement relatif

S : Superficie du bassin (Km²)

AN :

$$Cv=0.75$$

B. Formule Algérienne de N.N PADOUM:

Cette formule donne de bons résultats de l'estimation du coefficient de variation de l'apport annuel et en plus elle est établie à partir d'une analyse statistique de 42 oueds de l'Algérie du nord cette relation s'écrit comme suit :

$$Cv=0.93 K / M_0^{0.23} \dots \dots \dots (III.33)$$

Avec : K : coefficient de réduction K= (0.25-1.00) on prend K=0.55

M₀ : module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).

AN :

$$Cv = 0.53$$

C. Formule de L'ANTONOV :

$$Cv = 0.7 / (S + 1000)^{0.097} \dots \dots \dots (III.34)$$

AN:

$$Cv = 0.36$$

D. Formule de KRISTEKLY MENKEL:

$$Cv = 0.83 / (S^{0.06} \cdot q^{0.27})$$

q : module de l'écoulement relatif

AN :

$$Cv=0.58$$

Tableau N°III.22: Récapitulatif des Cv

LA FORMULE	LE COEFFICIENT DE VARIATION CV
SOKOLOVSKI	0.75
ANTONOV	0.36
KRISTEKLY MENKEL	0.70
Algérienne de N.N PADOUM	0.53

On opte pour la formule Algérienne de N.N. PADOUM, car elle nous donne une valeur de coefficient de variation plus proche de la moyenne, c'est-à-dire que $Cv = 0,53$

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 :

$$A\% = \frac{A_0}{\sqrt{Cv^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(CV + 1)}} \dots\dots\dots (III.35)$$

A% : Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss.

A_0 : Apport moyen annuel (Hm^3).

Cv : Coefficient de variation. 0.51

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau N°III.23.

Tableau N°III.23: les apports fréquentiels

PÉRIODE DERETOUR(AN S)	5/4	10	20	50	100	1000
Fréquence P (%)	80	10	5	2	1	0,1
variable de Gauss	-0,84145	1,28229	1,64308	2,05046	2,32723	3,15954
Apport (Mm^3)	0.102	0.293	0.351	0.43	0.493	0.745

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : $A_{80\%} = 0.102 Mm^3$

Remplissage garanti de 8 années sur 10.

III.5.3.1. Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel:

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a donc :

Tableau N°III.24: Répartition mensuelle des apports

Mois	Sep	Oct	Nov	déc.	jan	Fév	mars	avr	mai	juin	juil	aoû
Pluies mensuelle (%)	11,5	8,2	10,3	8,1	7,5	8,9	12,4	10	9,1	6,4	2,4	5,2
A(Mm3)	0,020	0,014	0,018	0,014	0,013	0,016	0,022	0,018	0,016	0,011	0,004	0,009
A80%(Mm3)	0,012	0,008	0,011	0,008	0,008	0,009	0,013	0,010	0,009	0,007	0,002	0,005

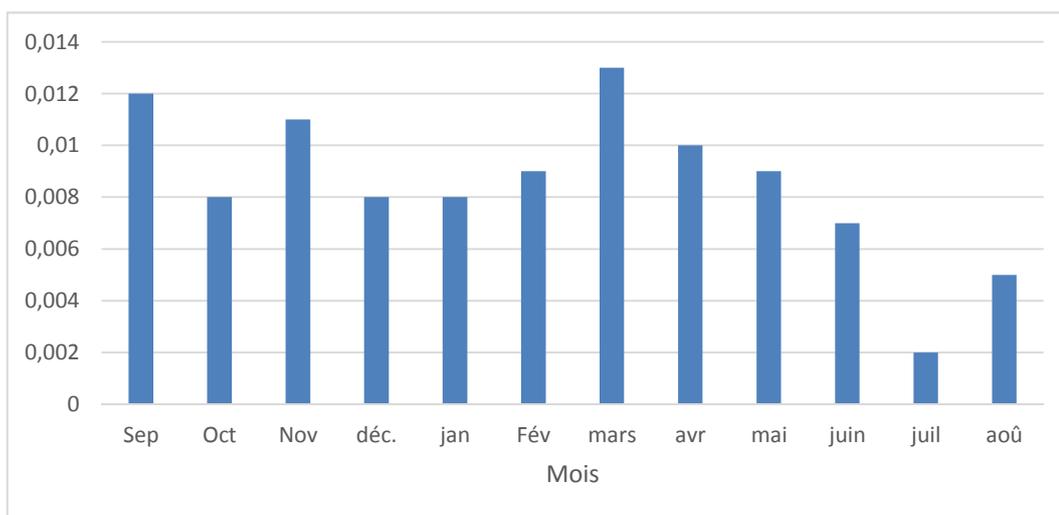


Figure III-14- Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

III-5-4 Les apports solides [2]

L'évaluation de l'envasement est indispensable dans de tels cas pour que le dimensionnement du barrage soit plus fiable vis-à-vis sa durée de vie.

Le volume mort est évalué par plusieurs formules :

a) Formule de TIXERONT

Cette formule a été établie à partir de 32 bassins versants Algériens et 09 bassins tunisiens pour des durées comprises entre 02 et 22 ans, elle tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité.

$$T_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \dots\dots\dots (III.36)$$

Avec T_s : Transport solide en (t/Km²/ans).

L_e : Lame d'eau écoulée.

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, $\alpha=350$.

$$T_s = 572.24 \text{ t/Km}^2/\text{ans}$$

b) Formule de Fournier

Le transport solide est donnée par la formule suivante :

$$E_s = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_a} \right)^{2.65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0.46} \dots\dots\dots (III.37)$$

Avec : E_s : érosion spécifique (t/Km²/an)

P_m : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (mm).

$P_m = 24$ mm.

P_a : Pluie moyenne annuelle (mm) $P_a = 304$ mm.

$h = 45\% (H_{max} - H_{min})$ (m);

H_{max} : Altitude maximale = 835.00m.

H_{min} : Altitude minimale = 568 m.

S : Surface du bassin versant (km²) $S = 6.64$ Km².

$$E_s = 81,69 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

c) Formule de Grailovitch

Cette relation largement utilisée en Algérie, elle fait intervenir des caractéristiques physiques et un indice climatique du bassin versant.

$$T_0 = T_{sp} * G_{rm} \dots\dots\dots (III.38).$$

$$\text{Avec : } T_{sp} = T * P_{moy} * f * \sqrt{Z^3} \dots\dots\dots (III.39).$$

$$T = \sqrt{\frac{t}{10}} + 1 \dots\dots\dots (III.40).$$

$$G_{rm} = \frac{(\sqrt{P} + H_{moy})}{0.2(L+10)} \dots\dots\dots (III.41).$$

T_0 : taux d'abrasion (t/Km²/an).

T_{sp} : le taux de la production annuel des matériaux en (m³/km²/an).

G_{rm} : taux de rétention des sédiments produits par le bassin.

T : coefficient thermique.

Z : coefficient d'érosion relative en fonction de la description du bassin versant
 $Z = 0.3$ (source ANBT).

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm).

t : Température moyenne annuelle (°C). $t=18.6$ °C

P : Périmètre du bassin versant (Km). $P=12.75$ km.

L : Longueur du talweg principal (Km). $L=5.58$ km.

H_{moy} : Altitude moyenne (m). $H_{moy}=645.67$ m.

On trouve :

$$T = 1.5$$

$$T_{sp} = 229.6 \text{ Km}^2/\text{a}$$

$$G_{rm} = 1.4 \text{ t/m}^3$$

$$T_0 = 311.3 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

III-5-4-1 Calcul du volume mort

Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

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

Le volume est donné par la formule suivante :

$$Vm = \frac{EsT.S}{\chi_s} \dots\dots\dots (III.42)$$

Avec T : Durée de vie du barrage (20 ans);

γ_s : Poids spécifique des sédiments (1,6 t /m³);

S : Surface du bassin versant (6.64 Km²).

$$Vm = 6780,19 \text{ m}^3$$

a) Formule de Tixeront

Le volume mort est donné par la formule suivante :

$$V_m = (1.05 \div 1.10) \frac{Q_s * T}{\chi_s} \dots\dots\dots (III.43).$$

Avec : $Q_s = T_s * S \dots\dots\dots (III.44).$

Q_s : Le débit solide (t/an)

γ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\gamma_s = 1.6 \text{ t/m}^3$).

T : Durée de vie du barrage (20 ans).

Ts : Transport solide (t/Km²/an).

S : Surface du bassin versant (km²).

A.N : $Q_s = 3799.68(t/an)$ $V_m = 52245.67 m^3$

b) Formule de Grivilovitch

Les volume mort est donné par la relation ci-après :

$$V_m = \frac{T_0 * T * S}{\gamma_s} \dots\dots\dots (III.45).$$

Avec : $T_0 = T_{sp} * G_{rm}$

$$G_{rm} = \frac{(\sqrt{P} + H_{moy})}{0,2(L + 10)}$$

T_0 : taux d'abrasion (t/Km²/an). $T_{sp} = T \cdot P_{moy} \cdot \sqrt{Z^3}$

T : Durée de vie du barrage (20 ans). $\left[T = \sqrt{\frac{t}{10}} + 1 \right]$

S : Surface du bassin versant (Km²).

γ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\gamma_s = 1,6 t/m^3$).

A.N : $V_m = 25841,6 m^3$

Tableau III.25 : récapitulatif des résultats de calcul du volume mort.

Formule	Volume mort pour 20 ans (hm ³)
Méthode liée à l'érosion spécifique (Fournier)	0,0068
Tixeront	0,0522
Grivilovitch	0,02584

Pour des raisons de sécurité on opte pour le volume obtenu par la formule de T'ixeront donc le volume mort estimé à 20ans de service est **0.0522 hm³**.

III.6. Etude des crues [1]

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. La fréquence centennale (1%) est retenue pour le calcul de la crue de projet pour des raisons de sécurité et d'économie.

Pour des cas particuliers ou des biens d'équipements importants qui sont localisées à l'aval. Le choix d'une fréquence plus rare n'est pas exclu.

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

Les paramètres définissant une crue sont :

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

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul à cause d'absence des données.

a). Formule de GIANDOTTI :

$$Q_{max,p\%} = \frac{C S H_{tc,p\%} \sqrt{h_{moy} - h_{min}}}{4 \bar{S} + 1,5L_p} \dots\dots\dots (III.46)$$

Avec : S : Surface du bassin versant [Km²]. Travaillé capable

L_p : longueur du talweg principal [Km].

H_{moy} : Altitude moyenne [m].

H_{min} : Altitude minimale [m].

H_{tc,p%} : Lamme d'eau précipitée pour une probabilité et d'une durée égale au temps de concentration des eaux.

C : Coefficient topographique variant entre 66 et 166. On prend C = 116.

Tableau.III.26 : Résultats du calcul de la formule de GIANDOTTI :

Periode de retour	10	20	50	100	1000
H _{tcp%}	35.21	42.52	52,77	60.38	90.31
Q _{maxp%} (m ³ /s)	18.56	22.41	27,81	31.82	47.6

b). Formule de Mallet-Gauthier:

$$Q_{\max p\%} = 2K \log (1+20.P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \dots\dots\dots(\text{III.47})$$

Avec : P_{moy} : Pluie moyenne interannuelle (m).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

L : Longueur du talweg principal (Km).

K : Constante dépendant des caractéristiques géographiques et climatiques du bassin :

$$1 < K < 3 \text{ On prend } K = 2.$$

T : Période de retour (an).

Tableau.III.27 : Résultats du calcul de la formule de Mallet-Gauthier

Periode de retour	10	20	50	100	1000
Q _{maxp%} (m ³ /s)	24.42	27.72	31,55	34.16	41.69

c). Formule de POSSENTI

$$Q_{\max p\%} = \frac{\mu P_{\max j\%} S}{L_p} \dots\dots\dots(\text{III.48})$$

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

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

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

Tableau.III.28 : Résultats du calcul de la formule de POSSENTI :

Per de retour	10	20	50	100	1000
P _{max p%}	65.41	76.1	90,1	101	139
Q _{maxp%} (m ³ /s)	52.03	58.28	66,40	72.47	92.82

a. Formule de Sokolovsky

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max p\%} = 0,28 \frac{(X_{p\%t_c} - H_0) r_{p\%} \cdot S \cdot f}{t_m = t_c} \dots\dots\dots(\text{III.49})$$

$p\%$: coefficient de ruissellement pour la crue probable

$$r_{p\%} = \frac{\sqrt{Xtc} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{Xtc} + \sqrt{H_0}} \dots\dots\dots(III.50)$$

S : Surface du bassin versant en Km²

f : Coefficient de forme de la crue

T_c : Temps de concentration du bassin versant en h

$X_{p\%, tc}$: précipitation en mm, de probabilité $p\%$ correspondant à un temps t_c .

H_0 : la perte d'eau initiale. Au nord d'Algérie $H_0 = (7-14)$ mm

0.28 : coefficient de changement d'unité

Le coefficient de forme de la crue peut être calculé par la formule :

$$f = \frac{12}{4 + 3x} \dots\dots\dots(III.51)$$

Pour $S \leq 50km^2$ on a $\gamma = 3$

- Pour des petits bassins non boisé, sol peu perméable, on a $x = 2 \div 2.5$
- Pour bassin boisé, sol perméable on a $x = 3 \div 4$

Dans notre cas ($x=3$) Donc ($f=0.92$)

on prend $H_0=7$ mm.

Tableau III.29 valeurs de $p\%$

Per de retour	10	20	50	100	1000
Ptcp%	35.21	42.52	52,77	60.38	90.31
$p\%$	0.383	0.423	0,466	0.492	0.564
Qmaxp%(m3/s)	7.42	10.31	14,64	18.03	32.28

Tableau III.30 récapitulatif des résultats de débit de crue.

Per de retour	10	20	50	100	1000
MALLET- GAUTHIER	50,03	41,00	37,86	33,26	29,30
POSSENTI	58.367	67.917	80.412	90.139	124.054
SOKOLOVSKY	32,28	28,03	17,64	10,31	7,42
GIANDOTTI	47,60	31,82	27,81	22,41	18,56
Moyenne	72,19	33,62	44,03	35,19	29,31

Sur la base de ces résultats, les valeurs adoptées sont celle de MALLET-GAUTHIER car elle est la plus proche de la moyenne.

III.6.1.Hydrogramme de crue:

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crues tel que:

- ✓ Volume de la crue;
- ✓ Durée de la crue;
- ✓ Débit maximum de la crue (débit de pointe).

Pour le tracer de l'hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de SOKOLOVSKY qui divise l'hydrogramme en deux parties non symétriques, une est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de la décrue.

✓ Pour le temps de montée : $Q_{montée} = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^2 \dots\dots\dots$ (III.52)

✓ Pour la décrue : $Q_{déc} = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^3 \dots\dots\dots$ (III.53)

$Q_{max}(\%)$: Débit maximum de fréquence donnée.

Q_t : Débit instantané au moment (t).

t_m, t_d : Temps de montée et de décrue.

Temps de base: $t_b = t_m + t_d$

On considère généralement que: $t_d = 2t_m$, et $t_m = t_c$.

$t_m = t_c = 2.5h$

$t_d = 2 t_m = 5 h$

$t_b = t_m + t_d = 7.5 h$

Tableau III.31 récapitulatif des résultats de calcul pour tracé l'Hydrogramme de crue

Temps (h)	Débits de crues des périodes de retour				
	10 (m ³ /s)	20 (m ³ /s)	50 (m ³ /s)	100 (m ³ /s)	1000 (m ³ /s)
0	0	0	0	0	0
0.5	1,17	1,33	1,51	1,64	2,00
1	4,69	5,32	6,06	6,56	8,00
1.5	10,55	11,97	13,63	14,76	18,01
2	18,75	21,29	24,23	26,24	32,02
2.5	29,30	33,26	37,86	41,00	50,03
3	21,36	24,25	27,60	29,89	36,47
3.5	15,00	17,03	19,38	20,99	25,62
4	10,05	11,41	12,99	14,06	17,16
4.5	6,33	7,18	8,18	8,86	10,81
5	3,66	4,16	4,73	5,13	6,25
5.5	1,88	2,13	2,42	2,62	3,20
6	0,79	0,90	1,02	1,11	1,35
5.6	0,23	0,27	0,30	0,33	0,40
7	0,03	0,03	0,04	0,04	0,05
7.5	0	0	0	0	0

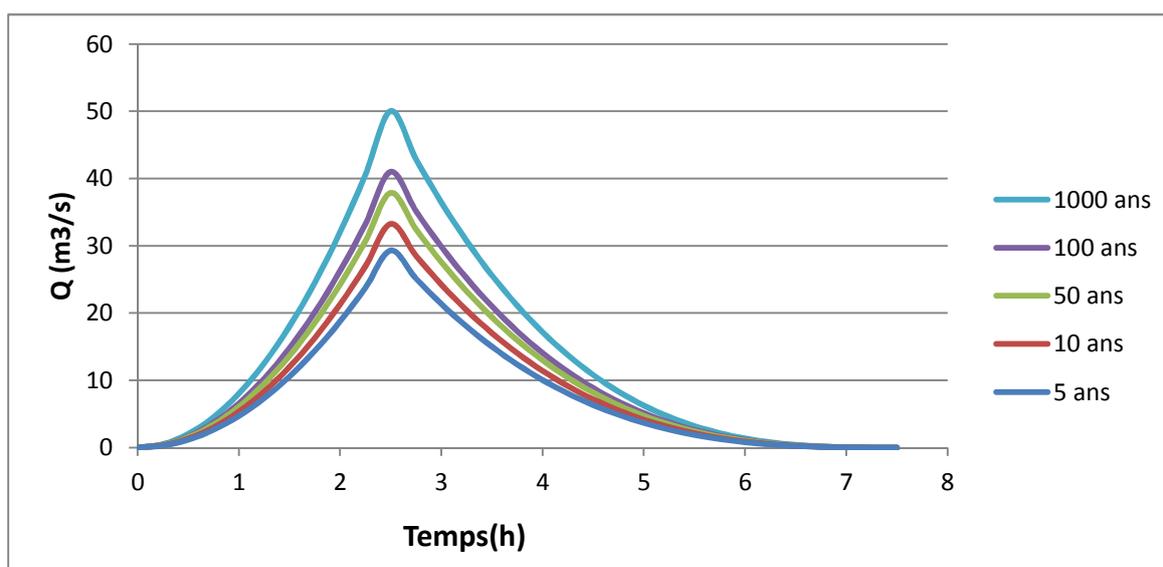


Figure III.15 : Les Hydrogrammes des crues probables en fonction de temps (SOKOLOVSKY)

III.6.2. Estimation de la crue de projet [4]

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux. Donc la hauteur du barrage, et pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités du laminage. Souvent la crue de projet considérée est la crue du débit de pointe maximal, mais il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crues ; une crue moins pointue, mais plus étalée pourrait être plus défavorable. La période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre (100 et 1000 ans).

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.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques en cours à l'aval. On se reporte alors, aux recommandations du comité national Australien des grands barrages.

Plusieurs comités et écoles ont données des recommandations pour le choix de la crue de projet, on site :

- ◆ Le comité national Australien des grands barrages (CNAGB).
- ◆ Le C.T.G.R.E.F.

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 N°III.32 : Catégories des dommages résultant des crues.

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

Tableau N°III.33 : Crues de projet recommandé.

Catégorie des dommages	Crue de projet recommandé
Elevés : - perte de vie - dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Importants : - pas de pertes de vies - dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles : - pas de perte de vies - dommages légers	1/1000 à 1/100

Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficie–perméabilité...)

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

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r .$$

I_a: représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques).

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

I_r : représente les risques.

✚ **SI :**

1/ Le risque est faible (I_g = 1), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

2/ Le risqué est moyen (I_g =2), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification ave la crue cinq centennale et parfois millénaire.

3/ Le risqué est élevé, la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Tableau N°III.34 : Choix de la crue de projet.

LE RISQUE	RISQUE FAIBLE	RISQUE MOYEN (MODÉRÉ)	RISQUE IMPORTANT
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	$Q_{max}(1\%)+revanche$	$Q_{max}(1\%)$ +revanche majorée avec vérification pour $Q_{max}(0.1\%)$ et $Q_{max}(0.2\%)$	$Q_{max}(0.1\%)$

Pour notre cas, on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), donc on accepte un risque moyen ($I_g = 2$) et on opte pour la crue centennale :

$$Q_{1\%} = 41.00 \text{ m}^3/\text{s}.$$

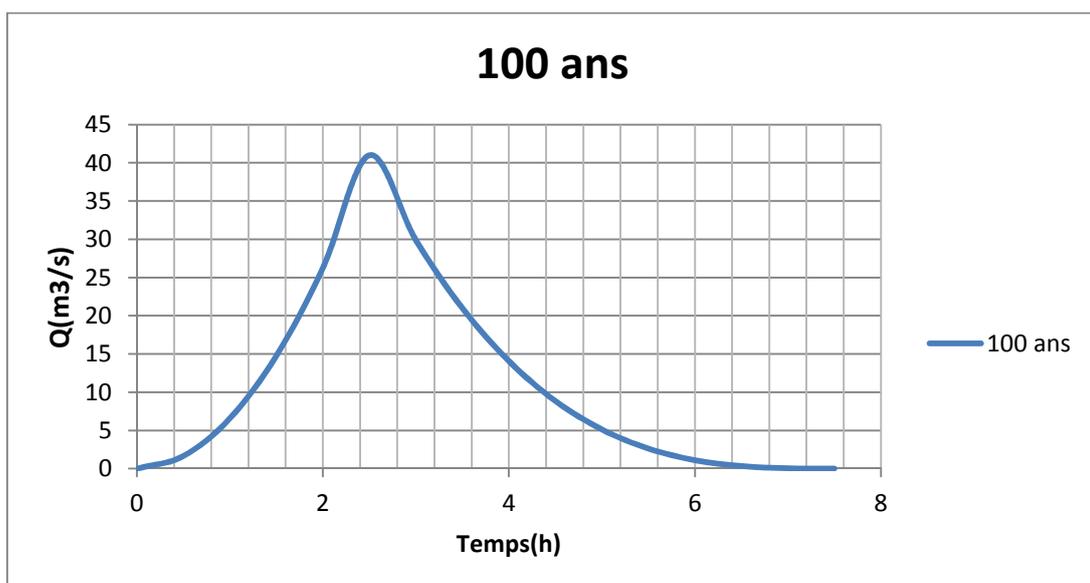


Figure III.16 : L'Hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour 100 ans.

III-7- Régularisation [2]

L'étude de régulation vise à établir la relation Cote de retenue normale-degré de satisfaction des demandes Irrigation, afin de proposer un volume utile de retenue

III-7-1 Répartition mensuelle de l'apport A80%**Tableau III.35** : répartition mensuelle de l'apport annuel 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou
$A_{80\%}$ (Mm ³)	0,012	0,008	0,011	0,008	0,008	0,009	0,013	0,010	0,009	0,007	0,002	0,005
$A_{80\%}$ (%)	11,5	8,2	10,3	8,1	7,5	8,9	12,4	10	9,1	6,4	2,4	5,2

III-7-2 Répartition des besoins**Tableau III-36** Répartitions saisonnières des demandes,

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Total
$U_{80\%}$ (Mm ³)	0,003	0,0004	0	0	0	0	0	0,002	0,007	0,009	0,01	0,009	0,003

III-7-3 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»:

La cote minimale relevée sur l'axe du barrage est 567 m et la cote maximale est 576m, soit à priori une hauteur de 9 m.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H$$

S_i : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m².

S_{i+1} : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m².

H : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveaux successives.

V : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en m³.

Tableau III.37 Courbes topographiques et volumétriques.

côte(m)	S (km ²)	S _{moy} (km ²)	H(m)	V (hm3)	V (hm3)
567	0	0.0007	1	0.0007	0
568	0.0014	0.0043	1	0.0043	0.0007
569	0.0072	0.0106	1	0.0106	0.0051
570	0.0139	0.0192	1	0.0192	0.0156
571	0.0245	0.0312	1	0.0312	0.0348
572	0.0379	0.0450	1	0.0450	0.0660
573	0.0520	0.0604	1	0.0604	0.1110
574	0.0687	0.0783	1	0.0783	0.1714
575	0.0879	0.0978	1	0.0978	0.2497
576	0.1078				0.3475

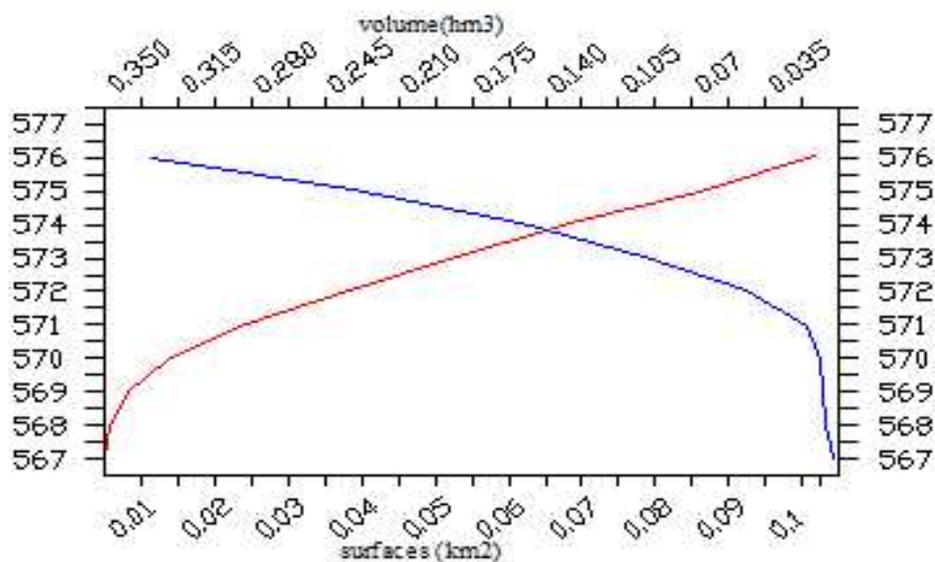


Figure III-17: Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces

III-7-4 Calcul du volume utile :

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

- **Procédé de calcul**

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

Les calculs se font comme suit : $V_{rf} = V_{ri} + (A-U) \dots \dots \dots$ (III.54)

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final.

V_{ri} : Volume de remplissage initial.

S : Volume excédentaire à évacuer.

III-7-4-1 Détermination de la période à bonne hydraulicité

Pour déterminer la période à bonne hydraulicité on calcule la différence entre les apports mensuels et la consommation mensuelle ; la période à bonne hydraulicité commence à partir du mois où on a la plus grande série des (+).

Tableau III.38 : Détermination de la période à bonne hydraulicité.

Mois	Sép	Oct	Nov	Déc	Jan	Fér	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou
A80%	0,012	0,008	0,011	0,008	0,008	0,009	0,013	0,01	0,009	0,007	0,002	0,005
U80%	0,006	0,001	0	0	0	0	0	0,005	0,013	0,021	0,026	0,024
A80% -U80%	0,006	0,007	0,011	0,008	0,008	0,009	0,013	0,005	-	-	-	-

D'après ce tableau : la période à bonne hydraulicité est celle du mois **Sept** jusqu'au mois **Avr**.

III-7-4-2 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normale d'exploitation c'est-à-dire la cote au niveau normale de la retenue NNR L'alternance de la période de remplissage ou de restitution s'appelle temps de fonctionnement, à ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation qui sont au nombre de deux :

✓ 1^{ère} Consigne d'exploitation

Elle consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normale de la retenue (NNR) lors des crues et à le restituer après. L'excédent d'eau est déversé par l'évacuateur de surface.

On fixe le niveau de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'en doit pas dépasser.

✓ 2^{ème} Consigne d'exploitation

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de fond.

Remplir et ensuite restituer au consommateur.

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

Tableau III.39 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.

Mois	A _{80%}	U _{80%}	A _{80%} - U _{80%}	1ère consigne			2eme consigne		
				V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
Sep	0.012	0.004	0.009	0.0617	0.0522		0.0427	0.0522	-0.0095
Oct	0.008	0.0004	0.008				0.0446	0.0522	-0.0076
Nov	0.011	0	0.011	0.0693			0.0412	0.0522	-0.011
Déc	0.008	0	0.008	0.0803			0.0442	0.0522	-0.008
Jan	0.008	0	0.008	0.0883	0.0652	0.023	0.0442	0.0522	-0.008
Fév	0.009	0	0.009	0.0732	0.0652	0.008	0.0352	0.0522	-0.017
Mar	0.013	0	0.013	0.0742	0.0652	0.009	0.0442		
Avr	0.01	0.002	0.008	0.0782	0.0652	0.013	0.0572		
Mai	0.009	0.007	0.0015	0.0733	0.0652	0.008	0.0652		
Juin	0.007	0.009	-0.002	0.0668			0.0668		
Juil	0.002	0.01	-0.008	0.0649			0.0649		
Aou	0.005	0.009	-0.004	0.0565			0.0565		
				0.0522			0.0522		
				S=0.061			S=0.061		

D'après le tableau ci-avant on a les résultats suivants :

$$\text{Excédent: } S = A_{80\%} - U_{80\%} = 0.061 \text{ Mm}^3$$

$$\mathbf{S = 0.061 \text{ Mm}^3}$$

$V_s = 0.074 \text{ Mm}^3$ et $V_d = 0.013 \text{ Mm}^3$; $V_s > V_d$ donc la retenue fonctionne à un seul temps.

$$\text{Alors : } V_u = V_d = 0.013 \text{ Mm}^3$$

$$\mathbf{V_u = 0.013 \text{ Mm}^3}$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 0.0522 + 0.013 = 0.065 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\text{NNR}} = 0.065 \text{ Mm}^3$$

$$\text{NNR} = 572.2 \text{ m NGA}$$

III-7-4-3 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes [2]

Les pertes dans la retenue sont de deux sortes :

- ✓ Pertes par évaporation.
- ✓ Pertes par infiltration.

a) Pertes par évaporation :

On a : $V_{\text{ep}} = E_s \cdot S_{\text{moy}} \dots \dots \dots \text{(III.54)}$.

V_{ep} : Volume perdu par évaporation.

E_s : Evaporation mensuelle (m).

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen (V_{moy}), elle est déterminée sur la courbe $S=f(V)$. Cette courbe est représentée sur la figure II.18.

$$V_{\text{moy}} : \text{volume moyen} \left[V_{\text{moy}} = \frac{V_{\text{rf},i} + V_{\text{rf},i+1}}{2} \right].$$

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

b) Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{\text{inf}} = \frac{\cdot V_{\text{moy}}}{100} \dots \dots \dots \text{(III.55)}$$

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

: Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette

$$V_{\text{moy}} : \text{Volume moyen} \left[V_{\text{moy}} = \frac{V_{\text{rf},i} + V_{\text{rf},i+1}}{2} \right]$$

$V_{\text{rf},i}$ et $V_{\text{rf},i+1}$: Volumes de la retenue de deux mois successives.

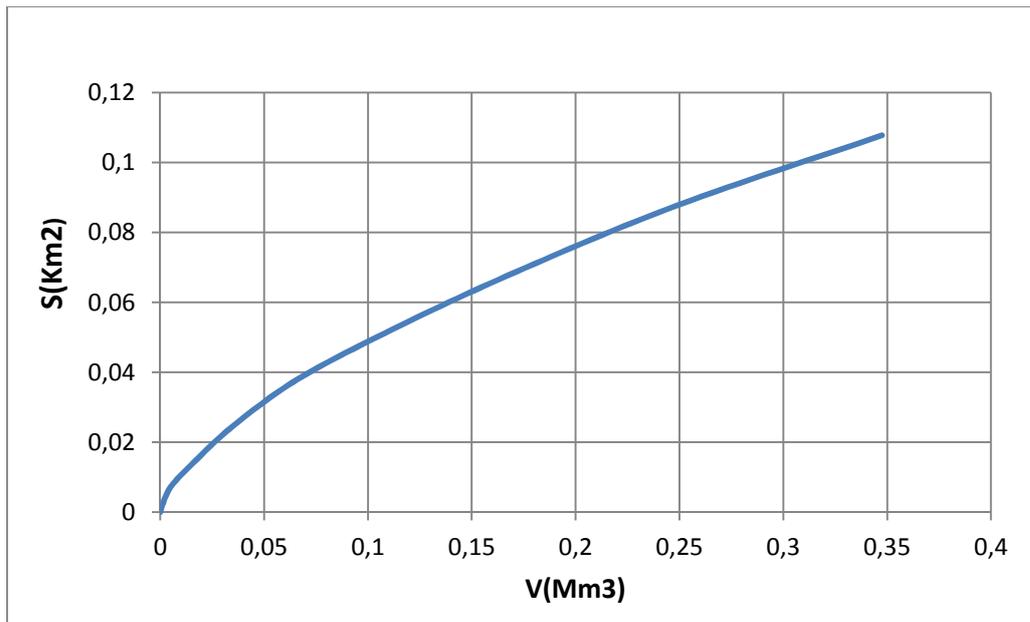


Figure III.18 : courbe volumétrique ($S=f(V)$).

Tableau III.40 : valeurs de μ en fonction des conditions hydrogéologiques

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)		
		Année	Mois
Sol a faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméable moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1,5
Sol a forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1,5 à 3,0

=1.5%=0.015.

Tableau III.41 : Les volumes des pertes dans la retenue.

Mois	V moy (Mm3)	S moy (Mm2)	Es mm	Vep (Mm3)	V inf (Mm3)	$f = V_{\text{evap}} + V_{\text{inf}}$ (Mm ³)
Sep	0,0308	0,0227	0,1336	0,0030	0,0004	0,0034
Oct	0,0655	0,0394	0,0720	0,0028	0,0008	0,0037
Nov	0,0748	0,0432	0,0462	0,0020	0,0009	0,0029
Déc	0,0727	0,0424	0,0285	0,0012	0,0009	0,0021
Jan	0,0652	0,0393	0,0153	0,0006	0,0008	0,0014
Fév	0,0652	0,0393	0,0276	0,0011	0,0008	0,0019
Mar	0,0652	0,0393	0,0619	0,0024	0,0008	0,0032
Avr	0,0652	0,0393	0,0739	0,0029	0,0008	0,0037
Mai	0,0660	0,0396	0,1071	0,0042	0,0008	0,0051
Jun	0,0659	0,0396	0,1603	0,0063	0,0008	0,0072
Jul	0,0607	0,0373	0,2149	0,0080	0,0008	0,0088
Aou	0,0544	0,0345	0,2069	0,0071	0,0007	0,0078

Tableau III.42: Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	f (Mm ³)	A _{80%} - (U _{80%} + f)	1ère consigne			2ème consigne		
					V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
Sep	0.012	0.004	0.0034	0.0061	0.0583	0.0522	-	0.0424	0.0522	-0.0098
Oct	0.008	0.0004	0.0037	0.0039				-	0.0485	
Nov	0.011	0	0.0029	0.0081	0.0622		-	0.0524		-
Déc	0.008	0	0.0021	0.0059	0.0703		-	0.0605		-
Jan	0.008	0	0.0014	0.0066	0.0761		-	0.0663		-
Fév	0.009	0	0.0019	0.0071	0.0827		-	0.0729		-
Mar	0.013	0	0.0032	0.0098	0.0898		-	0.0800		-
					0.0996			0.0898		-
Avr	0.01	0.002	0.0037	0.0043	0.01039	0.09407	0.0098	0.0941		-
Mai	0.009	0.007	0.0051	- 0.0035	0.0905		-	0.0905		-
Jun	0.007	0.009	0.0072	- 0.0090	0.0815		-	0.851		-
Jul	0.002	0.01	0.0088	- 0.0172	0.0643		-	0.0643		-
Aout	0.005	0.009	0.0078	- 0.0121	0.0522		-	0.0522		-
					S		0.0098			0.0098

D'après le tableau ci-avant on a les résultats suivants :

$$\text{Excédent: } S' = A_{80\%} - U_{80\%} = 0.0098 \text{ Mm}^3$$

$$\mathbf{S' = 0.0098 \text{ hm}^3}$$

$V_s = 0.0553 \text{ Mm}^3$ et $V_d = 0.0419 \text{ Mm}^3$; $V_s > V_d$ donc la retenue fonctionne à un seul temps.

$$\text{Alors : } V'_u = V_d = 0.0419 \text{ Mm}^3$$

$$\mathbf{V'_u = 0.0419 \text{ hm}^3}$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V'_{\text{NNR}} = V'_u + V_m = 0.0419 + 0.0522 = 0.094 \text{ Mm}^3$$

$$\mathbf{V'_{\text{NNR}} = 0.094 \text{ hm}^3} \quad \mathbf{\text{NNR} = 572.7 \text{ m NGA.}}$$

C- Estimation de l'erreur :

Les volumes des pertes sont considérés comme une consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante : $1\% < \epsilon < 5\%$

Si cette condition n'est pas vérifiée on doit faire des itérations.

$$\epsilon = \frac{V'_u - V_u}{V'_u} \cdot 100 \dots\dots\dots \text{(III.56).}$$

$$\mathbf{AN:} \quad \epsilon = \frac{0.0419 - 0.013}{0.0419} \cdot 100 = 68.8 > 5\% \text{ donc la condition n'est pas vérifiée.}$$

La deuxième approximation :

Tableau III.43: Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	f (Mm ³)	A _{80%} - (U _{80%} + f)	1ère consigne			2ème consigne		
					V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
Sep	0.012	0.004	0.0033	0.0062	0.0584	0.02548	-	0.0495	0.02548	0.0027
Oct	0.008	0.0004	0.0034	0.0042				-	0.0557	
Nov	0.011	0	0.0027	0.0083	0.0626			-	0.0599	-
Déc	0.008	0	0.0021	0.0059	0.0709			-	0.0682	-
Jan	0.008	0	0.0017	0.0063	0.0768			-	0.0741	-
Fév	0.009	0	0.0024	0.0066	0.0831			-	0.0804	-
Mar	0.013	0	0.0043	0.0087	0.0897			-	0.0870	-
Avr	0.01	0.002	0.0050	0.0030	0.0984			-	0.0957	-
Mai	0.009	0.007	0.0065	-0.0050	0.1014	0.0987	0.0027	0.0987		-
Jun	0.007	0.009	0.0087	-0.0105	0.0938			-	0.0938	-
Juil	0.002	0.01	0.0100	-0.0185	0.0832			-	0.0832	-
Aout	0.005	0.009	0.0082	-0.0125	0.0647			-	0.0647	-
					0.0522			-	0.0522	-
					S		0.0027			0.0027

D'après le tableau ci-avant on a les résultats suivants :

$$\text{Excédent: } S'' = A_{80\%} - U_{80\%} = 0.0027 \text{ Mm}^3$$

$$\mathbf{S'' = 0.0027 \text{ hm}^3}$$

$V_s = 0.0492 \text{ Mm}^3$ et $V_d = 0.0465 \text{ Mm}^3$; $V_s > V_d$ donc la retenue fonctionne à un seul temps.

$$\text{Alors : } V''_u = V_d = 0.0465 \text{ Mm}^3$$

$$\mathbf{V''_u = 0.0465 \text{ hm}^3}$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V''_{\text{NNR}} = V''_u + V_m = 0.0465 + 0.0522 = 0.0987 \text{ Mm}^3$$

$$\mathbf{V''_{\text{NNR}} = 0.0987 \text{ hm}^3} \quad \mathbf{\text{NNR} = 572.8 \text{ m NGA.}}$$

d- Estimation de l'erreur :

Les volumes des pertes sont considérés comme une consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante : $1\% < \text{erreur} < 5\%$

Si cette condition n'est pas vérifiée on doit faire des itérations.

$$= \frac{V'_u - V_u}{V'_u} \cdot 100$$

$$\mathbf{AN:} = \frac{0.0465 - 0.0418}{0.0465} \cdot 100 = 9.95 > 5\% \text{ donc la condition est vérifiée.}$$

La troisième approximation :

Tableau III.44 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	f (Mm ³)	A _{80%-} (U _{80%+} f)	1ère consigne			2ème consigne		
					V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
Sep	0.012	0.004	0.0033	0.0062	0.0584	0.0522	-	0.0501	0.0522	- 0.0021
Oct	0.008	0.0004	0.0034	0.0041				-	0.0563	
Nov	0.011	0	0.0027	0.0083	0.0626		-	0.0604		-
Déc	0.008	0	0.0021	0.0059	0.0709		-	0.0688		-
Jan	0.008	0	0.0017	0.0063	0.0768		-	0.0746		-
Fév	0.009	0	0.0024	0.0066	0.0831		-	0.0809		-
Mar	0.013	0	0.0043	0.0087	0.0897		-	0.0875		-
Avr	0.01	0.002	0.0051	0.0030	0.0984		-	0.0962		-
Mai	0.009	0.007	0.0067	-0.0051	0.1014	0.09920	0.0021	0.0992		-
Jun	0.007	0.009	0.0089	-0.0107	0.0938		-	0.0941		-
Juil	0.002	0.01	0.0101	-0.0186	0.0832		-	0.0833		-
Aout	0.005	0.009	0.0082	-0.0126	0.0647		-	0.0648		-
					0.0522		-	0.0522		-
					S		0.0027			0.0027

D'après le tableau ci-avant on a les résultats suivants :

$$\text{Excédent: } S'' = A_{80\%} - U_{80\%} = 0.0021 \text{ Mm}^3$$

$$S'' = 0.0021 \text{ hm}^3$$

$V_s = 0.049 \text{ Mm}^3$ et $V_d = 0.0469 \text{ Mm}^3$; $V_s > V_d$ donc la retenue fonctionne à un seul temps.

$$\text{Alors : } V''_u = V_d = 0.0469 \text{ Mm}^3$$

$$V''_u = 0.047 \text{ hm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V''_{\text{NNR}} = V''_u + V_m = 0.047 + 0.0522 = 0.099 \text{ Mm}^3$$

$$V''_{\text{NNR}} = 0.099 \text{ hm}^3 \quad \text{NNR} = 574 \text{ m NGA.}$$

d- Estimation de l'erreur :

Les volumes des pertes sont considérés comme une consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante : $1\% < \text{erreur} < 5\%$

Si cette condition n'est pas vérifiée on doit faire des itérations.

$$= \frac{V'_u - V_u}{V'_u} \cdot 100$$

$$\text{AN: } = \frac{0.047 - 0.0465}{0.047} \cdot 100 = 1.05 < 5\% \text{ donc la condition est vérifiée.}$$

III-8 Laminage des crues [2]

Dans les petits bassins versants, les débits de crue instantanés sont souvent relativement élevés, mais le volume des crues est en général assez faible et les crues peuvent être laminées de façon appréciable par stockage dans la tranche disponible entre la cote du déversoir et celle des plus hautes eaux. Le débit qui passe dans l'évacuateur de crue (Q_e) est inférieur à celui de la pointe de la crue à l'entrée de la retenue (Q_c). L'effet de laminage de crue dépend de la forme de l'Hydrogramme de la crue entrant dans la retenue, de la capacité d'évacuation du déversoir de crue et de la forme de la partie supérieure de la retenue.

L'étude de laminage consiste soit à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue, les dimensions du déversoir (longueur déversant) étant fixées à priori, soit à déterminer les dimensions de l'évacuateur de crue, la hauteur maximale du plan d'eau au-dessus de l'évacuateur de crue étant fixée à priori.

En général, pour des raisons d'hydraulique, on adopte une hauteur du plan d'eau au-dessus du seuil des évacuateurs de crue à système de contrôle déversant comprise entre 0.60 et 1.50m.

L'étude doit être effectuée pour des crues de forme et de durée diverses afin de déterminer la cote maximale du plan d'eau et le débit maximal correspondant de l'évacuateur de crue dans les conditions les plus défavorables de laminage.

Ainsi, le calcul du laminage permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter 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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots(III.57)$$

Avec :

Q: Débit entrant de la crue.

q : Débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé).

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

Le débit cumulé à l'instant t est : $Q - q = S \cdot dh/dt$

Avec : dh/dt : Vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

IL existe plusieurs procédés de calcul, on peut citer quelques unes:

1. Méthode de Kotcherine.
2. Méthode Step by step.
3. Méthode graphique.

4. Méthode de Hidenblat.

5. Méthode de Black More

Dans notre étude on va utiliser la méthode de : **Kotcherine**.

Méthode de Kotcherine :

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

- ✓ l'Hydrogramme de crue est considéré comme un triangle.
- ✓ les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
- ✓ le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue (NNR).
- ✓ les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

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

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{0.85Q\%} \right) \dots \dots \dots (III.58).$$

Avec :

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

V_C : Volume de la crue correspondant au $Q\%$ (m3).

$Q\%$: Débit de la crue (m^3/s).

q_{lam} : Débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée

$$q_{lam} = 0.85 * Q\% \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C} \right) \dots \dots \dots (III.59).$$

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

En faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crues aux dimensions que l'on définit, on analyse plusieurs variantes, Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue se calcul alors avec la relation :

$$q = m \ b \ \sqrt{2g} * H_0^{3/2} \dots\dots\dots (III.60).$$

Avec :

m : Coefficient de débit, dépendant de l'épaisseur du déversoir par rapport a la charge H, et de la forme de la crête du déversoir, pour notre cas il est constant et égal à 0,49.

g : Accélération de pesanteur;(g = 9,81m/s²).

b : Largeur de déversoir(m).

H : Charge sur le déversoir.

$$\text{On a aussi : } H_0 = H + \frac{r V_0^2}{2g} \dots\dots\dots (III.61).$$

Avec :

H₀: Charge globale.

V₀: vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule:

$$V_0 = \frac{Q}{S}$$

Avec: S = b*(H+p)

P : Hauteur de pelle.

Le débit laminée est calculé pour différentes charges "**H**" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "**b**". on fait varier H de (0.5 à 2.5 m) et b de (4 à 18 m).

Tableau III.45 : Données de départ pour la méthode de Kotcherine

données	-	Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit (m ³ /s)	Surface (m ²)	Vitesse m ² /s	Vf(m ³)
g	9,81	4	0,5	3,069	8	0,384	41000
α	1	6	0,75	8,458	4,5	1,880	56000
2*g	19,62	8	1	17,363	8	2,170	71000
(2.g) ^{0,5}	4,429	10	1,25	30,333	12,5	2,427	91000
Q _{1%} (m ³ /s)	41	12	1,5	47,848	18	2,658	111000
V _{1%} (m ³)	301608	14	1,75	70,345	24,5	2,871	131000
m	0,48	16	2	98,222	32	3,069	151000
		18	2,25	131,854	40,5	3,256	176000

Tableau III.46 : Détermination de H_0 et Q en fonction de b

H		H_0									
m	m/s	m	B=4	B=6	B=8	B=10	B=12	B=14	B=16	B=18	B=20
0,5	1,53	0,51	3,14	4,71	6,28	7,85	9,42	10,99	12,56	14,13	15,69
0,75	2,17	0,93	7,79	11,68	15,57	19,47	23,36	27,26	31,15	35,05	38,94
1	2,66	1,24	11,99	17,98	23,98	29,97	35,97	41,96	47,95	53,95	59,94
1,25	3,07	1,55	16,76	25,13	33,51	41,89	50,27	58,64	67,03	75,41	83,78
1,5	3,43	1,86	22,03	33,04	44,05	55,06	66,08	77,09	88,10	99,11	110,1
1,75	3,76	2,17	27,76	41,63	55,51	69,39	83,27	97,14	111,0	124,8	138,7
2	4,06	2,48	33,91	50,87	67,82	84,78	101,7	118,6	135,6	152,5	169,5
2,25	4,34	2,79	40,46	60,70	80,93	101,16	121,3	141,6	161,8	182,1	202,3

Tableau III.47 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue

H		Q_{lam}									
m	Mm^3	m^3/s	B=4	B=6	B=8	B=10	B=12	B=14	B=16	B=18	B=20
0,5	0,041	30,11	3,14	4,71	6,28	7,85	9,42	10,99	12,56	14,13	15,69
0,75	0,056	28,38	7,79	11,68	15,58	19,47	23,36	27,26	31,15	35,05	38,94
1	0,071	26,65	11,99	17,98	23,98	29,97	35,96	41,96	47,95	53,95	59,94
1,25	0,091	24,34	16,76	25,14	33,51	41,89	50,27	58,65	67,03	75,41	83,78
1,5	0,111	22,02	22,02	33,04	44,05	55,06	66,07	77,09	88,10	99,11	110,12
1,75	0,131	19,71	27,75	41,63	55,51	69,39	83,26	97,14	111,02	124,89	138,77
2	0,151	17,40	33,91	50,86	67,82	84,77	101,72	118,68	135,63	152,58	169,54
2,25	0,176	14,51	40,47	60,70	80,93	101,17	121,40	141,63	161,86	182,10	202,33

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation des graphes $H=f(Q,q)$ et $V_d=f(Q, q)$ comme montre les figures III.19 et III.20.

Tableau III.48 : Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

Largeur -m-	Hauteur -m-	Débit laminé (m^3/s)
4	1,5	22
6	1,25	24
8	1,05	26
10	0,93	27
12	0,84	28
14	0,75	28,5
16	0,72	29
18	0,68	29,5

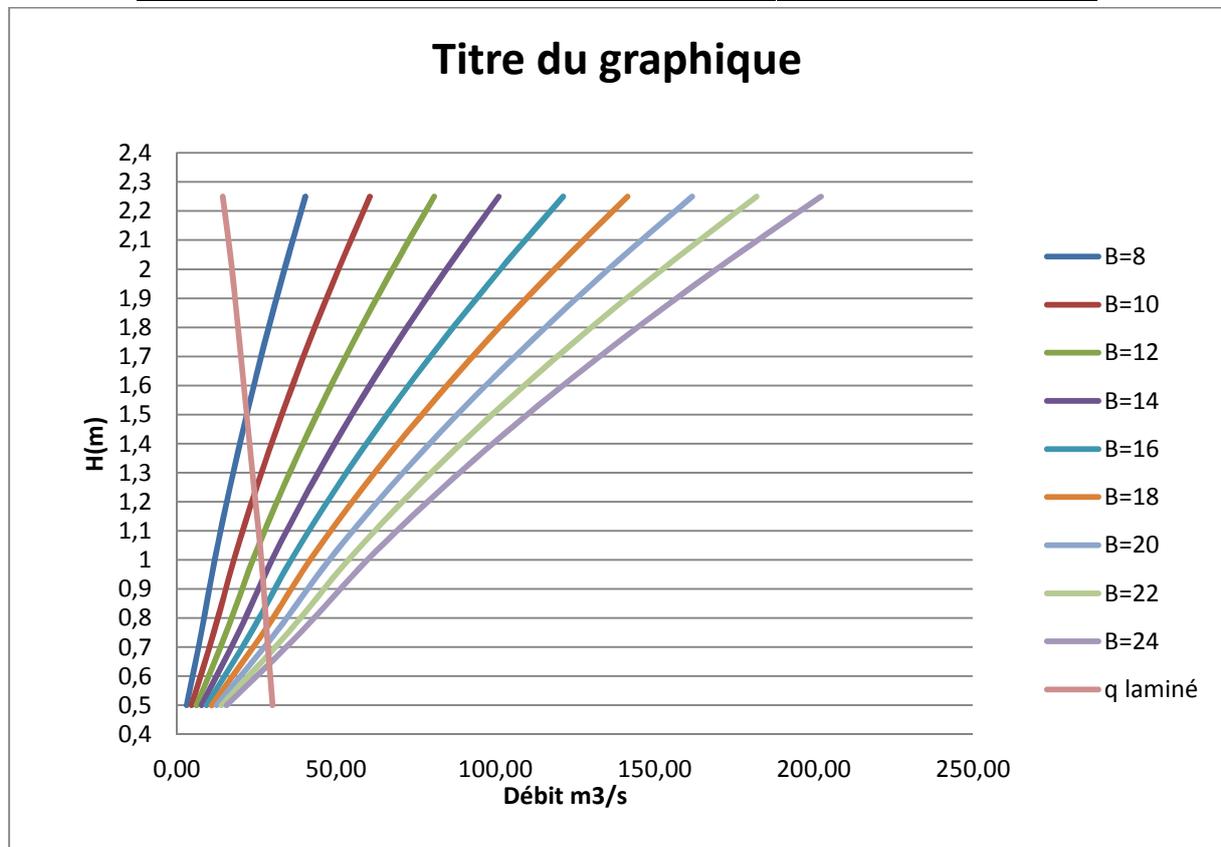


Figure III-19 : Courbes de laminage $H=f(Q, q)$

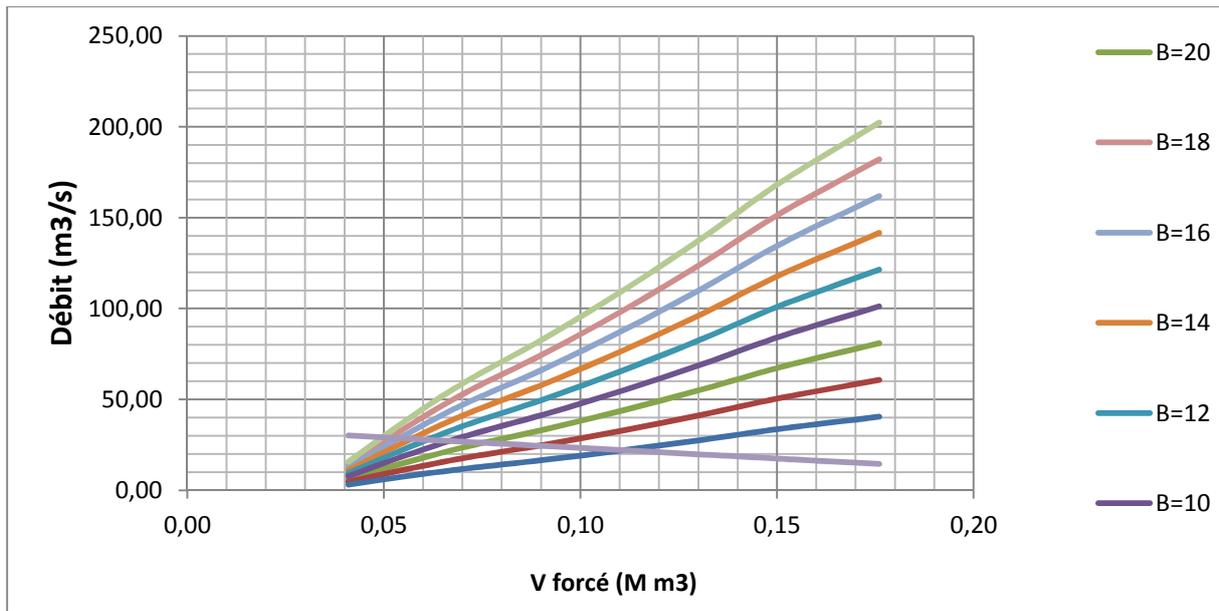


Figure III-20 : Courbes de laminage $V_d=f(Q, q)$.

III-9 Etude d'optimisation

L'étude d'optimisation a pour objectif 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 déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

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

En premier lieu on calcule le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût, Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = N \cdot V_i \dots\dots\dots(III.62).$$

Avec : $V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \dots\dots\dots(III.63).$

V_i : Volume du barrage à la cote i . (m^3)

L_i : Distance entre deux coupes voisines. (m)

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i (m^2), donnée par la formule :

$$S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \dots\dots\dots(III.64).$$

B_i : Largeur de base, donnée par :

$$B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b \dots\dots\dots(III.65).$$

m_1, m_2 : Fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i, donnée par :

$$H_i = \text{NNR-Cf} + R + h_{\text{dév}} + t \dots \dots \dots \text{(III.66)}.$$

R : Revanche en (m).

$h_{\text{dév}}$: Hauteur déversante (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. Elle est donnée par la formule suivante :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots \text{(III.67)}.$$

Avec : H : Hauteur des vagues (m).

V : Vitesse des vagues (m/s).

Pour la hauteur des vagues il existe plusieurs formules :

a) Formule de Stevenson

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots \dots \dots \text{(III.68)}.$$

Avec : F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch (F = 0.45 km).

b) Formule de Molitor

$$H = 0.75 + 0.032 \overline{U \cdot F} - 0.27 F^{0.25} \dots \dots \dots \text{(III.69)}.$$

Avec : U : Vitesse du vent mesurée en Km/h ; U = 23 Km/h.

c) Formule de Mallet-Pacquant

$$H = 0.5 + 0.33 \overline{F} \dots \dots \dots \text{(III.70)}.$$

Il existe aussi la formule simplifiée pour qui donne directement la revanche :

$$R = 1 + 0.3 \cdot \sqrt{F} \dots \dots \dots \text{(III.71)}.$$

Tableau III.49: les différents résultats de la revanche.

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson	0.77	3.03	1.04
Molitor	0.7	2.94	0.98
Mallet-Pacquant	0.72	0.98	1.49
Simplifiée	*	*	1.2

Pour des raisons de sécurité on prend : **R=1.2m**

III-9-1-2 calcul de largeur en crête :

a) Formule de Knapen

$$b_{cr} = 1,65 \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.72).$$

b) Formule de F-Preece

$$b_{cr} = (1,1\sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (III.73).$$

c) Formule simplifiée :

$$b_{cr} = 3,60\sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (III.74).$$

Avec : H_b : Hauteur du barrage (m).

$$H_b = (NNR - C_f) + h_{dév} + R \dots\dots\dots (III.75).$$

Tableau III.50 : les hauteurs du barrage pour différentes charges déversées.

B (m)	$h_{dév}$ (m)	q (m ³ /s)	H_b (m)	b_{cr} (Knappen)	b_{cr} (Preece)	b_{cr} (simplifiée)	b_{cr} (moyenne)
4	1,5	22	8,7	4,87	4,24	4,40	4,51
6	1,25	24	8,45	4,80	4,20	4,33	4,44
8	1,05	26	8,25	4,74	4,16	4,27	4,39
10	0,95	27	8,15	4,71	4,14	4,24	4,37
12	0,85	28	8,05	4,68	4,12	4,21	4,34
14	0,77	28,5	7,97	4,66	4,11	4,19	4,32
16	0,68	29.5	7.88	6,54	5,36	6,01	5,97
18	0,65	30	7.85	6,53	5,35	6,00	5,96

On opte pour une largeur en crête : **$b_{cr}=5m$**

III-9-1-3 Calcul du volume de la digue pour les différentes hauteurs :

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment. Le volume et le coût des différentes digues sont donnés dans le tableau ci-après.

Tableau III.51 : volume et coût de la digue pour différentes largeurs déversantes.

Largeur déversante (m)	Volume de la digue (m ³)	Coût de la digue (M.DA)
4	38491,25	15,40
6	36508,49	14,60
8	34945,66	13,98
10	34112,87	13,65
12	33296,85	13,32
14	32629,62	13,05
16	31956,58	13
18	31325,94	12,95

Remarque : Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 1 et 0.8 mètres, et pour Le prix du mètre cube est estimé à 400DA.

III-9-2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues**III-9-2-1 Coût du déversoir**

On va envisager le déversoir type « Creager » ce dernier s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement.

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

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H} \right)^{1,80} \dots\dots\dots (III.76).$$

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dév}} = S \cdot b \dots\dots\dots (III.77).$$

S : Section transversale (m²).

b : Largeur déversante (m).

Tableau III.52 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs

Profil N°	b (m)	h _{dév} (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coûts (DA)
1	4	1,5	2,25	9,01	0,31535
2	6	1,25	2,2	13,19	0,46165
3	8	1,05	2,15	17,24	0,6034
4	10	0,93	2,13	21,34	0,7469
5	12	0,84	2,11	25,36	0,8876
6	14	0,75	2,1	29,36	1,0276
7	16	0,72	2,09	33,39	1,16865
8	18	0,68	2,08	37,42	1,3097

III-9-2-2 Coût du coursier

On opte pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement.

La longueur approximative du coursier est 35 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = N S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}} \dots\dots\dots (III.78).$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale à 0,5 mètres

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = N \sqrt[0,4]{Q_{e, \max}} \dots\dots\dots (III.79).$$

Tableau III.53 : récapitulatif des coûts du coursier

largeur déversant (m)	q (m ³ /s)	b _c (m)	volume du béton (m ³)	Coût (Millions DA)
4	22	3,44	113,56	3,975
6	24	3,57	115,71	4,050
8	26	3,68	117,76	4,121
10	27	3,74	118,74	4,156
12	28	3,79	119,71	4,190
14	28,5	3,82	120,18	4,206
16	29	3,85	120,65	4,223
18	29,5	3,87	121,12	4,239

Tableau III.54: récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs

Barrage N°	largeurs déversants (m)	coût de la digue (millions de DA)	coût de l'évacuateur de crue (millions de DA)		déversoir+ coursier (millions de DA)	coût total (millions de DA)
			déversoir	coursier		
1	4	15,40	0,15317	1,931	2,084	19,687
2	6	14,60	0,22423	1,967	2,191	19,115
3	8	13,98	0,29308	2,002	2,295	18,703
4	10	13,65	0,36278	2,019	2,381	18,548
5	12	13,32	0,43112	2,035	2,466	18,396
6	14	13,05	0,49912	2,043	2,542	18,286
7	16	13,00	0,56763	2,051	2,619	18,392
8	18	12,95	0,63614	2,059	2,695	18,499
9	20	12,90	0,70482	2,067	2,772	18,606

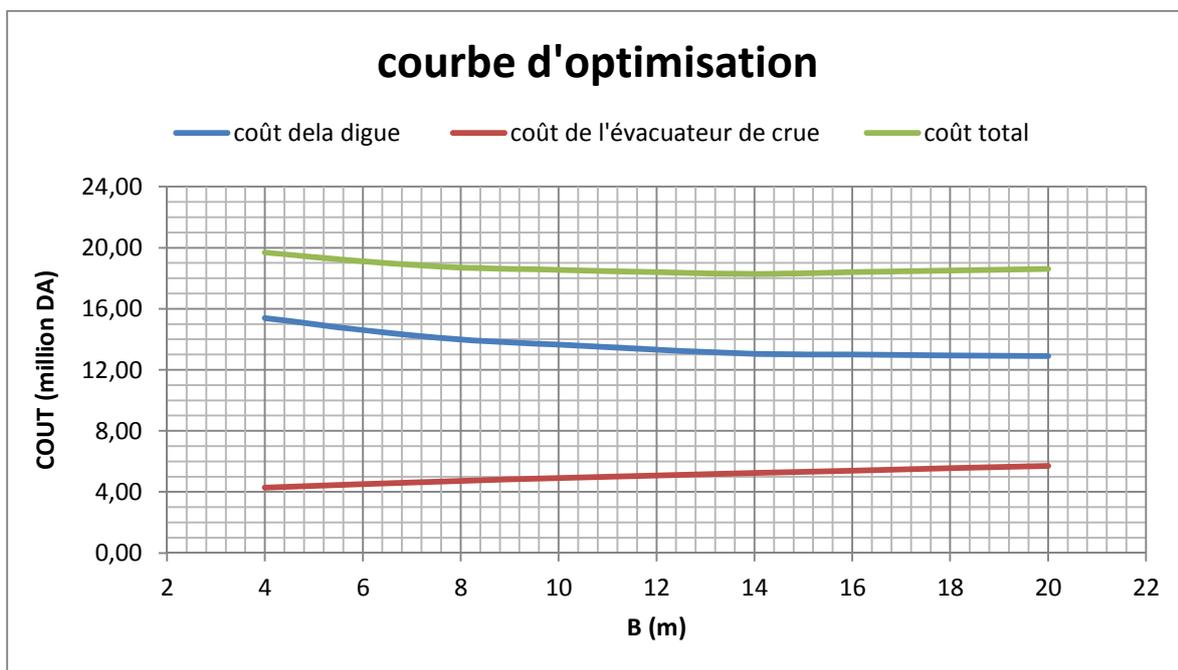


Figure III.21 : Courbe d'optimisation

Conclusion

Au vu de cette figure, notre choix a été basé sur le coût total Optimal.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « $b = 14 \text{ m}$ » ce qui correspond à une hauteur déversée $h=0.77\text{m}$ et un débit laminé $Q = 28.5 \text{ m}^3/\text{s}$. avec une hauteur du barrage $H_b= 9.07\text{m}$, à une côte en crête optimale de la digue égale à 576.27 m NGA .

III.10. Laminage pour un déversoir de largeur $b=14$ mètres [2]

Connaissant cette largeur, la courbe des débits déversants en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir est calculé et tracée.

Tableau III.55: Volumes et débit déversant

Côte	H_d	q	$1/2.q .T$	V	$v+1/2.q.T$
(m)	(m)	(m^3/s)	(m^3)	(Mm^3)	(Mm^3)
572,75	0	0,00	0,00	0,099	0,099
572,8	0,05	0,34	0,000	0,102	0,102
572,85	0,1	0,96	0,001	0,104	0,105
572,9	0,15	1,77	0,002	0,106	0,108
572,95	0,2	2,72	0,002	0,108	0,110
573	0,25	3,80	0,003	0,1105	0,114
573,05	0,3	4,99	0,004	0,1135	0,118
573,1	0,35	6,29	0,006	0,116	0,122
573,15	0,4	7,69	0,007	0,119	0,126
573,2	0,45	9,17	0,008	0,122	0,130
573,25	0,5	10,74	0,010	0,125	0,135
573,3	0,55	12,39	0,011	0,128	0,139
573,35	0,6	14,12	0,013	0,131	0,144
573,4	0,65	15,92	0,014	0,134	0,148
573,45	0,7	17,80	0,016	0,137	0,153
573,5	0,75	19,74	0,018	0,14	0,158

On trace la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir figure III.23.

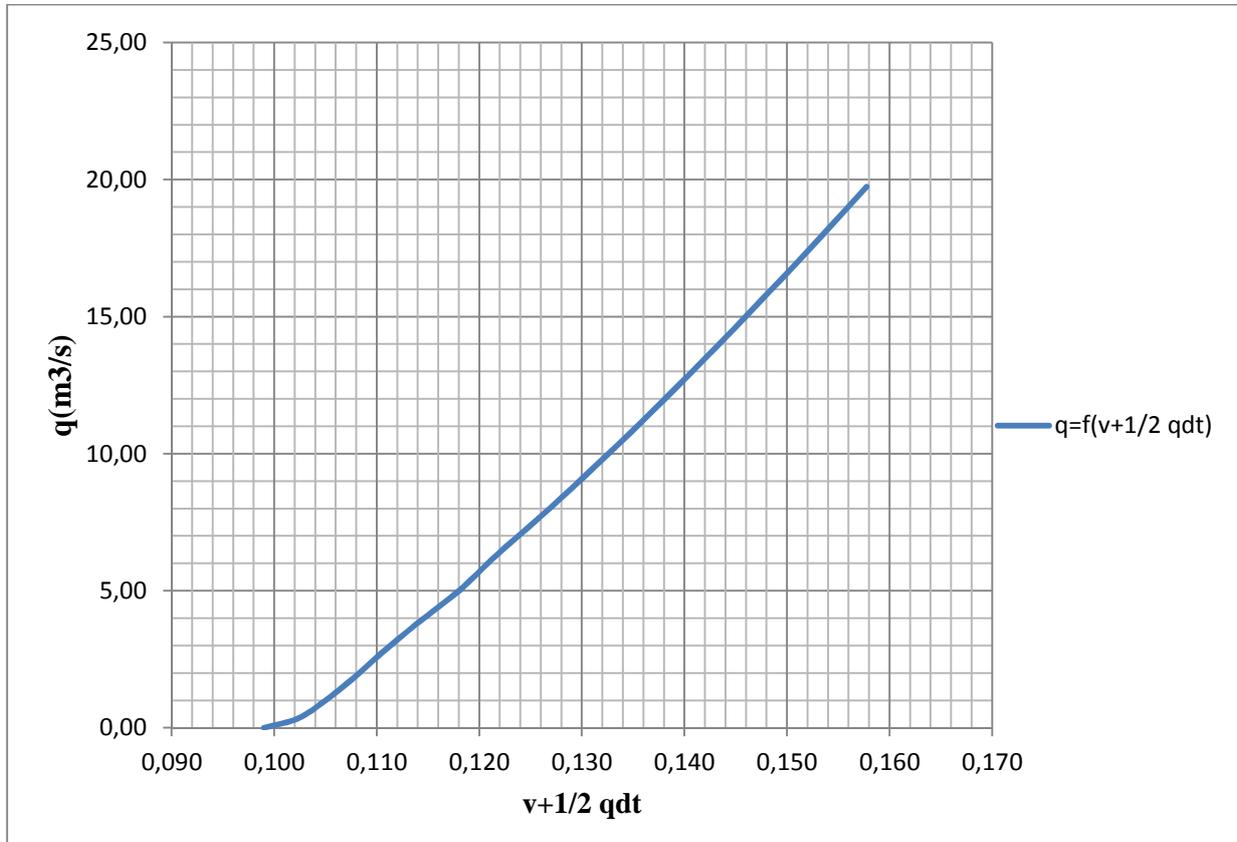


figure III.22 : $q = f(v + 1/2 qdt)$

-Tableau III.56: Laminage

Temps (h)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	Q _{moy} - q (m ³ /s)	(Q _{moy} - q) t (m ³)	V+1/2.q. t (m ³)	q (m ³ /s)
0	0	0,82	0,82	0,00148	0,099	0
0,5	1,64	4,1	3,95	0,00711	0,100	0,150000
1	6,56	10,56	8,62	0,01552	0,108	1,935954
1,5	14,56	20,4	13,70	0,02466	0,123	6,702033
2	26,24	33,62	17,94	0,03229	0,148	15,679677
2,5	41	35,445	5,39	0,00971	0,180	30,050467
3	29,89	25,44	-9,511102	-0,01712	0,190	34,951103
3,5	20,99	17,525	-8,96601	-0,01614	0,173	26,491015
4	14,06	11,46	-7,818352	-0,01407	0,157	19,278353
4,5	8,86	6,995	-6,597963	-0,01188	0,142	13,592964
5	5,13	3,875	-5,357859	-0,00964	0,131	9,232859
5,5	2,62	1,865	-4,122109	-0,00742	0,121	5,987110
6	1,11	0,72	-2,949843	-0,00531	0,113	3,669844
6,5	0,33	0,185	-1,922598	-0,00346	0,108	2,107599
7	0,04	0,02	-1,112505	-0,00200	0,105	1,132506
7,5	0	0	-0,583813	-0,00105	0,103	0,583814
8	0	0	-0,300433	-0,00054	0,102	0,300433
8,5	0	0	-0,155827	-0,00028	0,1011	0,155827
9	0	0	-0,081150	-0,00015	0,1009	0,081151
9,5	0	0	-0,042349	-0,00008	0,1007	0,042350

Temps (h)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	Q _{moy} - q (m ³ /s)	(Q _{moy} - q) t (m ³)	V+1/2.q. t (m ³)	q (m ³ /s)
10	0	0	-0,022125	-0,00004	0,1006	0,022125
10,5	0	0	-0,011565	-0,00002	0,1005	0,011565
11	0	0	-0,006047	-0,00001	0,1004	0,006047
11,5	0	0	-0,00316	-0,00001	0,1003	0,003163
12	0	0	-0,001654	0,00000	0,1002	0,001654
12,5	0	0	-0,000865	0,00000	0,1001	0,000865
13	0	0	-0,00045	0,00000	0,1000	0,000453
13,5	0	0	-0,000236	0,00000	0,1000	0,000237
14	0	0	-0,000193	0,00000	0,099	0

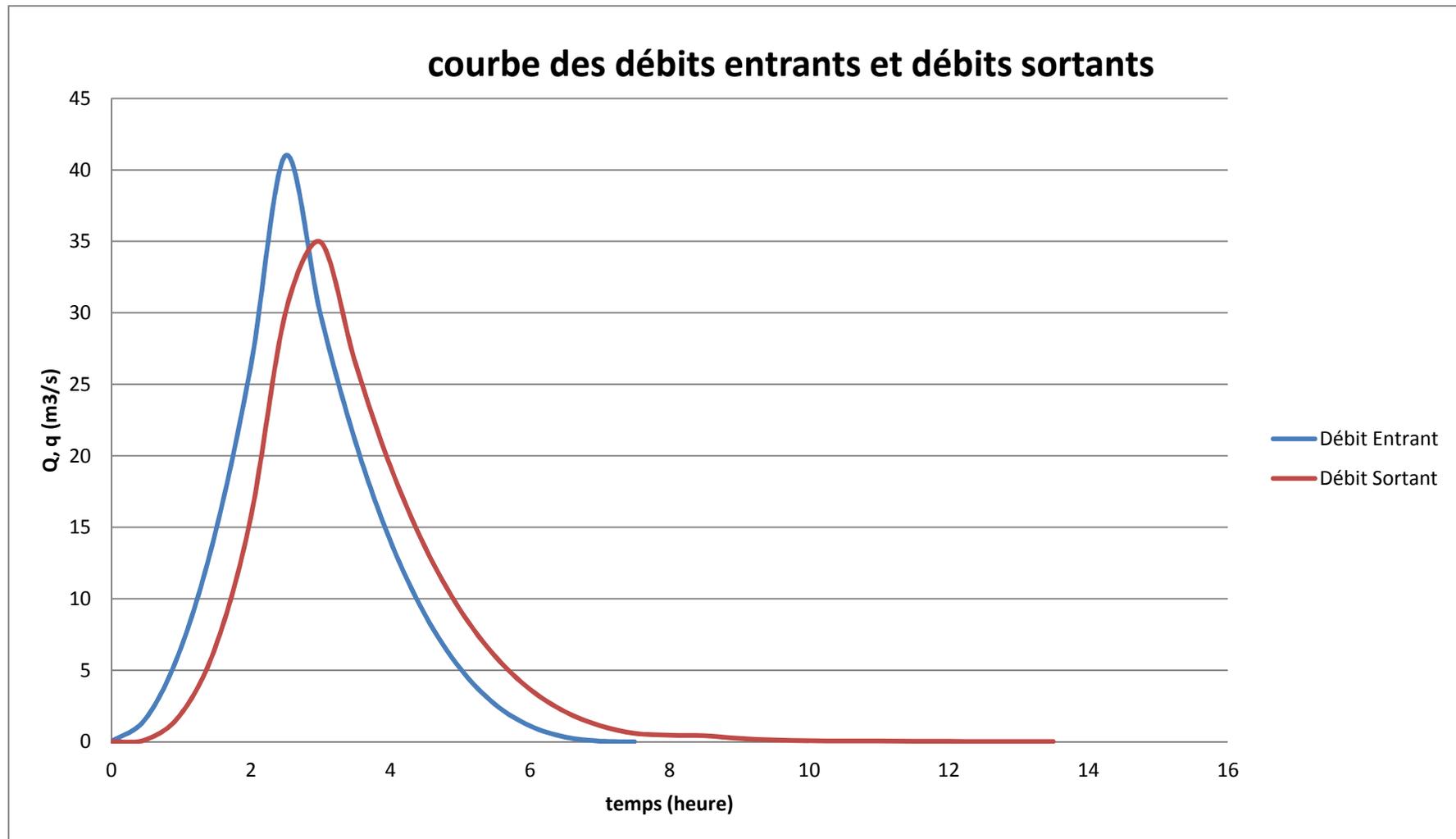


Figure N°III.23 : Hydrogrammes des débits entrant et sortant



Chapitre IV :

Étude des variantes

Généralités :

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

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

Le choix du type de barrage se fait en fonction de la caractéristique locale, en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de vallée, du problème de transport et d'approvisionnement, des possibilités en matériel et en main-d'œuvre, de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques.

La construction de la digue en matériaux disponibles aux environs du site de la retenue est un objet de première importance, la variante en béton est moins avantageuse du fait de la disponibilité des matériaux locaux à proximité du site, ainsi que le choix de la gorge qui nécessitera un volume en béton assez important.

IV.1) Choix du type de barrage : [5]

Il existe trois schémas principaux de structure de barrage en terre :

- barrage homogène en argile.
- barrage zoné à noyau étanche
- barrage en enrochement.

IV.1.1) Barrage Homogène :

Un barrage en terre homogène est le type de barrage le plus facile à réaliser, mais il faut prévoir 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 faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable.

Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration, le drain est constitué de matériaux grossiers (gravier et sable).

IV.1.2) Barrage à zones :

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone.

La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau 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 gros avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuite.

IV.1.3) Barrage en enrochement avec masque en béton :

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que manque de matériaux convenable, difficulté de mise en œuvre,....

Le masque en béton est une paroi étanche plaqué sur le talus amont du barrage.

Le masque en béton présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique...etc.

IV.2) Définition de profil général du barrage :**IV.2.1) Hauteur de barrage :****IV.2.1.1) Calcul de la revanche :**

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = H + \frac{v^2}{2g}$$

Avec $H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F}$ (VI.3)

A.N : $H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{0,45} = 0,72 \text{ m}$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,72 = 2.94 \text{ m/s}$$

Donc : $R = 0,72 + \frac{2.94^2}{2 \cdot 9,81} = 1.16 \text{ m}$

b) Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (VI.4)$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot 45 = 1,2 \text{ m}$$

c) Formule de l'USBR

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (VI.5)$$

Avec : Hv étant la hauteur des vagues selon Stevenson

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (VI.6)$$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre [F = 0,69 km].

A.N :
$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{0,45} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,45} = 0.77 \text{ m}$$

D'où :
$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,77 = 3,03 \text{ m/s}$$

Donc :
$$R = 0.75 \cdot 0,77 + \frac{3,03^2}{2 \cdot 9,81} = 1,04 \text{ m}$$

Conclusion : On prend une valeur moyenne donc
$$R = \frac{1,22 + 1,04 + 0,98}{3} = 1,1 \text{ m}$$

$$H_b = NNR - C_f + h_{\text{dév}} + R + t. = 574 - 567 + 0.77 + 1,1 + 0,1 = 9 \text{ m}$$

On admet une valeur de t = 0,1 mètre pour le tassement du barrage,

IV.2.1.2) Largeur en crête :

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

1) Formule de KNAPPEN :

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (VI.7)$$

2) Formule de F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (VI.8)$$

3) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (VI.9)$$

4) Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (VI.10)$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

Tableau (IV.1) : récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule	b_{cr} (m)
KNAPPEN	4.66
F-PREECE	4.11
SIMPLIFIEE	4.19
Moyenne	4.32

On opte pour une largeur de crête égale à: $b_{cr} = 5 \text{ m}$

IV.2.1.3) La longueur en crête

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à :

$$L=242\text{m}$$

IV.3) pentes des talus : [5]

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.

Tableau (IV.02) : Valeurs indicatives des pentes des talus. [5]

Hauteur du barrage (m)	Type du 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
$H \geq 20$	- Homogène granulométrie étendue	3	2,5
	- A zones	3	3

IV.4) Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus :

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a donc en général de prévoir une protection des talus.

1) **le talus aval** : sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement, en ayant soins de recouvrir le parement d'une couche de

2) **le talus amont:**

(^{ere} **méthode** : (utilisé par U.S Army)

L'épaisseur minimum de la couche de l'enrochement ainsi que les dimensions minimales de blocs sont données sous forme d'un tableau (en fonction de la hauteur des vagues (h_v

: Nous donnons une partie de ce tableau

Hauteur des vagues h_v (m)	Epaisseur minimale de couche D'enrochement : (min (m	Dimensions minimales des blocs D50min ((m
0,3 -0,0	0,30	0,20
0,60 -0,30	0,40	0,25
1,20 -0,60	0,45	0,30
1,40 -1,20	0,55	0,40
2,40 -1,80	0,70	0,45
3,00 -2,40	0,80	0,55

D'après **MOLITOR** on déduit $h_v = 0.76\text{m}$ par conséquent à partir du : tableau ci-dessus on a

$e_{\text{min}} = 0.45\text{m}$ D50 min = 0.30 m

les dimensions de l'encrochement peuvent être déterminé est théoriquement en fonction des vagues (hv) et de leur vitesse de propagation (v) par la formule suivante

$$e = C.V^2 \dots\dots\dots(VI.11)$$

e : épaisseur d'encrochement.

V : vitesse de propagation des vagues déterminée par la formule de Gaillard (m/s).

C : coefficient dépendant du poids spécifique (δ) du matériau d'encrochement et de la pente du talus

La valeur de (c) est donnée par le tableau suivant :

Tableau (IV.03) : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	=2,50	=2,65	=2,80
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Nous obtenons une épaisseur d'encrochement $e=0,23$ m.

IV.4.1) Etanchéité du barrage

A. Le Noyau :

Pour les deux premières variantes où le remblai n'est pas suffisamment imperméable, nous avons équipé le barrage d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage.

Vers le sommet, le noyau doit être monté au-dessus du niveau des plus hautes eaux jusqu'à la crête du barrage. Il doit être protégé à sa partie supérieure par une couche de sable ou de préférence, en traitant le sommet du barrage en chemin avec une chaussée enrobée en bitumineux.

Latéralement, nous disposons de part et d'autre du noyau un drain filtre.

B.2) Dimensionnement du drain prisme :

Il permet de :

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

Fruit des talus : $m_1=1$

Hauteur : $H_{dr} = (0.15-0.2) H_b = 0,15*9 = 1.35 \text{ m} \Rightarrow$ on prend **$H_{dr} = 2\text{m}$** .

Largeur au sommet : $b_{dr} = (1/3-1/4) H_d \Rightarrow$ **$b_{dr} = 1\text{m}$** .

B.3) Dimensionnement du drain vertical :

Le drain vertical placé au centre du barrage constitue une solution pour la variante I (digue homogène avec drain vertical).

Le largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de 1.2 m.

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 arasé au niveau normal des plus hautes eaux à raison d'arriver aux points les plus hautes de saturation de remblai.

$N_{dr}=574 \text{ m NGA}$

IV.5) Etude Technico-économique :

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

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 :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi}$$

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 :

$$S_i \approx \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \cdot H_{bi} \dots\dots\dots (IV.18)$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

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

$$B_{pi} \approx b_{cr} + (m_1 + m_2) \cdot H_{bi} \dots\dots\dots (IV.19)$$

Où

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.

$$V_b \approx \sum_{i=1}^n V_i \dots\dots\dots (IV.20)$$

$$V_i \approx \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots\dots\dots (IV.21)$$

Avec :

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

En effectuant le même calcul on aura le volume de chaque matériau de construction pour les trois variantes.

Sur la base du volume de différents matériaux utilisés pour la construction du barrage pour les différentes variantes, et les prix unitaires pratiqués pour l'agence nationale des barrages (ANB), nous déterminons les coûts des différentes variantes.

IV.5.1) Barrage Homogène en argile avec drain verticale :

C'est une variante très économique et très étanche mais seulement, il faudrait disposer de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante de l'ordre de 1,5 à 2 fois le volume du remblai.

Le degré d'hétérogénéité des matériaux des deux zones d'emprunt à savoir la basse terrasse et la haute terrasse ainsi que leur disponibilité en quantité insuffisante constituent un handicap majeur dans le choix de cette variante.

Pour un barrage homogène en argile limoneuse d'une hauteur de 9 mètres, les pentes des talus amont varié entre [2 ÷ 2.5] et aval : [2 ÷ 2,5]

a) Recharge (argile) :

Tableau (IV.04) : volume de recharge (Argile).

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	9.33	24	223.8
1	18.65		36	1281.2
2	52.53	80.84	36	2910.4
3	109.16		40	8948.4
4	338.26	169.12	92	15559.3
5	00			
Volume Total				28923.5

b) Protection en Rip-Rap :

Tableau (IV.05) : volume de Rip-Rap.

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	1.11	24	26.6
1	2.21		36	112.3
2	4.02	5.03	36	181.1
3	6.04		40	342.1
4	11.07	5.53	92	509.2
5	00			
Volume Total				1171.3

c) Filtre :

Tableau (IV.06) : volume des filtres.

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	1.12	24	26.8
1	2.24			
2	3.45	2.84	36	102.3
3	4.8	4.12	36	148.5
4	8.18	6.49	40	259.5
5	0	4.1	92	376.1
Volume Total				913.2

d) drain vertical:

Tableau (IV.07) : volume de drain.

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	0.1	24	2.4
1	0.02			
2	2.4	1.21	36	43.56
3	4.8	3.6	36	129.6
4	10.8	7.8	40	312
5	00	5.4	92	496.8
Volume Total				1120.17

IV.5.2) Barrage Zoné :

Le principal avantage de cette variante est que tous les matériaux nécessaires à sa confection sont disponibles à bon escient à proximité du site du barrage ; cela permet d'une part de réduire significativement les dépenses liées aux engins de transport pour l'acheminement des matériaux, et d'autre part, la proximité de la zone d'emprunt permet de gagner énormément en temps en écourtant le délai de réalisation, bref on dira que la variante est très économique et pratique. Cependant la réalisation délicate des zones de transition et du filtre constitue une difficulté majeure

dans la conception de l'ouvrage.

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 9 mètres, les pentes des talus amont varié entre $[2 \div 2.5]$ et aval $[2 \div 2,5]$.

a) le Noyau :

Tableau (IV.08) : volume du Noyau

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
0	00	1.12	24	26.8
1	2.232			
2	7.2	11.1	36	399.6
3	15			
4	45	22.5	92	2070
5	00			
Volume Total				3866.2

b) Recharge :

Tableau (IV.09) : volume des recharges

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	10.43	24	250.4
1	20.87			
2	52.80	78.9	36	2840.4
3	105.00			
4	312.5	156.25	92	14375
5	00			
Volume Total				27141.8

c) Enrochement (drainage)

Tableau (IV.10) : volume des enrochements (drainage).

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	2.4	24	57.6
1	4.8			
2	6	5.4	36	194.4
		6		
3	6	5.5	40	220
		2.5		
4	5	92	230	230
5	00			
Volume Total				918

d) Protection en Rip –Rap :

Tableau (IV.11) : volume Rip – Rap .

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	1.11	24	26.6
1	2.21			
2	4.02	3.12	36	112.3
		5.03		
3	6.04	8.55	40	342.1
		5.53		
4	11.07	92	509.2	509.2
5	00			
Volume Total				1171.3

e) Filtre et drain :

Tableau (IV.12) : volume de filtre et drain.

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	0.1	24	2.4
1	0.02			
2	2.4	1.21	36	43.56
3	4.8	3.6	36	129.6
4	10.8	7.8	40	312
5	00	5.4	92	496.8
Volume Total				1050.4

IV.4.3) Barrage en enrochement avec masque en béton :

C'est un ouvrage intéressant et très stable car la résistance à la poussée de l'eau est assurée par le poids propre du massif, il supporte assez bien les tassements et ne soumet sa fondation qu'à des pressions modérées; cependant c'est un ouvrage dont la réalisation est généralement coûteuse suite aux différentes opérations de désagrégation mécaniques des roches préexistantes ainsi que de leur mise en place pour le remblai.

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

$$e \geq 0,3 + 0,001 \cdot H \quad \dots\dots\dots (IV.22)$$

H : hauteur de barrage égale 9 m

A.N : $e = 0.3 + 0.001 \cdot 15.5 = 0.309 \text{ m}$ mais on prend $e = 0.35 \text{ m}$

a) Recharge (enrochement) :

Tableau (IV.13) : volume des recharges.

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	11.55	24	227.2
1	23.1			
2	60	41.55	36	1495.8
3	120	90	36	3240
4	357.5	238.75	40	9550
5	00	178.75	92	16445
Volume Total				31008

b) masque en béton :

Tableau (IV.14) : volume des recharges.

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	0.86	24	20.7
1	1.72			
2	3.13	2.43	36	87.3
3	4.7	3.91	36	140.9
4	8.6	6.65	40	266.1
5	00	4.3	92	396
Volume Total				911

IV.6) Estimation du coût des variantes :

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

Tableau (IV.15) : les coûts des variantes étudiées.

variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût (DA 10 ⁶)	Totale (DA 10 ⁶)
homogène	(Recharge (argil	28923.5	300	8.68	11.7
	Rip-Rap	1171.5	1200	1.41	
	Filters et drains	913.5	800	0.73	
	drain vertical	1102.2	800	0.88	
Zoné	Recharge	27141.8	320	8.69	13.13
	le Noyau	3866.2	480	1.86	
	Filters et drain	1050.4	800	0.9	
	Rip –Rap	1171.3	1200	1.41	
	Enrochement (drainage	918	800	0.76	
Avec masque	Recharge (enrochement	31008	300	9.30	19.69
	masque en béton	911	11400	10.39	

IV.7) Comparaison financière des trois variantes :

A travers le Tableau récapitulatif (V.15), il apparaît clairement que nous ne pouvons que nous orienter vers la 1 ère variante car elle est la plus économique possible et la plus facile à mettre en place techniquement, Mais avant tout rappelons que la 1 ère variante est celle du barrage homogène entièrement constitué d'argiles imperméables dont la zone d'emprunt d'après les normes de construction devra receler en matériaux d'au moins 1,5 à 2 fois le volume du remblai avec des qualités requises pour leur utilisation.

Or d'après l'analyse des résultats des puits de reconnaissance pour les matériaux de construction, il ressort que la quantité totale d'argile disponible est d'environ 200 000m³ donc on peut réaliser notre ouvrage

Conclusion :

Les conditions générales prédéterminant le choix du type du barrage sont :

- Condition topographiques ;
- Condition géologique- géotechnique ;
- Disponibilités des matériaux à proximité du site ;
- Délai d'exécution ;
- Coût de l'ouvrage ;

Selon la disponibilité des matériaux pour les recharges de la digue et d'après le tableau récapitulatif qui présente les coûts des différentes variantes, on opte pour une digue.



Chapitre V :

Etude de la variante retenue

Définition de profil général du barrage

La digue est en remblai homogène, avec une hauteur totale de 9 m.

La largeur en crête est de 5 m, et les fruits des talus amont et aval sont donnés successivement de (2.5, 2.5). Le profil type de la digue est représenté par la planche (3).

V.1) Classification de l'ouvrage :

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage. et pour connaître la classe de notre barrage nous avons le tableau suivant :

Tableau (V.1) : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation [6]

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	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique.	>50	25÷50	15÷25	<15

D'après le tableau (V.volkov, 1986) notre barrage appartient à la classe IV.

V.2) Dimensionnement de la digue (homogène en argile) :**V.2.1) Hauteur du barrage :**

La hauteur de barrage est donnée par l'expression suivante :

$$H_b = NNR + h_{dév} + R + t \dots\dots\dots (VI.1)$$

On admet une valeur de ($t = 0.1$ m) pour le tassement du barrage.

Avec :

h_d : la charge déversant

R : la revanche

a) Calcul de la revanche:

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

1-/Formule de l'USBR :

$$R = 0.75H + v^2/2g \dots\dots\dots (VI.2)$$

$$H = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F} \quad (F < 18 \text{ Km}).$$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre [F = 0,45 km].

Donc : H=0.77 m

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

$$V = 1.5 + 2H. \quad \text{D'où : } V = 3.03\text{m/s.}$$

La revanche sera donc : **R=1.04 m**

2-/ Formule de MALLET et PAQUANT :

$$H = 0.5 + 0.33\sqrt{F} \dots\dots\dots (VI.3)$$

et : $R = H + v^2/2g$

D'ou : $H = 0.72 \text{ m.} \quad V = 2.94\text{m/s}$

D'où : R=1.16 m

3-/ Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F} \dots\dots\dots (VI.4)$$

D'ou : R=1.2 m

En fin la hauteur de barrage sera égale :

$$H_b = NNR - C_f + h_{\text{dév}} + R + t \dots\dots\dots (VI.5)$$

$$H_b = 574 - 567 + 0.77 + 1,1 + 0,1 = 9 \text{ m}$$

b) Largeur en crête :

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

1) Formule de KNAPPEN :

$$b_{\text{cr}} = 1.65\sqrt{Hb} \text{ (m)} \dots\dots\dots (VI.6)$$

2) Formule de -PREECE:

$$b_{\text{cr}} = 1.1\sqrt{Hb} + 1 \text{ (m)} \dots\dots\dots (VI.7)$$

3) Formule Anonyme (simplifiée):

$$b_{\text{cr}} = 3.60\sqrt[3]{Hb} - 3 \text{ (m)} \dots\dots\dots (VI.8)$$

4) Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (VI.9)$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

Le tableau (V.2) nous donne les résultats du calcul.

Tableau (V.2) : Récapitulatif des résultats

Formules	b (m)
KNAPPEN	4.66
PREECE	4.11
Anonyme (simplifiée)	4.19
Moyenne	4.32

Donc, On opte une valeur **b_{cr} = 5 m**

c) Pentés 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.

Tableau (V.3) : Valeurs indicatives des pentes des talus. [5]

Hauteur du barrage (m)	Type du 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
		3	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3	3
	- A zones		
H ≥20	- Homogène granulométrie étendue	3	2,5
		3	3
	- A zones		

Pour les talus on prend :

- ✓ Le fruit amont est 2.5 ($m_1=2.5$) Le fruit aval est 2.5 ($m_2=2.5$)

V.2.2) Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus :

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a lieu donc en général de prévoir une protection pour les talus.

le talus aval : sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement, en ayant soins de recouvrir le parement d'une couche de terre végétale de 30 cm.

le talus amont : sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation V par la méthode de « T. V.A. »

Le but principal du rip-rap mis en place sur un remblai est d'empêcher l'érosion et les dégâts pouvant résulter de l'action des vagues. L'expérience a, en général, montré que le rip-rap déversé était le type de protection de talus le plus efficace (CIGB, 1991).

V.2.2.1) Méthode T.V.A (Tennessee-Valley- Authority):

formule suivante :

$$e \geq C V^2$$

Où :

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

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s]; sachant que $V=3.02m/s$

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique du matériau d'enrochement.

La valeur de C est donnée par le tableau suivant (VI.4).

Tableau (V.4) : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids. [6]

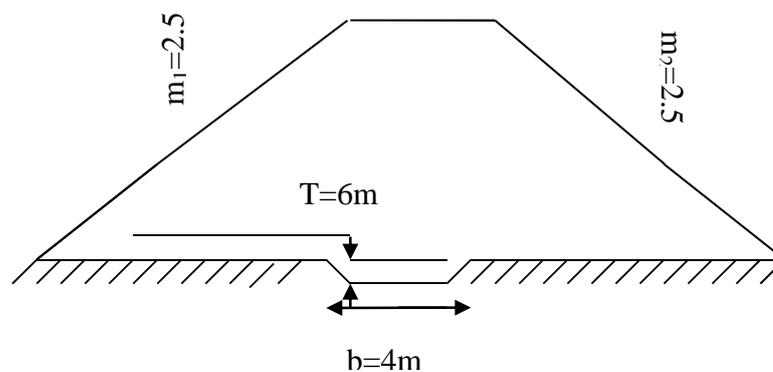
Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifiques		
	=2,50	=2,65	=2,80
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e=0,23\text{m}$, mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à $0,3\text{m}$.

V.3) Organes d'étanchéité :

V.3.1) La clé d'ancrage :

La profondeur de la clé d'étanchéité est exécutée jusqu'à 1 mètre
On détermine les dimensions du dispositif de l'ancrage par le calcul, et on les corrige d'après les conditions des exécutions des travaux en cas d'utilisation de procédés mécanisés.
L'épaisseur de élément (clef d'ancrage) est égale (3-4) m, prend les talus ($m_1=m_2=1/1$)

**Figure (V.1) : Clé d'encrage du barrage**

V.3.2) Le dispositif de drainage du remblai :

L'expérience montre que, même dans les petits barrages ($H<5\text{m}$) l'absence du drainage engendre couramment des désordres lorsque la ligne de saturation, parfois au bout de plusieurs années de service (remblais très imperméables), finit par recouper le talus aval.

Pour contrôler les infiltrations à travers le remblai, il est nécessaire de mettre en place un dispositif drainant et filtrant.

En ce qui concerne la qualité des matériaux, les principaux essais, outre la granulométrie, sont :

- Mesure du coefficient de friabilité des sables.
- Essai Losange les (chocs) et l'essai (Micro- Deval) (usure) pour les graviers.
- Equivalent de sable (la présence d'argile peut entraîner une cohésion et donc la fissuration du matériau).
- Les matériaux calcaires sont à éviter pour les organes de drainage.

V.3.3. Le drain vertical [5]

Le drain vertical ou drain cheminée est une alternative intéressante au tapis drainant puisqu'elle permet d'éviter le dysfonctionnement potentiel du drainage consécutif à l'anisotropie de perméabilité, l'épaisseur à retenir pour un tel drain est d'ordre 0.6 m comme une valeur minimal et l'implantation idéal se situe, un peu en aval de l'axe du remblai (afin de bénéficier au maximum de l'étanchéité apportée par le remblai amont).

Le sommet du drain est arasé au niveau normale de la retenue (NNR) ou plus de quelques centimètres (0.1-0.5) m, pour la sécurité il n'est pas nécessaire de le prolonger jusqu'au niveau des plus hautes eaux (NPHE).

○ **Dimensionnement du drain vertical :**

➤ **Hauteur du drain :** $H_{dr} = 7 + 0.1 = 7.1 \text{ m}$ (VI.10)

$H_{dr} = 7.1 \text{ m}$

⇒ **$C_{dr} = 274.1 \text{ m (NGA)}$** .

➤ **Épaisseur du drain :** d'après le tableau (VI.5) :

Tableau (V.5) : épaisseur minimal de drain (Gérard DEGOUTTE ,1997)

$H^2 V$	<30	30 à 100	100 à 300	300 à 700	700 à 1500
Épaisseur (m)	0.50	0.80	1.00	1.20	1.50

H : hauteur du barrage en (m).

V : volume de la retenue en (Hm^3).

Notre barrage a $H=9 \text{ m}$, et $V=0.035 \text{ Hm}^3$ donc $H^2 V=24.5 (<30)$ **$e_{dr} = 0.6 \text{ m}$**

V.3.4. Le tapis drainant sous le talus aval

C'est la solution traditionnellement adoptée pour assurer le drainage d'un remblai homogène, ce tapis de matériau drainant, d'une épaisseur de 0.5m, s'étend sur (1/4-1/3) de l'emprise du barrage.

On note que l'implantation idéale se situe, un peu en aval de l'axe du remblai (afin de bénéficier au maximum de l'effet d'étanchéité apporté par le remblai amont).

Dimensionnement du tapis drainant :➤ **Longueur du tapis drainant :**

$$L_d = (1/3-1/4) L_b \dots \dots \dots (VI.11)$$

$$L_d = 1/3 L_b$$

L_d : longueur du drain tapis en (m).

L_b : largeur transversal du barrage (50 m).

On trouve :

$$L_d = 16.7 \text{ m.}$$

➤ **L'épaisseur du tapis :**

$$e_t = 0.5 \text{ m}$$

V.3.5. Le prisme de drainages :

Il permet de :

- Réceptionner et évacuer les eaux infiltrées à travers le corps du barrage et sa fondation.

- Rabattre la ligne phréatique le plus basse possible.

- Réduire les pressions interstitielles dans certaines parties du corps du barrage.

○ **Dimensionnement du prisme de drainage :**

Fruit des talus : on prend : $m_1=1.5$ et $m_2=(1.75-2.5)$ on prend: $m_2=2,5$

Hauteur : $H_{dr} = (0.15-0.2) H_b = 0,15*9 = 1.35 \text{ m} \Rightarrow$ on prend **$H_{dr} = 1.5 \text{ m.}$**

Largeur au sommet : $b_{dr} = (1/3-1/4) H_d \Rightarrow$ **$b_{dr} = 0.5 \text{ m.}$**

V.4) Calcul des filtres [5]**V.4.1) Règles des filtres**

L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du renard.

Condition 1:

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{y} \cdot (1 + 0,05y) \frac{n}{1-n} \dots \dots \dots (VI.12)$$

D'où

- η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = D_{60}/D_{10}$;
- n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_o - 0,1 \text{Log } \eta$;
- $n_o = 0,4$ pour les sols caillouteux ;
- $n_o = 0,45$ pour les sols argileux.

Condition 2 :

Condition de (TERZAGI ,1922) (CIGB ,1994):

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \dots\dots\dots (V.13)$$

- D_{15} : Diamètre de filtre ;
- d_{15} : Diamètre du sol à protéger.

V.4.2) Détermination de la courbe granulométrique des Filtres :

Selon les critères :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \dots\dots\dots (V.14)$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \dots\dots\dots (V.15)$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

- D_{15}, D_{50} : Diamètre de filtre.
- d_{15}, d_{50} : Diamètre du sol à protéger.

Granularité de sol protégé :

$$d_{15} = 0.0016 \text{ mm} ;$$

$$d_{50} = 0.01 \text{ mm};$$

$$d_{85} = 0.055 \text{ m}.$$

• La première couche de filtre est entre des terres du corps du barrage et la première couche de drain a les limites suivantes :

- $0,0192 \text{ mm} < D_{15} < 0.064 \text{ mm} ;$
- $0.12 \text{ mm} < D_{50} < 0.58 \text{ mm}.$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$\mathbf{D_{15} = 0.0416 \text{ mm} ;}$$

$$\mathbf{D_{50} = 0.35 \text{ mm}.$$

La deuxième couche des filtres on la détermine de fonction de la courbe moyenne de la première couche :

$$0.499 \text{ mm} < D_{15} < 1.664 \text{ mm}$$

$$4.2 \text{ mm} < D_{50} < 20.3 \text{ mm}.$$

D’où la courbe granulométrique moyenne de deuxième couche du filtre a les dimensions suivantes :

$$D_{15} = 1.0815 \text{ mm.}$$

$$D_{50} = 12.25 \text{ mm.}$$

V.4.3. Vérification de l’absence de renard dans le sol des filtres :

➤ **Filtre n°01 :**

▪ **Condition 1 :**

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

D’après la courbe granulométrique du sable :

$$D_5 = 0,019 \text{ mm} ; D_{10} = 0,028 \text{ mm} ; D_{15} = 0,035 \text{ mm} ;$$

$$D_{17} = 0,035 \text{ mm} ; D_{50} = 0,35 \text{ mm} ; D_{60} = 0,5 \text{ mm} ; D_{85} = 4,5 \text{ mm.}$$

- $\eta = D_{60}/D_{10} = 17.85$ Coefficient d’hétérogénéité ;
- $n_0 = 0,45$ d’où $n = 0,325$;
- $D_5/D_{17} = 0.54 > 0,47$

○ La condition est vérifiée donc pas de phénomène de renard dans le sol.

▪ **Condition 2:** (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,035}{0,055} = 0,63 < 4$$

La condition est vérifiée donc pas de zone de transition.

➤ **Filtre n°02 :**

▪ **Condition 1:**

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1 - n} \dots\dots\dots (V.16)$$

$$D_5 = 0,7 \text{ mm} ; D_{10} = 0,8 \text{ mm} ; D_{15} = 1.08 \text{ mm} ;$$

$$D_{17} = 1.1 \text{ mm} ; D_{50} = 12.25 \text{ mm} ; D_{60} = 22 \text{ mm} ; D_{85} = 90 \text{ mm.}$$

$$D_5/D_{17} = 0.63 > 0.59 : \text{ pour } n = 0,31 ; \eta = 27.5.$$

La condition est vérifiée de non-existence du phénomène de renard.

▪ **Condition 2 :** (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{1.08}{3.5} = 0.308 < 4 \qquad \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion:

On prévoit:

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur =15 cm.
- La deuxième couche est en gravier d'épaisseur =30cm.
- L'enrochement d'épaisseur = 35 cm.

V.4.4) Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain :✓ **Condition de perméabilité :**

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5 \dots\dots\dots (V.17)$$

D_{15} : diamètre correspondant à 15% du drain.

d_{15} : diamètre correspondant à 15% de l'argile.

$$D_{15} = 0.035 \text{ mm}$$

$$d_{15} = 0.0016 \text{ mm.}$$

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} = \frac{0.035}{0.0016} = 21 > 5$$

Donc la condition de perméabilité est vérifiée.

✓ **Condition de non entraînement des particules fines :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5 \dots\dots\dots (V.18)$$

D_{15} : diamètre correspondant à 15% du drain.

d_{85} : diamètre correspondant à 85% de l'argile.

$$D_{15} = 0.035 \text{ mm, } d_{85} = 0.055$$

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.035}{0.055} = 0.63 < 5$$

La condition est vérifiée donc : la construction d'un filtre n'est pas nécessaire.

La condition assemblée les deux sont : $5.d_{85} > D_{15} > 5.d_{15}$ donc est vérifié.

V.5) Protection de la Crête :

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, la couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de grave argileuse compactée). Pour le barrage homogène, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisante les matériaux de la couche de crête.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toutes stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers

amont uniforme de (3 à 4) % qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

V.6) Tracer de la ligne de saturation :

Il existe plusieurs méthodes de calcul de filtration à travers des barrages en terres : les méthodes expérimentales, hydromécaniques et les méthodes hydrauliques.

Pour le tracer de la ligne de saturation on utilise la méthode grapho-analytique de KOZENY.

- **Admissions dans les calculs de filtrations hydrauliques des barrages en terres :**

1/- On admet la filtration dans un seul plan.

2/- On prend les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan comme nulles.

3/- On suppose que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope.

4/- La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol des barrages en terre homogène, mais elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

- KOZENY a montré que la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal, dont le foyer « o » est situé au pied du parement aval du barrage (fin du drain).

- L'équation de la parabole s'écrit :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \dots\dots\dots (V.19)$$

Avec : $y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (V.20)$

d : largeur de base du massif.

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

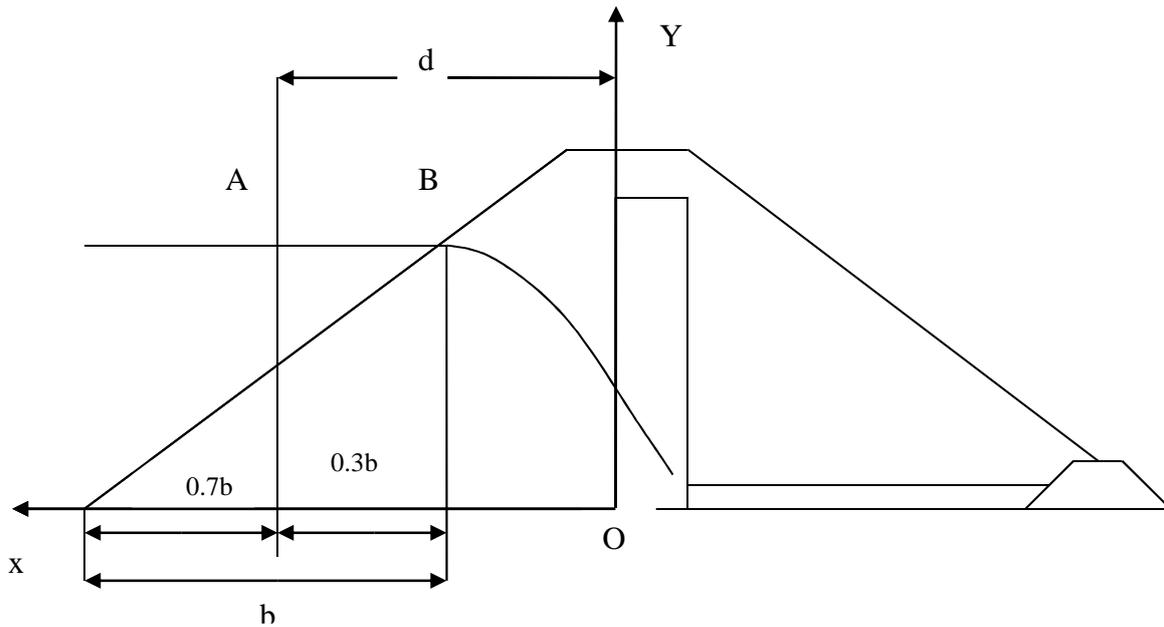


Figure (V.2) : calcul les infiltrations qui travers le corps de la digue.

On a :

$d = 14.65\text{m}$ et $h=7\text{ m}$

$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$ Donc : $y_0 = 1.59\text{m}$

L'équation de la parabole s'écrit :

$2xy_0 = y^2 - y_0^2$ donc : $2 * 1.59 * x = y^2 - (1.59)^2$

D'où : $y^2 = 3.18 x + 2.53$

Les coordonnées de la parabole sont données dans le tableau (VI.6).

Tableau (V.6) : Les coordonnées de la parabole

x	0	2	4	6	8	10	12	14	15
y	1.59	2.98	3.91	4.65	5.29	5.86	6.38	6.86	7.09

V.7) Calcul d'infiltration à travers la digue et la fondation :

La filtration d'eau à travers le corps du barrage en terre et sous ses ouvrages est créée par la charge d'eau au bief amont. Elle a pour conséquence la perte d'eau et le problème d'instabilité (Renards).

Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries de barrages sont provoquées par la déformation de filtration, c'est pourquoi il faut toujours exécuter un calcul de filtration, donc établir la position de la ligne phréatique dans le massif du barrage, déterminer le

gradient de filtration, les vitesses de filtration et les débits de filtration à travers de l'ouvrage et le sol de fondation.

V.7.1. Calcul du débit d'infiltration (débit de fuite) :

C'est la nature du matériau (Argile) qui conditionne l'écoulement à travers le corps du barrage.

On peut appliquer à celui ci les règles de l'écoulement à travers une digue homogène, Le débit de fuite est donné par :

$$q_n = K.I.A$$

q_n : débit d'infiltration ($m^3/s/ml$).

I : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité.

A : section d'infiltration par unité de longueur.

❖ le gradient hydraulique est déterminé par :

$$I = \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots (V.21)$$

et : $A = y.I$

Pour une digue homogène assis sur fondation imperméable

$$q_n = Ky \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots (V.22)$$

Avec : $y \frac{dy}{dx} = y_0$

D'où : $q_n = Ky_0 \ m^3/s/ml$.

Soit: $q_n = 10^{-6} * 1.59 = 1.59. 10^{-6} m^3/s/ml$ $q_n = 1.59 * 10^{-6} m^3/s/ml$.

V.7.2) débit d'infiltration à travers la fondation :

Dans notre cas on a la fondation du barrage est imperméable (les argiles rouges dominantes du substratum de fondation de la digue, sont totalement imperméable 10^{-7} (cm/s)

V.8) Calcul de stabilité :

V.8.1) Généralités sur la stabilité des barrages (Talus) :

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (Pente des talus en particulier) et des principes de drainage à appliquer.

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes telles que FELLENIUS (1939) ; TAYLOR (1948), BISHOP (1955) ; MORGENSTERN et RICE (1965) ; SPENCER (1967) ; JANBU (1973) ; SHARMA (1979). (CIGB ,1986). , on utilise le plus souvent la

méthode grapho-analytique (Méthode de FELLENIUS) dite « méthode des tranches », qui est de calcul en rupture circulaire.

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

1/-soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixent et / ou déterminer à priori.

2/- Soit par une série de calculs dit dimensionnement, ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

1. Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

a. glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

a-1. Glissement en cascade.

a-2 .Glissement, puit renard :

Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la côte du plan d'eau amont.

2. l'instabilité mécanique en fondation :

V.8.2) Conséquences de l'instabilité des talus :

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

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (combinaison quasi permanente).
- Fonctionnement normal (Retenue au NNR) (combinaison quasi permanente).
- Lors d'une vidange rapide (talus amont) (combinaison fréquente).

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » déterminé d'après le tableau (V.7).

Tableau (V.7) : Coefficient de stabilité admissible des talus. [6]

Combinaison des charges	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de classe			
	I	II	III	IV
Fondamentales	1.30-1.20	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10-1.05
Singulières	1.10-1.05	1.10-1.05	1.05	1.05

(Coefficient de stabilité admissible des talus(V.volkov, 1986)).

V.8.3) Ordre de calcul (Méthode des tranches) [6]

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. 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.

3. Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 H_b.$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage.

(K_1 - K_2) : sont déterminés d'après le tableau (VI.9) en fonction de pentes de talus.

Tableau (V.8) : (K_1 - K_2) en fonction des pentes des talus(V.volkov, 1986)

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0.75	0.75	1.0	1.5	2.2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1.5	1.75	2.3	3.75	4.8	5.5

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite un courbe rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c à d 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 marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites.

par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la partie « 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) : $N = G_n \cos \alpha$ (V.23)
- ❖ Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin \alpha$ (V.24)
- ❖ α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

V.8.4) Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

✓ Force de pesanteur :

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit : $G_n = b (\rho_1 h_1 + \rho_2 h_2 + \rho_3 h_3)$ (V.25)

h_1, h_2, h_3 : hauteurs des tranches.

- ρ_1 : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation.
- ρ_2 : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation.
- ρ_3 : densité de l'assise.

b : largeur de la tranche.

Pour le cas d'une vidange rapide on utilise la densité déjaugée $\rho' = (\rho_{sat} - 1)$.

✓ Forces de pression interstitielles :

Dans le cas ou le barrage est à son niveau normal de le retenue (NNR).

$$P_{plain} : U dl = \gamma_w h \cdot dl \dots \dots \dots (V.26)$$

U : pression interstitielle.

dl : longueur en arc de la tranche.

γ_w : poids volumique de l'eau $\gamma_w = 1 \text{KN/m}^3$.

h : hauteur de la tranche.

✓ **Forces de cohésion :**

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots (V.27)$$

C: Cohésion du sol. (Matériau).

✓ **Forces dues au séisme :**

$$T = a \cdot G_n \dots\dots\dots (V.28)$$

A : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

V.8.5) Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

1. Les forces stabilisatrices :

Force de frottement :

$$F_1 = N_n \cdot \text{tg } \alpha - U \cdot dl \cdot \text{tg } \alpha \dots\dots\dots (V.29)$$

α : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

Force de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \quad \text{Avec :} \quad dl = \frac{2fRB_i}{360}$$

R : rayon de la courbe de glissement.

B : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N_n - U \cdot dl) \cdot \text{tg } \alpha + c \cdot dl] \cdot R \dots\dots\dots (V.30)$$

2. Les forces motrices:

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique N_t (force de cisaillement) du poids G_n qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (V.31)$$

V.8.6) Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

1. calcul de K_s : (coefficient de sécurité) :

Le coefficient de sécurité a un rôle double :

1. il prend en compte certaines incertitudes : les paramètres de résistance au cisaillement, les pressions interstitielles, le poids du sol et la géométrie du barrage .
2. il limite indirectement les déformations (CIGB ,1986).

Le coefficient « K_s » est le rapport du moment des forces stabilisatrices sur les forces motrices par rapport au centre de glissement donné par :

$$K_s = \frac{\sum [(G_n \cos a - P_n) \operatorname{tg} \{ + \sum Cndl]}{\sum G_n \operatorname{Sin} r_n + \frac{1}{R} \sum aGndn} \dots\dots\dots (V.32)$$

* Pour le cas d'un réservoir vide (P=0), on vérifie la stabilité avec et sans l'effet du séisme.

- avec effet de séisme :

$$K_s = \frac{\sum [G_n \cdot \operatorname{Cos} a \operatorname{tg} \{ + \sum Cndl]}{\sum G_n \operatorname{Sin} r_n + \frac{1}{R} \sum aGndn} \dots\dots\dots (V.33)$$

- Sans l'effet de séisme :

$$K_s = \frac{\sum [(G_n \cos a) \operatorname{tg} \{ + \sum Cndl]}{\sum G_n \operatorname{Sin} r_n} \dots\dots\dots (V.34)$$

2 . Calcul du K_s pour le cas de vidange rapide :

K_s est calculé seulement pour le talus amont.

Avec effet de séisme :

$$K_{AS} = \frac{\sum G_n \operatorname{Cos} r_n + \sum Cndl}{\sum G_n \operatorname{Sin} r_n + \sum a \frac{Gndn}{R}} \dots\dots\dots (V.35)$$

Sans effet de séisme :

$$K_{SS} = \frac{\sum G_n \operatorname{Cos} r_n \operatorname{tg} \{ + \sum Cndl}{\sum G_n \operatorname{Sin} r_n} \dots\dots\dots (V.36)$$

Les résultats de calcul de stabilité sont donnés par les tableaux (3,4,...14 voir annexes) Pour les différents rayons.

Le coefficient K_s calculé doit être supérieur à «K_{s adm} », pour notre cas barrage de classe IV.

$$K_{ss} = 1.10 - 1.05.$$

Pour tous les types de fonctionnement.

$$K_{AS} = 1.05.$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau (V.9 et V.10)

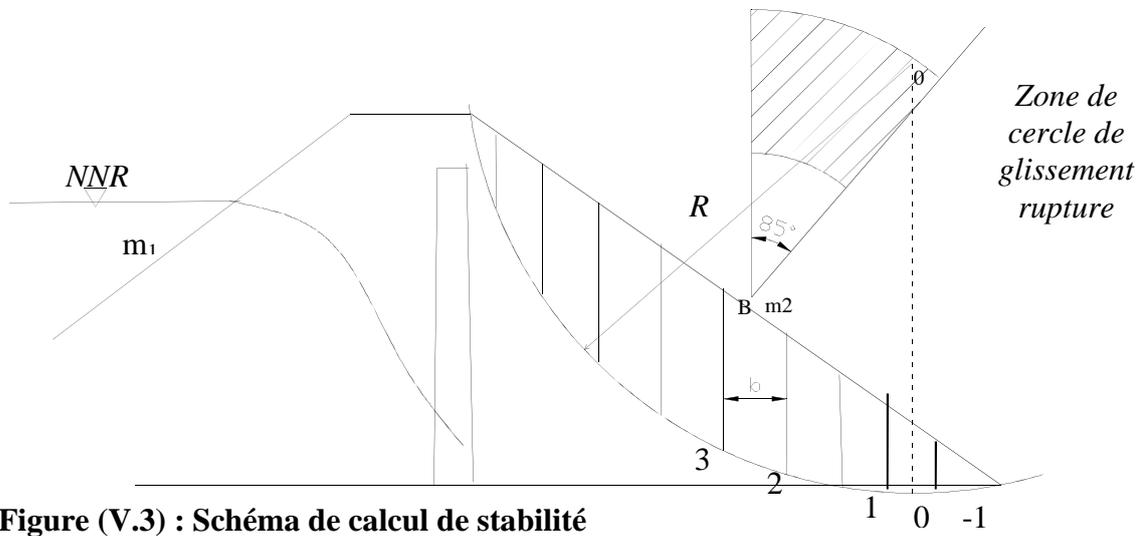
Tableau (V.9) : coefficient de sécurité pour le talus amont.

Rayon (m)	Coefficient de sécurité		Rayon (m)	Coefficient de sécurité	
	Fin de construction			Vidange rapide	
	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)		Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)
19.32	2.44	1.33	17.95	2.65	1.39
21.17	2.51	1.39	21.05	2.26	1.31
17.13	2.40	1.37	20.3	2.55	1.34

Tableau (V.10) : coefficient de sécurité pour le talus aval.

Rayon (m)	Coefficient de sécurité		Rayon (m)	Coefficient de sécurité	
	Fin de construction			En service	
	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)		Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)
16.63	1.88	0.317	19.1	2.67	1.41
18.24	2.29	1.32	17.98	2.97	1.93
18.48	1.94	1.23	20.91	2.89	1.99

D'après les résultats obtenus, la stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tous les cas de sollicitation, d'où les fruits des talus amont et aval sont acceptés.





Chapitre VI :

Etude des variant des ouvrages annexes

INTRODUCTION

Pendant d'élaboration d'un projet de la retenue formée par un barrage fixe, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenants à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour le retenu seront.

- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- L'ouvrage de la dérivation provisoire.

Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre retenue.

VI.1) Ouvrage de Prise d'eau

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau normale de la retenue et le niveau de plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

VI.1.1) Type de prise :

01/Prise d'eau en charge

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

02/ Prise d'eau flottante

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

03/ Tour de prise

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise- vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

VI.2) Ouvrage de vidange :

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

- œ D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constaté sur l'ouvrage;
- œ D'abaisser le niveau de la retenue, éventuellement de vider le bassin afin de procéder à des réparations ou à des inspections;
- œ De transiter une partie des débits de crue, le règlement d'exploitation prévoit d'ouvrir en premier la vidange du fond, par ce procédé, on espère évacuer une bonne partie des apports solides sous forme de courant de densité ;
- œ Assurer l'irrigation des périmètres agricoles pendant les mises hors services des turbines ;
- œ De maîtriser le niveau de la retenue lors de la première mise en eau;
- œ De servir de dérivation provisoire pendant la phase finale de construction.

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

VI.2.1) Conduite de vidange en charge

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

VI.2.2) Conduites à écoulement libre

Deux types de conduites peuvent être employées pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1 à 2) m de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

VI.2.3) ouvrages de vidange à batardeau

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes.

VI.2.4) Choix de la variante

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en terre), donc on ne peut retenir que la conduite de vidange.

La conduite avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie) et les accessoires supplémentaires (Reniflard) nécessitant beaucoup d'entretien.

La conduite en charge est plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque.

La variante de l'ouvrage à retenir est celle d'une conduite en charge.

Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange

Deux types de recommandations sont proposés dans ce chapitre : d'une part des recommandations communes à tous les dispositifs de vidange constitués d'une conduite et d'autre part des recommandations sur le dispositif minimum, fonction de $H^2 \cdot \sqrt{V}$, à mettre en place. Dans certains cas le dispositif adopté sera donc plus important (plus gros diamètre pour rendre la conduite visitable, galerie en béton armé, vanne supplémentaire, conduite dans une galerie de visite...), et on a d'autres recommandations qui sont :

- Il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (colmatage), et d'autre part prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements.

- Prévoir une bonne assise pour la conduite.
- Prévoir le nombre et la position des vannes nécessaires en fonction des types des conduites, de leurs diamètres, de la charge amont du barrage et du volume stocké.

Quelques dispositifs minimums de vidange qu'on doit tenir en compte sont donnés dans le Tableau (VI-1).

Tableau VI.01 : type de vidange de fond en fonction de $H^2 \cdot \sqrt{V}$

$H^2 \cdot \sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position des vannes
30	P V C ou Acier	(160 – 200) 315 en Acier	Une vanne en aval
30 à 100	Acier	300 - 400	
100 à 300	Acier ou béton en âme tôle	400 – 600	Une vanne de garde amont et une vanne avale
300 à 700		600 – 800	
700 à 1500		800 - 1200	
1500	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne réglable en aval

H : Hauteur du barrage en [m].

V : Volume d'eau stocké en [M m³].

Pour la conduite de vidange on prévoit une surélévation par rapport à la galerie de dérivation pour éviter tous risques d'engorgement pouvant à la suite bloquer la vanne.

L'ouvrage de vidange sera constitué une vanne en aval.

VI.3) Ouvrage d'évacuateur de crues

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans créer d'érosion en aval risquant d'être dommageable pour la digue.

VI.3.1) Critères de choix de l'évacuateur de crue

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

1. la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
2. les difficultés de réalisation.
3. les exigences topographiques du site.
4. les exigences géologiques du site.
5. la facilité d'entretien.
6. la facilité de modification.
7. le coût de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories selon les principes type :

- a. l'évacuateur à écoulement libre.

- b. L'évacuateur par puit noyé.

VI.3.2) Différents types des évacuateurs de crues.

01/ Evacuateur de crues en puit (tulipe)

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puit 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 :

- a) Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s.
- b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

- a) Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
- b) Problème de vibration.
- c) Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- d) Prévoir des protections antivortex (coût et entretien).
- e) Dissipation au pied de la digue.

02/ Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral :

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

03/ Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages :

- 1) Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- 2) Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- 1) Le coût peu élevé , La difficulté de modification.

04/ Evacuateur de crues en siphon

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, il représente les avantages :

- 1) Aucune exigence topographique.
- 2) Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- 1) Amorçage et le désamorçage.
- 2) Entretien indispensable.
- 3) Débit faible à évacuer.
- 4) Dispositif sur le corps de la digue.

VI.3.3) 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 pouvant arracher les arbres du site boisé ; la faible charge sur l'entonnement circulaire, et l'évacuation au pied de la digue pouvant causer l'érosion régressive ; tout ces problèmes ramène à rejeter cette Variante .

L'évacuateur de crue latéral s'adapte au site du fait que les excavations seront réduites, mais le problème de saturation pour une crue de débit qui peut dépasser celui de la crue de projet rend celle-ci peu fiable.

L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal s'adapte aussi au site, puisque la largeur déversante n'est pas très importante et la topographie permet l'implantation.

Le bon fonctionnement et la sûreté de celui-ci pour les crues dépassant celle de projet et la facilité de réalisation rend cette variante la plus adéquate du côté technique et économique.

L'évacuateur des crues pour la retenue sera donc latéral à entonnement frontal.

VI.5) Dimensionnement de l'ouvrage de vidange**VI.4.1) Calcul du débit de vidange**

Pendant la période de construction de la digue, la dérivation provisoire sera assurée par une conduites en Acier

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} \approx \frac{V_u}{T} < Q_r \quad \dots\dots\dots(VI.1)$$

V_u : volume utile en [m³].

T : temps de vidange (15 < T < 21) jours. T=18 jours.

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

A.N :

$$Q_{vf} = \frac{0,099.10^6}{15.86400} + \frac{0.17610^6}{31,53.10^6} = 0.077m^3/s$$

VI.4.2) Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre

On a :

$$Q_{vf} \approx \mu S \sqrt{2gH} \quad \dots\dots\dots(VI.2)$$

D'ou :

$$S \approx \frac{Q_{vf}}{\mu \sqrt{2gH}} \quad \dots\dots\dots(VI.4)$$

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m³/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m].

μ : Coefficient de débit : μ [0,8 – 0,85].

A.N :

$$S = \frac{0.077}{0,8 \cdot \sqrt{2 \cdot 9}} = 0.0072m^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0072}{\pi}} = 0,095m \dots\dots\dots(VI.5)$$

On prend: **$D_{vf} = 100 \text{ mm}$**

*Correction du coefficient de débit μ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \zeta_i}} \dots\dots\dots(VI.6)$$

$\sum \zeta_i$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

🚩 Coefficients des pertes de charge linéaires:

$$\zeta_{lin} = \lambda \frac{l}{D} \dots\dots\dots(VI.7)$$

Avec :

$$\lambda = \frac{125 n^2}{D^{1/3}} \dots\dots\dots(VI.8)$$

ζ : Coefficient de perte de charge.

n : Coefficient de rugosité [$n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} \cdot s$].

D : Diamètre de la conduite [$D = 100 \text{ mm}$].

L : longueur de la conduite de vidange en [m] ($l = 54 \text{ m}$).

A.N:

$$\zeta = 0,0053$$

$$\sum \zeta_i = 28,50m$$

Coefficients de pertes de charge singulière:

On a :

$$\xi_{entrée} = 0,5 \qquad \xi_{sortie} = 1 \qquad \xi_{vannes} = (0,1 + 0,1) = 0,2$$

Donc :

$$\sum \zeta_s \approx 1,2m$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (28.50 + 1.2)}} = 0.18$$

Et :

$$S = \frac{0,077}{0,18 \cdot \sqrt{2g \cdot 9}} = 0,032 \text{m}^2$$

D'ou :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,032}{\pi}} = 0.202 \text{m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$D_{vf} = 300 \text{ mm}$

L'ouvrage de vidange sera édifié en tête du tunnel de la dérivation à environ 54m de l'axe du barrage. La conduite étant en acier de diamètre 200mm.

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$V_s \approx \frac{Q_{vf}}{S_{con}}$(VI.9)
--------------------------------------	-------------

AN : $V_s = \frac{0,077}{0,07} = 1.1 \text{m/s}$

VI.6) Dimensionnement de la prise d'eau

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le Tableau III.36, le volume maximum demandé est celui du mois de juillet.

$$V_{\max} = 0,01 \text{ Mm}^3.$$

Donc :

$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{0,01 \cdot 10^6}{31.43200} = 0,0075 \text{ m}^3/\text{s}$

T : temps de prise (T=31 jours à raison de 12 heures par jour).

$$Q_{\max} \approx \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \quad \text{.....(VI.10)}$$

μ : coefficient de débit : $\mu = 0.3$

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval.

A.N :

$$S = \frac{0,0075}{0,30 \cdot \sqrt{2g \cdot 6}} = 0,0022 \text{m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0011}{\mu^2}} = 0,055 \text{m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$\mathbf{D = 75 \text{ mm}}$$

***Correction du coefficient de débit μ**

$$\sim \mu \frac{1}{\sqrt{1 + \sum}} \dots\dots\dots(\text{VI.11})$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Donc :

$$\sum \sim 1,15 \frac{h_l}{D} \dots\dots\dots(\text{VI.12})$$

AN :

$$\sum = 1,15 \cdot \frac{0,0067 \cdot 54}{0,055} = 7,56$$

Donc :

$$\sim \mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 7,56}} = 0,34$$

C'est pas le même coefficient de débit donc : $S=0.001\text{m}^2$; $D=0.05\text{m}$

$$\mathbf{D = 50 \text{ mm}}$$

L'exploitation de la retenue sera assurée par l'ouvrage de prise d'eau. Cet ouvrage servira à la prise d'eau et en même temps à la vidange de la retenue à l'état définitif.

$$\mathbf{D = 300 \text{ mm}}$$

Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de pris d'eau :

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\text{max}}}{S} = \frac{0,0075}{0,07} = 0.12\text{m/s}$$

Conclusion

La conduite de prise de diamètre de 300mm, sera édifiée encore en tête de la dérivation.

Le prélèvement des eaux s'effectue à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort, 571.5m NGA. Les organes de commandes seront regroupés avec ceux de la vidange au pied aval de la digue.



Chapitre VII

Etude de la variante choisie de l'évacuateur de crue

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.

Ce type d'avarie sera évité en projetant un évacuateur de crues dans le barrage pouvant évacuer sans risque ces débits et donc protéger la digue.

VII.1) Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues

L'emplacement de l'évacuateur de crues dépend essentiellement de la géologie et de la topographie du site, tout en tenant compte bien sûr des facteurs économiques et de la sécurité de l'aménagement.

De point de vue géologique, les deux rives favorisent l'implantation de l'évacuateur de crues (aucun problème d'instabilité des rives, bonne géologie).

La topographie du terrain permet l'implantation de l'évacuateur de crues avec toute sa longueur déversante.

Rive droite :

On remarque que l'implantation de l'évacuateur de crues sur cette rive est possible mais avec une présence d'une courbure au niveau du coursier pour acheminer les eaux vers le cours d'eau naturelle. Ceci peut entraîner des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression, instabilité de l'écoulement) à cause des forces centrifuges qui peuvent prendre naissance et qui par conséquent influent sur la stabilité de l'ouvrage.

Rive gauche

L'évacuateur de crues implanté sur cette rive sera rectiligne sur sa partie déversant et ses ouvrages intermédiaires, et aura une longueur moins importante (aspect économique).

Après ce qu'on vient de voir, la rive droite est la plus avantageuse pour l'implantation de l'évacuateur de crues. Donc celui-ci à entonnement frontal sera projeté sur cette rive.

VII.2) Dimensionnement hydraulique

Avant de procéder aux calculs hydrauliques, on doit vérifier la fiabilité de l'évacuateur de crues avec sa longueur déversante de 30m lors de l'évacuation de la crue centennale.

La charge au-dessus de déversoir est acceptable de point de vue que le niveau des plus hautes eaux sera encore inférieur à la crête du barrage et même inférieur à celle du noyau, donc on n'aura aucun risque de submersion.

Les calculs hydrauliques seront donc établis pour la même largeur déversante (14 m) et pour la même charge ($h_{dév} = 0.77$ m) et le même débit déversant (19.33 m³/s).

L'évacuateur de crues comprend les éléments suivants :

- ▶ Un canal d'amenée.
- ▶ Un seuil déversant pour le control du débit.
- ▶ Un ouvrage intermédiaire comprend (chenal- convergeant- coursier).
- ▶ Un dissipateur d'énergie.
- ▶ Un canal de restitution.

VII.2.1) Canal d'amenée

Le canal d'amenée (canal d'approche) permet de guider calmement la crue vers le seuil déversant.

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}} \dots\dots\dots(VII.1)$$

Q : Débit à évacuer [m³/s].

S_{can} : Section du canal en [m²] et $S_{can} = H \times b$.

H : Charge d'eau [m] et $H = h + P$.

P : Hauteur de pelle en [m].

h : Lane déversante en [m].

A.N :

$$V_{ap} = \frac{19.33}{14 \cdot (0.77 + 1)} = 0.78 \text{ m/s}$$

$V_{ap} \leq V_{adm}$ tel que V_{adm} compris entre (4,4 et 10)m/s donc pas de risque de l'érosion.

VII.2.2) Déversoir

Le déversoir est à seuil profilé (Creager), il est le mieux adapté pour l'écoulement de sorte que la lame d'eau déversante épouse le profil du déversoir.

Les coordonnées du profil Creager sont déterminées par l'équation :

$$Y = \frac{X^{1,85}}{2 \cdot H^{0,85}} \dots\dots\dots(VII.2)$$

H : Charge sur le déversoir en [m].

Les coordonnées du déversoir sont données par le tableau si dessous et le profil du déversoir est représenté si dessous.

Tableau VII.01 : coordonnées de prof

coordonnées graphiques	
X	Y
0,00	0.00
0,20	0.03
0,40	0.11
0,60	0.23
0,80	0.41
1,00	0.62
1,40	1.16
2,00	2.25

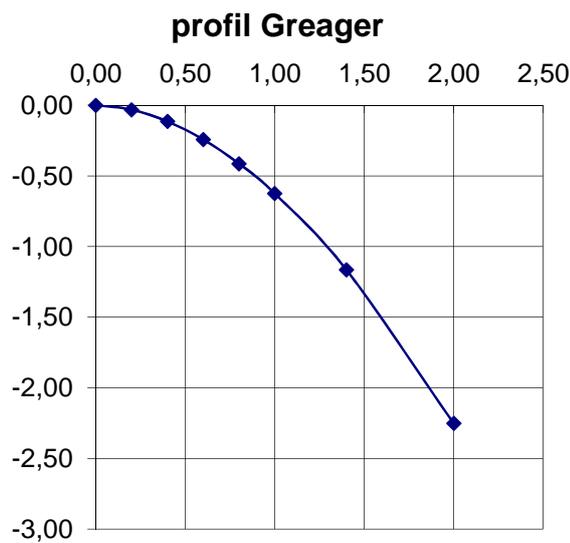


Figure VII.1 profil Creager.

VII.2.3) Chenal d'écoulement

La trace du chenal doivent être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieur à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial

La longueur du chenal est égale à 8 m

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique "y_c" et la pente critique.

- profondeur critique :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b}\right)^2} \dots\dots\dots(VII.3)$$

Ou :

Q : débit de projet lamine (Q = 28.5 m³/s);

b : la largeur de déversoir.

A.N :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9,81} \cdot \left(\frac{19,33}{14}\right)^2} = 0,58 \text{ m}$$

- pente critique

La pente critique se détermine par la formule de Manning

$$Q = K \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots(VII.4)$$

Avec :

R_H : rayon hydraulique en [m];

I : pente en [m/m];

S : section mouillée;

K : coefficient de Manning –Strickler (K = 71)

Pour une section rectangulaire

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + (2 \cdot y_c))^{2/3}}{K \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots(VII.5)$$

A.N :

$$I_{cr} = \left[\frac{19,33 \cdot (14 + (2 \cdot 0,75))^{2/3}}{71 \cdot (14 \cdot 0,75)^{5/3}} \right]^2 \cdot 100\% = 0,113\%$$

I_{cr} = 0.113% > 0.1%, donc la condition est vérifiée

Calcul du convergent

Le convergent et l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$L = 2,5 (l_1 - l_2) \dots\dots\dots(VII. 7)$$

Ou :

l_1 : est la largeur au plafond du bief amont

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle

A.N :

$$L = 1.6 (14 - 4) = 16 \text{ m}$$

VII.2.4) Le coursier

Le coursier est un ouvrage de raccordement, il fait suite au chenal d'écoulement, sa fonction est de conduire l'eau au dissipateur d'énergie. Pour assurer de bonnes conditions de l'écoulement il est conseillé de lui donner une section rectangulaire.

01- Largeur du coursier

Elle est donnée par :

$$B = Q^{0.4} \text{ (m)} \dots\dots\dots(VII. 8)$$

A.N :

$B = 19.33^{0.4} = 4 \text{ m}$

02- Longueur du coursier

Le premier tronçon : $L = 16.55 \text{ m}$, $I = 14.00 \%$.

03- La profondeur critique

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} \approx 1.$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}} \dots\dots\dots(VII.9)$$

B : est la largeur du coursier égale à 4 m.

A.N :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{19.33^2}{g \cdot 4^2}} = 1,54$$

04- Pente critique

$$I_{cr} = \left(\frac{Q}{C_{cr} \cdot S_{cr} \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2 \dots\dots\dots(VII.10)$$

S_{cr} : Section critique (m²).

R_{cr} : Rayon critique (m).

C_{cr} : Coefficient de CHEZY

$$C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6} \dots\dots\dots(VII.11)$$

A.N :

$$S_{cr} = B \cdot h_{cr} = 4 \cdot 1,54 = 6.16 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = B + 2 \cdot h_{cr} = 4 + 3,08 = 7.08 \text{ m}$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = \frac{6.16}{7.08} = 0.87 \text{ m} \quad C_{cr} = \frac{1}{0,014} \cdot 0.87^{1/6} = 69.79$$

Donc :

$$I_{cr} = \left(\frac{28.5}{69.79 \cdot 6.16 \cdot 0.87^{1/2}} \right)^2 \cdot 100\% = 0,24\%$$

$$I_{coursier} > I_{cr}$$

05- Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Le calcul de la ligne d'eau est effectué par moyen informatique ; avec logiciel CANALP.

Tableau N°VII.02: Calcul de la ligne d'eau

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	Y _N	Y _C	Régime	L bief (m)
19.33	73	0,14	0.398	1,54	NT	60

Tableau N°VII.03: Calcul de la ligne d'eau

Section	Abscisse	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)	J (m/m)
Amont	0	1.83	1.3	1.041	2.004	0.0036
1	20	1.83	0.961	1.638	2.250	0.0084
2	40	1.83	0.853	1.958	2.489	0.0120
3	60	1.83	0.784	2.223	2.721	0.0153
4	80	1.83	0.733	2.457	2.947	0.0187
5	100	1.83	0.694	2.670	3.167	0.0221
6	120	1.83	0.662	2.867	3.381	0.0254
7	140	1.83	0.635	3.051	3.589	0.0288
8	160	1.83	0.612	3.223	3.790	0.0321
9	180	1.83	0.592	3.385	3.985	0.0355

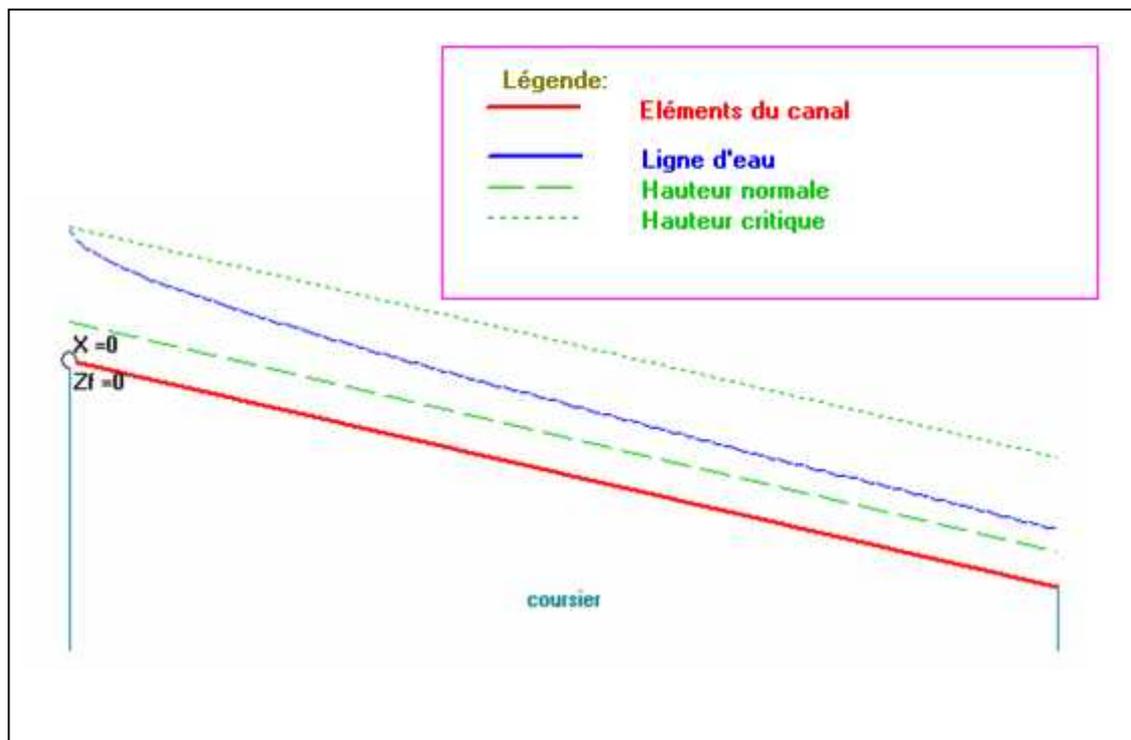


Fig.VII.2 schéma de la ligne d'eau.

On a :

$$Fr N = \frac{V}{\sqrt{g h_c}}$$

Où :

Fr : nombre de Froude;

V : Vitesse de sortie du coursier tel que $V N = \frac{Q}{S}$.

$$\text{AN :} \quad V = \frac{19.33}{4 \cdot 0,6} = 8.05 \text{ m/s}$$

$$\text{Donc :} \quad Fr = \frac{19.33}{\sqrt{9,81 \cdot 0.6}} = 3.32$$

VII.2.5) Dissipateur d'énergie

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse 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.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

1,0 < Fr < 1,7 Ressaut ondulé.

1,7 < Fr < 2,5 Ressaut faible de petites apparitions en surface.

2,5 < Fr < 4,5 Ressaut oscillant.

4,5 < Fr < 9 Ressaut stable (Stationnaire).

Fr > 9 Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Pour notre cas :

2,5 < Fr < 4,5 et $V < 15 \text{ m/s}$ Donc on doit projeter un bassin de dissipation

« type I ». Voir Annexe 2.

- Dimensionnement du bassin :

De l'abaque de l'Annexe "C" On a :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 4.2 \quad \text{Et on a aussi} \quad Y_1 = 0,6$$

Donc :

$$Y_2 = 4.2 \cdot 0,6 = 2.52 \text{ m}$$

Longeur du bassin :

De l'abaque de l'Annexe :

$$\frac{L_{\text{bas}}}{Y_2} = 5.45$$

Donc :

$$L_{\text{bas}} = 5.45 \times 0.6 = 3.27 \text{ m.}$$

On prend

$$L_{\text{bas}} = 4 \text{ m}$$

Dimensionnement des blocs de chute :

$$h_1 = y_1 = e_1 = 0,6 \text{ m}$$

h_1 : Hauteur des blocs de chute à l'entrée.

e_1 : L'espacement entre les blocs de chute.

Le nombre des blocs de chutes est 04 blocs.

h_1 : hauteur du seuil terminal.

$$h_1 = 1.2 * y_1 = 1.2 * 0.6 = 0.72$$

VII.2.6) Canal de restitution :

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1, a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

La hauteur critique :

$$h_{\text{cr}} = \left(1 - \frac{cr}{3} + 0.015 \cdot cr^2 \right) \cdot K$$

$$\text{Avec: } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \quad \text{et: } \quad = \frac{K \cdot m}{b} \quad [m = 1].$$

$$\text{Donc: } K = \sqrt[3]{\frac{19.33^2}{9.81 \cdot 4^2}} = 1.34 \quad \text{et} \quad \dagger = \frac{1.34 \cdot 1}{4} = 0,335$$

D'où :

$$h_{\text{cr}} = \left(1 - \frac{0,335}{3} + 0.015 \cdot 0,335^2 \right) \cdot 1.47 = 1.3 \text{ m}$$

Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}}$$

$$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_c \quad \text{donc :} \quad S_{cr} = 6.9 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2} \quad \text{Donc :} \quad P_{cr} = 5.84 \text{ m}$$

$$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr} \quad \text{donc :} \quad R_{cr} = 1.18 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6} \quad \text{Donc :} \quad C_{cr} = 73.42$$

$$I_{cr} = \frac{19.33^2}{6.9^2 \cdot 73.42^2 \cdot 1.18} \cdot 100\% = 0,123\%$$

La profondeur normale :

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le « CANALP » et on a :

$h_n = 0.38 \text{ m}$

La vitesse de l'écoulement :

$$V = Q/S = C\sqrt{RI}$$

A.N :

$$V = 73.42 \cdot \sqrt{1,18 \cdot 0,00123} = 2.8 \text{ m/s}$$

$V < V_{adm} (1,8 \text{ à } 2,2) \text{ m/s}$; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

VII.2. 7) Conception de l'évacuateur de crues :

VII.2.7.1) Hauteur des murs bajoyers :

1)- chenal d'écoulement :

Sur le long du chenal d'écoulement les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue ($N_{cr}=576 \text{ m}$) qui correspond à une hauteur de 2 m.

2-Hauteur des murs au début du coursier :

$$\text{On a:} \quad h_m = h_e + r \quad \text{ET} \quad r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$$

$$V = 19.33 / (14 \cdot 0.76) = 1.82 \text{ m/s}$$

$$r = 0,61 + 0,14 (1.82)^{1/3} = 0.86$$

$$h_m = 0.76 + 0.78 = 1.54 \text{ m}$$

3-Hauteur des murs a la fin du coursier :

$$V = 8.05 \text{ m/s} \quad \text{et} \quad r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$$

$$h_m = 0.6 + 0.89 = 1.49 \text{ m.}$$

4-Hauteur des murs dans le bassin de dissipation :

$$R = 0,61 + 0,14 \cdot V^{1/3}$$

$$V = 19.33 / (4 \cdot 2.52) = 0.87 \text{ m/s}$$

$$h_m = 2.52 + 0.87 = 3.3 \text{ m.}$$

Remarque

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d'une épaisseur de 0.2m 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.

VII.2.7.2) Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :

A/ Vérification de l'apparition des vagues roulantes :

Les vagues roulantes apparaissent si les deux conditions sont vérifiées :

$$b/h < (10 \div 12) \quad \text{et} \quad Fr^2 < 40.$$

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier.

Donc :

$$\frac{b}{h} = 6.67 < (10 \div 12) \quad \text{Et} \quad Fr^2 = 11.02 < 40$$

Les vagues roulantes n'apparaissent pas sur tout le long du coursier.



Chapitre VIII

Organisation de chantier

Introduction

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en oeuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter avant d'aller sur chantier et avant le commencement de la réalisation. Pour cela il faut toujours commencer par une étude théorique et ensuite la partie pratique. Dans la première on détermine le temps de réalisation avec précision, le matériel à utiliser, la main d'oeuvre nécessaire et les matériaux de construction nécessaires. Dans la deuxième partie on passe à l'exécution des travaux sur terrain.

Les principes de base observés dans l'organisation de chantier et le calendrier des travaux sont :

- ❖ Mécanisation du chantier à un degré maximal et l'utilisation d'un matériel efficace et d'un personnel hautement qualifié.
- ❖ Coordination des différentes phases de construction en matière de simultanéité des travaux sur quelques sous chantier pour accélérer la réalisation.

VIII-1) Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

VIII.1.1) Le maître de l'ouvrage :

C'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

VIII.1.2) Le maître d'œuvre :

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé en outre, d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

VIII.1.3) L'entrepreneur :

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné. Le lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier se résume par la **Fig. (IX-01)**.

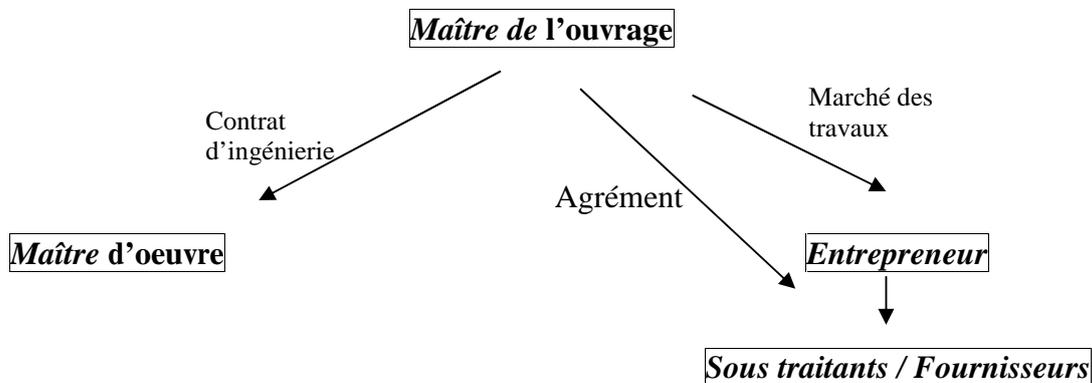


Figure.N°VIII-01 Le lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier.

VIII.2) Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise afin de ménager les diverses aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail.

Donc, on distingue les installations suivantes :

VIII.2.1) Installations destinées au personnel

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VIII.2.2) Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments, nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un cloisonnement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait facilite le dosage du béton, les aciers doivent être protégés dans des endroits de faible humidité (baraquement, hangars).

VIII.2.3) Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VIII.2.4) Installation destinées pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

VIII.2.5) moyens de chantier

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

1. Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci après :

- a) les compacteurs à pneus ;
- b) les rouleaux à pieds dameurs pour le compactage des sols fins ;
- c) les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux

2. En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- a) la décapeuse automotrice (motor scraper) ;
- b) la pelle hydraulique associée à des camions favorisant ainsi le mélange de plusieurs horizons est plus adapté lorsque la zone d'emprunt est éloignée du barrage ou a un relief très marqué.

VIII.3) Planification

VIII.3.1) Définition

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste en

- installation des postes de travail ;
- observations instantanées ;
- analyse des tâches ;
- le chronométrage ;
- définition des objectifs et des attributions ;
- simplification des méthodes ;
- stabilisation des postes de travail.

VIII.3.2) Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

VIII.3.2.1) méthodes basées sur le réseau

VIII.3.2.1.1) Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

➤ Réseau à flèches :

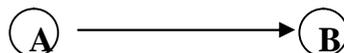
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

➤ Réseau à noeuds :

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.

VIII.3.2.1.2) Construction du réseau

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

❑ ***Etablissement d'une liste des tâches***

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

❑ ***détermination des tâches antérieures***

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

❑ ***Construction des graphes partiels***

❑ ***Regroupement des graphes partiels***

❑ ***Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage***

❑ ***Construction du réseau.***

VIII.3.2.1.3) Différentes méthodes basées sur le réseau

VIII.3.2.1.3.1) Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VIII.3.2.1.3.2) Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technic)

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

VIII.3.2.1.3.3) Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method)

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) relations à savoir :

- Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- Finition de l'opération (A) et commencement de (B) ;
- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).
-

VIII.3.2.2) Méthodes basées sur le graphique**VIII.3.2.2.1) Méthode linéaire (ligne of balance technic)**

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

VIII.3.2.2.2) Méthode à barres

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail)

VIII.3.2.3) les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

VIII.3.2.3.1) collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

VIII.3.2.3.2) décomposition du projet

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VIII.3.2.3.3) relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VIII.3.2.3.4) choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire.

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode **C.P.M**

VIII.3.3) les paramètres de la méthode C.P.M

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 ;
- DCPP** : date de commencement au plus tard ;
- DFP** : date de finition au plus tôt ;
- DFPP** : date de finition au plus tard ;
- MT** : marge totale.

Et :

- DFP N DCP < TR**
- DCPP N DFPP > TR**

VIII.3.3.1) 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

:

$$C.C \bar{\circ} \begin{matrix} MT \ N \ 0 \\ \dot{\dot{y}} TR_{C.C} \ N \ D.T.P \end{matrix}$$

VIII.3.3.2) Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T \ N \ \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec :

- Q** N Quantité de travail
- N** N Rendement
- n** N Nombre d'équipes

VIII.4.4) les plannings

Il existe trois types de plan de travail :

VIII.3.4.1) plan de travail au plus tôt

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VIII.3.4.2) plan de travail au plus tard : (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

VIII.3.4.3) plan de travail intermédiaire

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VIII.4) délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bonne économie la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action de l'entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- le respect des délais de réalisation pour chaque opération
- faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservi par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation

VIII.5) Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau (VIII -01): Enumération des opérations

Nom des opérations	OP	TR (mois)
-Décapage et réalisation de la portion de clé d'étanchéité au droit de la conduite de vidange	A	1/2
-Dérivation provisoire du cours d'eau + un simple batardeau pour conduire correctement les eaux de l'oued.	B	1/2
-Décapages généraux et réalisation de la clé d'étanchéité.	C	3/4
-Préparation des zones d'emprunt.	D	3/4
-Remblai des fondations.	E	1/4
-Approvisionnement des filtres.	F	1/2
-Mise en place du système de drainage (prisme de drainage).	G	1/4
- installation et génie civil d'ouvrage de prise	H	2
-Génie civil de l'ouvrage d'évacuation.	I	1
-Revêtement des talus.	J	3/4
-Equipement hydrauliques.	K	1/2
-Finitions.	L	3/4

Réseau à nœuds

Les digues peuvent être réalisés au bout de 06 mois s'il y aura une bonne organisation de chantier. Le commencement des travaux aura lieu le début du mois de Mai qui correspond au début de la saison estivale. C'est la saison favorable pour l'exécution d'un barrage en terre parce que au cours de cette saison les engins de terrassement peuvent travailler à leur rendement maximal ainsi que les terres des zones d'emprunt se trouvent à la teneur de l'optimum Proctor.

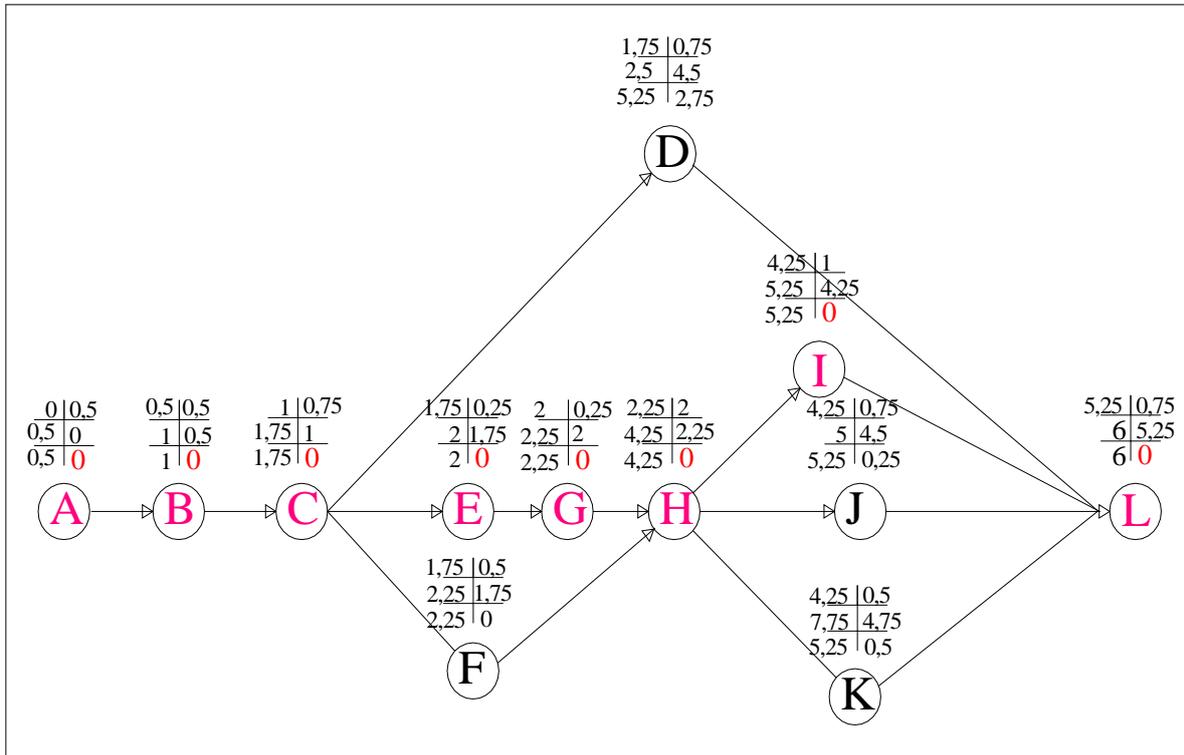


Figure N VIII.2 : Réseau à nœuds
La détermination du chemin critique

VIII.7) Détermination des chemins critiques

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Tableau VIII -2 : Planning des 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	0,50	0	0,50	0	0,50	0
B	0,50	0,50	1,00	0,50	1,00	0
C	0,75	1,00	1,75	1,00	1,75	0
D	0,75	1,75	2,50	4,50	5,25	2,75
E	0,25	1,75	2,00	1,75	2,00	0
F	0,50	1,75	2,25	1,75	2,25	0
G	0,25	2,00	2,25	2,00	2,25	0
H	2,00	2,25	4,25	2,25	4,25	0
I	1,00	4,25	5,25	4,25	5,25	0
J	0,75	4,25	5,00	4,50	5,25	0,25
K	0,50	4,25	4,75	4,75	5,25	0,50
L	0,75	5,25	6,00	5,25	6,00	0

Tableau N° VIII.03 : programme des travaux pour la réalisation de la digue

TRAVAUX		CALENDRIER															
opération	Durée (mois)	Ordre de déroulement des travaux	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	
A	1/2																
B	1/2																
C	3/4																
D	3/4																
E	1/4																
F	1/2																
G	1/4																
H	2																
I	1																
J	3/4																
K	1/2																
L	3/4																

VIII.7) Technologie des principaux travaux**VIII.7.1) Exécution des voies d'accès**

Pour l'accès à tous les ouvrages pendant la période de construction et d'exploitation, on prévoit une piste d'accès.

VIII.7.2) Exécution des travaux de terrassement

Les travaux de terrassement sont exécutés avec le même matériel utilisé pour les voies d'accès.

- 1) Creusage et déplacement des terres à l'aide de bulldozer.
- 2) Humectage des matériaux, à l'aide d'un camion citerne ou par un asperseur, elle est effectuée dans le cas où les matériaux sont trop secs.
- 3) Compactage des matériaux, dans notre cas on utilise un rouleau à pied, car notre sol est argileux.
- 4) Nivellement des talus, pour le canal de restitution. le nivellement de talus se fait à l'aide d'une pelle niveleuse.

VIII.7.3) Exécution des travaux de bétonnage**VIII.7.3.1) Choix de la centrale du béton**

Pour le choix de la centrale à béton, il faut d'abord déterminer l'intensité des travaux de bétonnages, qui est calculé par la formule suivante :

$$R \geq \frac{V_t \cdot K}{T}$$

Avec :

K : Coefficient de disportionnalité de la mise en place du béton ;

V_t : Volume total du béton en [m³];

T : Durée de la construction des ouvrages en béton ;

$$T \geq \frac{V_t \cdot K}{R \cdot n \cdot t \cdot n_p \cdot \dot{t}}$$

Où :

n : Durée des travaux de bétonnage est égale à un mois;

t : Nombre d'heures de travail par poste (8h);

n_p : Nombre de poste par jour (1poste) ;

t' : Nombre de jours de travail par année (313j) ;

$$R = \frac{V_t \cdot K}{n \cdot n_p \cdot t \cdot t'}$$

A.N :

$$R \approx 0.55 \text{ m}^3/\text{h}$$

Le central à béton est choisi d'une manière à assurer un rendement technique moyen de l'ordre de 0.55 (m³/h), ce rendement est beaucoup plus grand par rapport à l'intensité des travaux, ce qui nous permet d'assurer des réserves permettant de continuer les travaux de bétonnage en cas d'arrêt des installations d'exécution des déblais.

VIII.7.3.2) Choix du mode de transport du mélange de béton

Le choix de type de transport dépend de :

- La distance de déplacement du béton ;
- L'intensité des travaux du béton ;
- Des caractéristiques des mélanges du béton ;

L'opération de transport doit s'effectuer de telle manière que la qualité du béton ne soit pas altérée.

On utilise un camion équipé d'une benne dans laquelle le béton sera déversé par la bétonnière.

VIII.8 Estimation du coût de projet:**Tableau VIII.4 : récapitulatif du coût des ouvrages de la digue**

Désignations	Prix (million DA)
Digue	11.4
Evacuateur de crue	09.9
Prise d'eau et Vidange de Fond	03.7
Travaux divers	03.9
Prix total de l'aménagement (million DA)	28.9

Conclusion

Estimation du coût du m³ d'eau est de l'ordre du **291,91 DA/m³**, sachant que la norme nationale qui concerne le coût m³ d'eauest de l'ordre de **36DA/m³**.

A la lumière des résultats obtenus on peut conclure que le projet n'est économique



Chapitre IX

Protection et sécurité de travail

Introduction

les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production, sur le plan humain surtout.

L'objectif sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise. Il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes, de règlement dit de « sécurité ».

il n'est nul doute que l'une des conditions du développement est la protection du travailleur. la qualité de son travail et son rendement requièrent une sécurité maximale. si l'on ne peut, au stade actuel du développement de l'Algérie, assurer un niveau de vie optimum à tous les citoyens, on peut, par contre essayer de prodiguer à tous ses aspects (sociale, culturelle, économique et physique).

nul ne peut nier l'importance des problèmes soulevés. Toutefois il semble que les approches développées sur les risques professionnels ne font pas suffisamment ressortir la liaison avec les conditions de travail. or ce sont bien, celles-ci qui déterminent dans une très large mesure, la situation du travailleur et les contraintes auxquelles il est assujéti pour assurer sa tâche. L'homme est soumis à des rythmes biologiques, il varie continuellement. son travail varie aussi en fonction de ces rythmes, de ces caractéristiques psychophysiologiques et de son environnement.

Lorsqu'on évoque les accidents du travail, on a souvent plus ou moins tendance à penser qu'une seule cause serait à l'origine de la situation. S'agissant de l'accident de travail, on peut l'attribuer soit à la machine, soit à l'homme. Dans l'autre cas, on tente de faire ressortir la part de l'homme et la part de la machine. ainsi les préoccupations concernant les risques professionnels, ne doivent pas être séparées de l'analyse du travail et les conditions dans lesquelles le travailleur est amené à exécuter son travail. L'analyse des causes d'accident n'a intérêt que si elle met celle-ci en relation avec le travail des opérateurs et on prend place dans un diagnostic général de la situation de travail et de ses effets sur la charge de travail, les risques pour la santé et la sécurité.

X.1. les causes des accidents

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité. les causes sont la somme des différents éléments classes en deux catégories :

Facteur matériel et facteur humain

le facteur matériel concerne les conditions dangereuses susceptibles d'évoluer au cours du travail.

Les causes d'accident d'origine matérielle proviennent soit :

- de la profession en général et du poste de travail en particulier ;
- de la nature de la forme des matériaux mis en œuvre ;
- des outils et machines utilisés, implantation, entretien ;
- de l'exécution du travail, difficultés particulières ;
- du lieu de travail, éclairage, conditions climatiques ;
- des conditions d'hygiène et de sécurité, ventilation, protection etc...

par opposition aux conditions dangereuses techniquement et pratiquement décevables, les actions dangereuses dans le travail sont imputables au facteur humain et nécessitant parfois l'intervention de psychologues avertis.

certaines actions dangereuses sont des réactions psychiques difficilement prévisibles, car chaque être humain est un cas particulier qui réagit différemment, selon les circonstances

X.2. les actions et conditions dangereuses

- intervenir sans précaution sur les machines en mouvement ;
ex : graisser un engin en marche.
- imprudence durant les opérations de stockage et manutention ;
ex : passer sous une charge suspendue (lors de la pose des tubes) dans la tranchée.
- intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ;

Ex : ramasser un outil à proximité d'un conducteur sous tension (dans une station de pompage) ;

- ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;

Ex : ne pas porter un masque et une paire de gants lors du soudage des conduites ;

- adopter une position peu sûre ;

Ex : transport du personnel sur la plate –forme d'un camion chargé de gros matériel ;

- suivre un rythme de travail inadapté ;

Ex : cadence de travail trop rapide ;

- outillage, engin, équipement en mauvais état ;

Ex : échelle dont les barreaux cassés ont été remplacés par des planches clouées ;

- défaut dans la conception, dans la construction ;

Ex : installation électrique en fil souple ;

- éclairage défectueux ;

ex : éclairage individuel du poste de travail sans éclairage (travaux sur chantier) ;

- conditions climatiques défavorables.

X.3.organisation de la prévention des accidents du travail

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme ci-après :

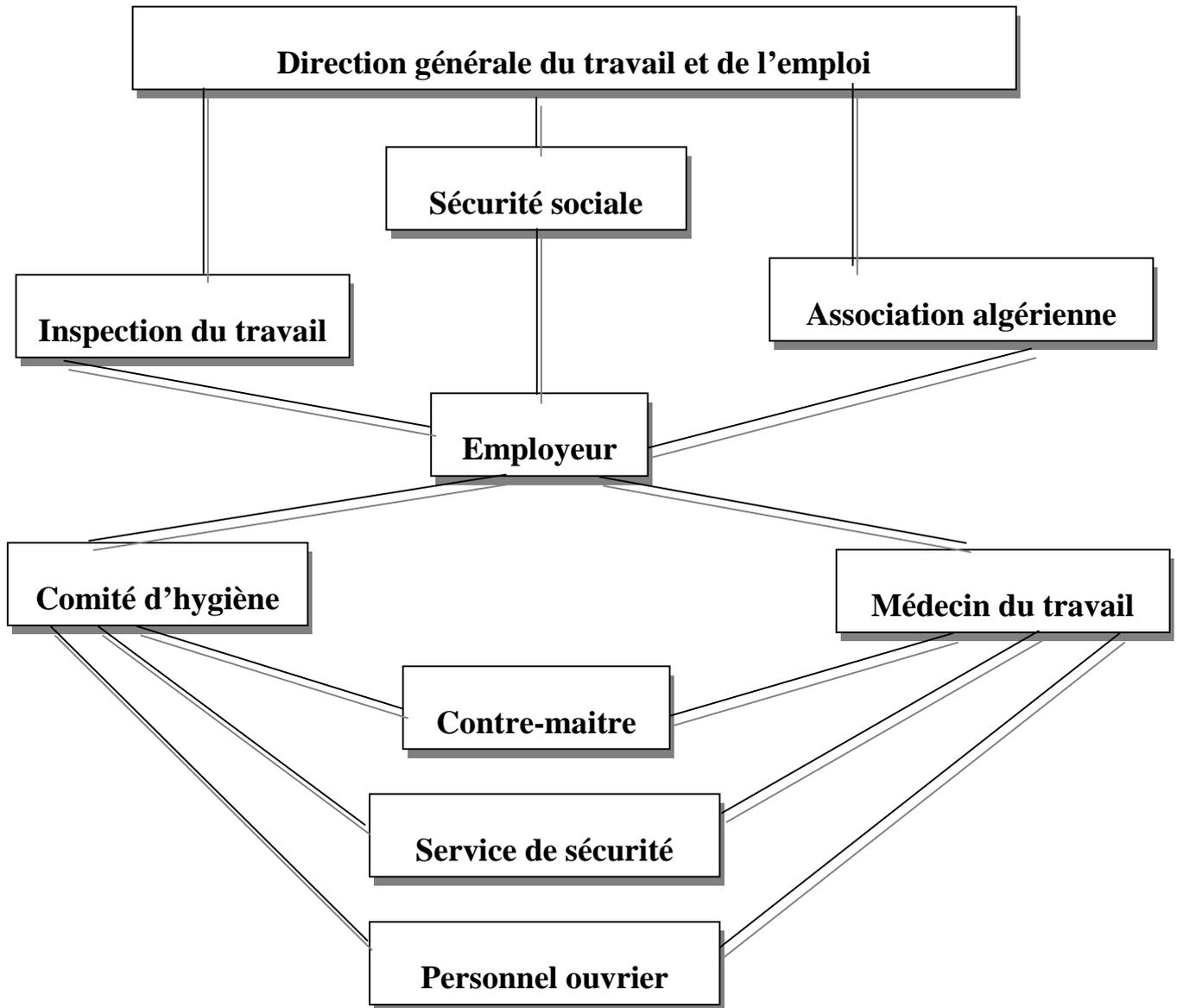


FIGURE N°IX.1 : organisation de la prévention des accidents du travail

le contre-maître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. vu sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du contre-maitre revêt trois aspects important, pédagogique, de surveillance, de suggestion.

parmi les principales fonctions du service de protection :

- Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité ;

- Exécution, mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).
- les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité. les mesures de prévention collectives peuvent être classées en deux catégories distinctes :
- respect de la réglementation, la législation, les contrôles techniques ;
- les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement) ;

Devant les dangers constatés dans l'exercice de certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle.

la protection des membres supérieurs est assurée par le port de gants, moufles, maniques, épaulières, doigtiers ;

Protection des membres inférieurs ;

Protection des yeux ;

Protection du tronc ;

Protection de la tête ;

Protection des voies respiratoires.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pu être éliminés ou supprimés à la source. cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

- correspondre au danger considéré ;
- être pratique et confortable ;
- être solide ;
- être d'un entretien facile.

X.4. conclusion

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

à cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement

Conclusion général

Une plante ne peut se développer si elle n'a pas d'eau à sa disposition, et la production d'une culture est en rapport direct avec la quantité d'eau. Cette eau étant apportée normalement par les pluies. C'est dans ce contexte, que nous avons fait étude de la retenue collinaire d'EL DJEZZAR. Cette dernière une fois construite une réserve d'eau qui puisse satisfaire les besoins en eau d'irrigation.

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons essayé de traiter et d'étudier les principales variantes de retenue collinaire sur Oued GRINE.

Du point de vue hydrologique, nous estimons que l'apport est de l'ordre (0.176 Mm³).

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

La disponibilité des matériaux de construction en quantité et en qualité, constitue un critère favorable pour la variante homogène

Estimation du coût du m³ d'eau est de l'ordre du 291,91 DA/m³, sachant que la norme nationale qui concerne le coût m³ d'eau brute est de l'ordre de 36 DA/m³. A la lumière de cette étude on peut conclure que le projet n'est pas faisable.

Références bibliographiques :

[1]: B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004.

[2] : B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI : introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.

[3]: GERARD DEGOUTTE : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemagref. France. 1977.

[4]: CIGB : Choix de la crue de projet ; méthodes actuelles. Bulletin 82. 1984.

[5] : G. DEGOUTTE : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemagref. France. 1997

[6] : V. VOLKOV : Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida. 1986

[7] Le Bureau d'Etudes d'Hydraulique **M A T H** : Moyens D'Application des Techniques de l'Hydraulique situé à la cité Ben Boulaid Bt 12 N°10 - Constantine



ANNEXE

I



Calcul du facteur de sécurité: fin de construction (talus aval) pour un rayon de 16.63m

$$\text{sec} = 2.03 \text{ t/m}^3 \qquad \text{sat} = 2.26 \text{ t/m}^3$$

N°Tr	bi	hsat	hsec	Sin	Cos	Gn	Tn= Gn*Sin	N= Gn*Cos	dli	Fc= C*dli	tangø	N*tangø	Ui= gw*h	P= Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	(a*Gn*dn)/R
-3	1,81	0	0,73	-0,27	0,96	2,38	-0,6	2,3	1,881	4,327	0,33	0,8	0	0	0	16	0,57
-2	1,663	0	1,84	-0,18	0,98	5,51	-1,0	5,4	1,691	3,890	0,33	1,8	0	0	0	15,46	1,28
-1	1,663	0	2,74	-0,09	1,00	8,20	-0,7	8,2	1,670	3,841	0,33	2,7	0	0	0	15,02	1,85
0	1,663	0	3,49	0,00	1,00	10,45	0,0	10,4	1,663	3,825	0,33	3,4	0	0	0	14,68	2,31
1	1,663	0	4,07	0,09	1,00	12,18	1,1	12,1	1,670	3,841	0,33	4,0	0	0	0	14,48	2,65
2	1,663	0	4,49	0,18	0,98	13,44	2,4	13,2	1,691	3,890	0,33	4,4	0	0	0	14,04	2,84
3	1,663	0	4,72	0,27	0,96	14,13	3,9	13,6	1,729	3,976	0,33	4,5	0	0	0	14,44	3,07
4	1,663	0	4,76	0,36	0,93	14,25	5,2	13,3	1,785	4,106	0,33	4,4	0	0	0	14,6	3,13
5	1,663	0	4,59	0,45	0,89	13,74	6,2	12,2	1,867	4,294	0,33	4,0	0	0	0	14,7	3,04
6	1,663	0	4,16	0,55	0,84	12,45	6,8	10,4	1,984	4,564	0,33	3,4	0	0	0	15,26	2,86
7	1,663	0	3,3	0,64	0,77	9,88	6,3	7,6	2,156	4,958	0,33	2,5	0	0	0	16,26	2,41
8	1,81	0	2,22	0,73	0,69	7,23	5,3	5,0	2,637	6,065	0,33	1,6	0	0	0	17,26	1,88
somme							34,8	113,8		51,576		37,55201			0		27,8770

Kss	2.56306
Kas	1.42261

Calcul du facteur de sécurité: fin de construction (talus aval) pour un rayon de 18.24m

$$\gamma_{sec} = 2.03 \text{ t/m}^3 \quad \gamma_{sat} = 2.26 \text{ t/m}^3$$

N°Tr	Bi	hsat	hsec	Sin	Cos	Gn	Tn= Gn*Sin	N= Gn*Cos	dli	Fc= C*dli	tangø	N*tangø	Ui= gw*h	P= Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	(a*Gn*dn)/R
-2	3,3	0	1,04	-0,18	0,98	6,18	-1,1	6,1	3,36	7,72	0,33	2,0	0	0	0	17,66	1,50
-1	1,824	0	2,14	-0,09	1,00	7,03	-0,6	7,0	1,83	4,21	0,33	2,3	0	0	0	17,09	1,65
0	1,824	0	3,05	0,00	1,00	10,01	0,0	10,0	1,82	4,20	0,33	3,3	0	0	0	16,61	2,28
1	1,824	0	3,78	0,09	1,00	12,41	1,1	12,4	1,83	4,21	0,33	4,1	0	0	0	16,27	2,77
2	1,824	0	4,33	0,18	0,98	14,22	2,6	14,0	1,85	4,27	0,33	4,6	0	0	0	16,05	3,13
3	1,824	0	4,69	0,27	0,96	15,40	4,2	14,8	1,90	4,36	0,33	4,9	0	0	0	15,97	3,37
4	1,824	0	4,84	0,36	0,93	15,89	5,8	14,8	1,96	4,50	0,33	4,9	0	0	0	16,2	3,53
5	1,824	0	4,77	0,45	0,89	15,66	7,1	13,9	2,05	4,71	0,33	4,6	0	0	0	16,21	3,48
6	1,824	0	4,45	0,55	0,84	14,61	8,0	12,2	2,18	5,01	0,33	4,0	0	0	0	16,33	3,27
7	1,824	0	3,81	0,64	0,77	12,51	8,0	9,6	2,36	5,44	0,33	3,2	0	0	0	16,93	2,90
8	1,65	0	2,74	0,73	0,69	8,14	5,9	5,6	2,40	5,53	0,33	1,8	0	0	0	17,45	1,95
somme							40,9	120,5		54,152		39,75			0		29,8130209

Kss 2,296288
Kas 1,328098

Calcul du facteur de sécurité: fin de construction (talus aval) pour un rayon de 18.41 m

$$\text{sec} = 2.03 \text{ t/m}^3 \qquad \text{sat} = 2.26 \text{ t/m}^3$$

N°Tr	bi	hsat	hsec	Sin	Cos	Gn	Tn= Gn*Sin	N= Gn*Cos	dli	Fc= C*dli	tangø	N*tangø	Ui= gw*h	P= Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	(a*Gn*dn)/R
-2	2,54	0	0,95	-0,18	0,98	4,34	-0,8	4,3	2,583	5,941	0,33	1,4	0	0	0	16,81	0,99
-1	1,841	0	2,08	-0,09	1,00	6,89	-0,6	6,9	1,849	4,252	0,33	2,3	0	0	0	16,58	1,55
0	1,841	0	3,03	0,00	1,00	10,04	0,0	10,0	1,841	4,234	0,33	3,3	0	0	0	16,1	2,20
1	1,841	0	3,8	0,09	1,00	12,59	1,1	12,5	1,849	4,252	0,33	4,1	0	0	0	15,8	2,70
2	1,841	0	4,4	0,18	0,98	14,58	2,7	14,3	1,872	4,306	0,33	4,7	0	0	0	15,2	3,01
3	1,841	0	4,82	0,27	0,96	15,97	4,4	15,4	1,914	4,401	0,33	5,1	0	0	0	14,7	3,19
4	1,841	0	5,06	0,36	0,93	16,77	6,1	15,6	1,976	4,545	0,33	5,2	0	0	0	14,8	3,37
5	1,841	0	5,11	0,45	0,89	16,93	7,7	15,1	2,067	4,754	0,33	5,0	0	0	0	14,87	3,42
6	1,841	0	4,93	0,55	0,84	16,34	8,9	13,7	2,197	5,052	0,33	4,5	0	0	0	14,93	3,31
7	1,841	0	4,48	0,64	0,77	14,85	9,4	11,5	2,387	5,489	0,33	3,8	0	0	0	15,36	3,10
8	1,17	0	3,7	0,73	0,69	7,79	5,7	5,3	1,705	3,921	0,33	1,8	0	0	0	15,75	1,67
9	2,75	0	2,43	0,82	0,57	12,03	9,8	6,9	4,783	11,001	0,33	2,3	0	0	0	16,41	2,68
somme							54,4	131,5		62,148		43,405			0		31,18356938

Kss 1,940437
Kas 1,233388

Calcul du facteur de sécurité: fin de construction (talus amont) pour un rayon de 19.32 m

$\gamma_{sec} = 2.03 \text{ t/m}^3$ $\gamma_{sat} = 2.26 \text{ t/m}^3$

N°Tr	bi	hsat	hsec	Sin	Cos	Gn	Tn= Gn*Sin	N= Gn*Cos	dli	Fc= C*dli	tangø	N*tangø	Ui= gw*h	P= Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	(a*Gn*dn)/R
-2	3,13	0	1,44	-0,18	0,98	8,11	-1,5	8,0	3,18	7,32	0,33	2,6	0	0	0	19,06	2,00
-1	1,923	0	2,5	-0,09	1,00	8,65	-0,8	8,6	1,93	4,44	0,33	2,8	0	0	0	18,68	2,09
0	1,923	0	3,37	0,00	1,00	11,66	0,0	11,7	1,92	4,42	0,33	3,8	0	0	0	18,17	2,74
1	1,923	0	4,05	0,09	1,00	14,02	1,3	14,0	1,93	4,44	0,33	4,6	0	0	0	17,83	3,23
2	1,923	0	4,53	0,18	0,98	15,68	2,9	15,4	1,96	4,50	0,33	5,1	0	0	0	17,44	3,54
3	1,923	0	4,8	0,27	0,96	16,61	4,5	16,0	2,00	4,60	0,33	5,3	0	0	0	17,27	3,71
4	1,923	0	4,85	0,36	0,93	16,79	6,1	15,6	2,06	4,75	0,33	5,2	0	0	0	17,32	3,76
5	1,923	0	4,65	0,45	0,89	16,10	7,3	14,3	2,16	4,97	0,33	4,7	0	0	0	17,5	3,64
6	1,923	0	4,13	0,55	0,84	14,30	7,8	12,0	2,29	5,28	0,33	4,0	0	0	0	17,57	3,25
7	1,923	0	3,26	0,64	0,77	11,28	7,2	8,7	2,49	5,73	0,33	2,9	0	0	0	17,8	2,60
8	1,84	0	1,27	0,73	0,69	4,21	3,1	2,9	2,68	6,17	0,33	1,0	0	0	0	18,5	1,01
somme							37,9	127,2		56,61168		41,9670			0		31,58470002

Kss	2,60424
Kas	1,419668

Calcul du facteur de sécurité: fin de construction (talus amont) pour un rayon de 21.17 m

$$sec = 2.03 \text{ t/m}^3 \quad sat = 2.26 \text{ t/m}^3$$

N°Tr	bi	hsat	hsec	Sin	Cos	Gn	Tn= Gn*Sin	N= Gn*Cos	dli	Fc= C*dli	tangø	N*tangø	Ui= gw*h	P= Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	(a*Gn*dn)/R
-2	2,58	0	0,98	-0,18	0,98	4,55	-0,8	4,5	2,62	6,03	0,33	1,5	0	0	0	20,9	1,12
-1	2,117	0	2,15	-0,09	1,00	8,19	-0,7	8,2	2,13	4,89	0,33	2,7	0	0	0	20,63	2,00
0	2,117	0	3,1	0,00	1,00	11,81	0,0	11,8	2,12	4,87	0,33	3,9	0	0	0	20,28	2,83
1	2,117	0	3,84	0,09	1,00	14,63	1,3	14,6	2,13	4,89	0,33	4,8	0	0	0	19,95	3,45
2	2,117	0	4,37	0,18	0,98	16,65	3,0	16,4	2,15	4,95	0,33	5,4	0	0	0	19,5	3,83
3	2,117	0	4,67	0,27	0,96	17,80	4,9	17,1	2,20	5,06	0,33	5,6	0	0	0	19,42	4,08
4	2,117	0	4,72	0,36	0,93	17,99	6,5	16,8	2,27	5,23	0,33	5,5	0	0	0	19,35	4,11
5	2,117	0	4,5	0,45	0,89	17,15	7,8	15,3	2,38	5,47	0,33	5,0	0	0	0	19,17	3,88
6	2,117	0	3,95	0,55	0,84	15,05	8,2	12,6	2,53	5,81	0,33	4,2	0	0	0	19,56	3,48
7	2,117	0	2,98	0,64	0,77	11,36	7,2	8,8	2,74	6,31	0,33	2,9	0	0	0	19,89	2,67
8	1,98	0	1,33	0,73	0,69	4,74	3,4	3,3	2,88	6,64	0,33	1,1	0	0	0	20,62	1,15
somme							40,9	129,2		60,144		42,6267			0		32,6015761

Kss	2,515368
Kas	1,399033

Calcul du facteur de sécurité: fin de construction (talus aval) pour un rayon de 17.13m

$$\text{sec} = 2.03 \text{ t/m}^3 \qquad \text{sat} = 2.26 \text{ t/m}^3$$

N°Tr	bi	hsat	hsec	Sin	Cos	Gn	Tn= Gn*Sin	N= Gn*Cos	dli	Fc= C*dli	tangø	N*tangø	Ui= gw*h	P= Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	(a*Gn*dn)/R
-3	2,11	0	0,5	-0,27	0,96	1,90	-0,5	1,8	2,193	5,044	0,33	0,6	0	0	0	17	0,47
-2	1,713	0	2,08	-0,18	0,98	6,41	-1,2	6,3	1,742	4,007	0,33	2,1	0	0	0	16,46	1,54
-1	1,713	0	3,03	-0,09	1,00	9,34	-0,8	9,3	1,720	3,956	0,33	3,1	0	0	0	16,02	2,18
0	1,713	0	3,8	0,00	1,00	11,72	0,0	11,7	1,713	3,940	0,33	3,9	0	0	0	15,68	2,68
1	1,713	0	4,4	0,09	1,00	13,57	1,2	13,5	1,720	3,956	0,33	4,5	0	0	0	15,48	3,07
2	1,713	0	4,82	0,18	0,98	14,86	2,7	14,6	1,742	4,007	0,33	4,8	0	0	0	15,04	3,26
3	1,713	0	5,06	0,27	0,96	15,60	4,3	15,0	1,780	4,095	0,33	5,0	0	0	0	15,44	3,52
4	1,713	0	5,11	0,36	0,93	15,76	5,7	14,7	1,839	4,229	0,33	4,8	0	0	0	15,6	3,59
5	1,713	0	4,93	0,45	0,89	15,20	6,9	13,5	1,923	4,423	0,33	4,5	0	0	0	15,7	3,48
6	1,713	0	4,48	0,55	0,84	13,81	7,5	11,6	2,044	4,701	0,33	3,8	0	0	0	16,26	3,28
7	1,713	0	3,7	0,64	0,77	11,41	7,3	8,8	2,221	5,108	0,33	2,9	0	0	0	17,26	2,87
8	2,75	0	2,43	0,73	0,69	12,03	8,7	8,3	4,007	9,215	0,33	2,7	0	0	0	17,86	3,14
somme							41,8	129,1		56,682		42,61674			0		33,0777

Kss	=2.373336
Kas	=1.325448

Calcul du facteur de sécurité: en service (talus aval) pour un rayon de 17.98 m

$$sec = 2.03 \text{ t/m}^3$$

$$sat = 2.26 \text{ t/m}^3$$

N°Tr	bi	hsat	hsec	Sin	Cos	Gn	Tn= Gn*Sin	N= Gn*Cos	dli	Fc= C*dli	tangø	N*tangø	Ui= gw*h	P= Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	(a*Gn*dn)/R
-2	2,55	0	1,1	-0,17	0,99	5,05	-0,8	5,0	2,59	5,95	0,33	1,6	0	0	0	17,92	0,75
-1	1,798	0	2,1	-0,08	1,00	6,80	-0,6	6,8	1,80	4,15	0,33	2,2	0	0	0	17,45	0,99
0	1,798	0	2,91	0,00	1,00	9,42	0,0	9,4	1,80	4,14	0,33	3,1	0	0	0	17	1,34
1	1,798	0	3,53	0,08	1,00	11,42	1,0	11,4	1,80	4,15	0,33	3,8	0	0	0	16,91	1,61
2	1,798	0	3,98	0,17	0,99	12,88	2,1	12,7	1,82	4,19	0,33	4,2	0	0	0	16,55	1,78
3	1,798	0	4,24	0,25	0,97	13,72	3,4	13,3	1,86	4,27	0,33	4,4	0	0	0	16,27	1,86
4	1,798	0	4,28	0,33	0,94	13,85	4,6	13,1	1,91	4,39	0,33	4,3	0	0	0	16,42	1,90
5	1,798	0	4,09	0,42	0,91	13,24	5,5	12,0	1,98	4,55	0,33	4,0	0	0	0	16,4	1,81
6	1,798	0	3,63	0,50	0,87	11,75	5,9	10,2	2,08	4,78	0,33	3,4	0	0	0	16,73	1,64
7	1,798	0	2,8	0,58	0,81	9,06	5,3	7,4	2,21	5,09	0,33	2,4	0	0	0	17,03	1,29
8	1,64	0	1,07	0,67	0,75	3,16	2,1	2,4	2,20	5,06	0,33	0,8	0	0	0	17,26	0,45
somme							28,5	103,5		50,71		34,16			0		15,42321797

Kss	2,975912
Kas	1,931428

Calcul du facteur de sécurité: en service (talus aval) pour un rayon de 19.1m

$\gamma_{sec} = 2.03 \text{ t/m}^3$

$\gamma_{sat} = 2.26 \text{ t/m}^3$

N°Tr	bi	hsat	hsec	Sin	Cos	Gn	Tn= Gn*Sin	N= Gn*Cos	dli	Fc= C*dli	tangø	N*tangø	Ui= gw*h	P= Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	(a*Gn*dn)/R
-2	3,41	0	1,65	-0,17	0,99	10,13	-1,7	10,0	3,46	7,95	0,33	3,3	0	0	0	18,59	2,46
-1	1,91	0	2,71	-0,08	1,00	9,32	-0,8	9,3	1,92	4,41	0,33	3,1	0	0	0	18,03	2,20
0	1,91	0	3,57	0,00	1,00	12,27	0,0	12,3	1,91	4,39	0,33	4,1	0	0	0	18,1	2,91
1	1,91	0	4,24	0,08	1,00	14,58	1,2	14,5	1,92	4,41	0,33	4,8	0	0	0	17,12	3,27
2	1,91	0	4,71	0,17	0,99	16,19	2,7	16,0	1,94	4,46	0,33	5,3	0	0	0	17,39	3,69
3	1,91	0	4,98	0,25	0,97	17,12	4,3	16,6	1,97	4,54	0,33	5,5	0	0	0	17,47	3,92
4	1,91	0	5,03	0,33	0,94	17,29	5,8	16,3	2,03	4,66	0,33	5,4	0	0	0	17,03	3,85
5	1,91	0	4,83	0,42	0,91	16,61	6,9	15,1	2,10	4,83	0,33	5,0	0	0	0	17,57	3,82
6	1,91	0	4,33	0,50	0,87	14,89	7,4	12,9	2,21	5,07	0,33	4,3	0	0	0	17,53	3,42
7	1,91	0	3,45	0,58	0,81	11,86	6,9	9,6	2,35	5,41	0,33	3,2	0	0	0	17,64	2,74
8	2,48	0	2,04	0,67	0,75	9,11	6,1	6,8	3,33	7,65	0,33	2,2	0	0	0	18,4	2,19
somme							38,8	139,3		57,78		45,97			0		34,45928906

Kss	2,671058
Kas	1,415452

Calcul du facteur de sécurité: en service (talus aval) pour un rayon de 21.17 m

$\gamma_{sec} = 2.03 \text{ t/m}^3$

$\gamma_{sat} = 2.26 \text{ t/m}^3$

N°Tr	bi	hsat	hsec	Sin	Cos	Gn	Tn= Gn*Sin	N= Gn*Cos	dli	Fc= C*dli	tangø	N*tangø	Ui= gw*h	P= Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	(a*Gn*dn)/R
-2	2,67	0	1,05	-0,20	0,98	5,05	-1,0	4,9	2,73	10,90	0,19	0,9	0	0	0	20,53	0,73
-1	2,091	0	2,2	-0,10	0,99	8,28	-0,8	8,2	2,10	8,41	0,19	1,6	0	0	0	20,41	1,18
0	2,091	0	3,15	0,00	1,00	11,86	0,0	11,9	2,09	8,36	0,19	2,3	0	0	0	19,81	1,65
1	2,091	0	3,88	0,10	0,99	14,60	1,5	14,5	2,10	8,41	0,19	2,8	0	0	0	19,48	1,99
2	2,091	0	4,4	0,20	0,98	16,56	3,3	16,2	2,13	8,54	0,19	3,1	0	0	0	19,16	2,22
3	2,091	0	4,69	0,30	0,95	17,65	5,3	16,8	2,19	8,77	0,19	3,2	0	0	0	19,09	2,36
4	2,091	0	4,75	0,40	0,92	17,88	7,2	16,4	2,28	9,13	0,19	3,1	0	0	0	19,13	2,40
5	2,091	0	4,53	0,50	0,87	17,05	8,5	14,8	2,41	9,66	0,19	2,8	0	0	0	19,04	2,27
6	2,091	0	3,98	0,60	0,80	14,98	9,0	12,0	2,61	10,46	0,19	2,3	0	0	0	19,36	2,03
7	2,091	0	3,02	0,70	0,71	11,37	8,0	8,1	2,93	11,71	0,19	1,5	0	0	0	19,97	1,59
8	1,45	0	0,64	0,80	0,60	1,67	1,3	1,0	2,42	9,67	0,19	0,2	0	0	0	20,97	0,25
somme							40,9	123,9		94,331		23,53			0		18,426

Kss	2,89
Kas	1,99

Calcul du facteur de sécurité: vidange rapide (talus amont) pour un rayon de 17.95 m

$$\text{sec} = 2.03 \text{ t/m}^3 \quad \text{sat}=2.26 \text{ t/m}^3$$

N°Tr	bi	hsat	hsec	Sin	Cos	Gn	Tn= Gn*Sin	N= Gn*Cos	dli	Fc= C*dli	tangø	N*tangø	Ui= gw*h	P= Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	(a*Gn*dn)/R
-3	1,55	0,48	0	-0,25	0,97	1,58	-0,394	1,527	1,6008	3,682	0,33	0,504	0,48	0,77	0,2536	17,42	0,3827
-2	1,795	1,66	0	-0,17	0,99	6,32	-1,053	6,229	1,8204	4,187	0,33	2,055	1,66	3,02	0,9972	17,03	1,4983
-1	1,795	2,65	0	-0,08	1,00	10,08	-0,840	10,049	1,801	4,143	0,33	3,316	2,65	4,77	1,5752	16,57	2,3273
0	1,795	3,46	0	0,00	1,00	13,17	0,000	13,167	1,795	4,129	0,33	4,345	3,46	6,21	2,0495	16,26	2,9818
1	1,795	4,09	0	0,08	1,00	15,56	1,297	15,510	1,8012	4,143	0,33	5,118	4,09	7,37	2,4312	15,81	3,4271
2	1,795	4,53	0	0,17	0,99	17,24	2,873	16,997	1,8204	4,187	0,33	5,609	4,53	8,25	2,7214	15,82	3,7982
3	1,795	4,79	0	0,25	0,97	18,23	4,557	17,649	1,8538	4,264	0,33	5,824	4,79	8,88	2,9304	15,78	4,0061
4	1,795	4,83	0	0,33	0,94	18,38	6,127	17,329	1,9038	4,379	0,33	5,719	4,83	9,20	3,0346	15,93	4,0779
5	1,795	4,12	0,52	0,42	0,91	17,36	7,233	15,780	1,9745	4,542	0,33	5,207	4,12	8,14	2,6846	15,85	3,8319
6	1,795	1,46	2,72	0,50	0,87	14,34	7,172	12,422	2,0726	4,767	0,33	4,099	1,46	3,03	0,9986	16,44	3,2844
7	1,795	0	3,35	0,58	0,81	10,82	6,314	8,791	2,209	5,083	0,33	2,901	0	0,00	0,0000	16,99	2,5612
8	2,09	0	1,82	0,67	0,75	6,85	4,565	5,103	2,8040	6,449	0,33	1,684	0	0,00	0,0000	17,73	1,6907
somme							37,849	140,554		53,954		46,383		59,63	19,6764		33,8676

Kas	1,399066
Kss	2,650946

Calcul du facteur de sécurité: vidange rapide (talus amont) pour un rayon de 20.3 m

$$\gamma_{sec} = 2.03 \text{ t/m}^3 \quad \gamma_{sat} = 2.26 \text{ t/m}^3$$

N°Tr	bi	hsat	hsec	Sin	Cos	Gn	Tn= Gn*Sin	N= Gn*Cos	dli	Fc= C*dli	tangø	N*tangø	Ui= gw*h	P= Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	(a*Gn*dn)/R
-2	3,05	1,39	0	-0,17	0,99	8,99	-1,50	8,86	3,09326	7,11	0,33	2,92	1,4	4,3	1,4	19,7	2,2
-1	2,03	2,51	0	-0,08	1,00	10,80	-0,90	10,76	2,03708	4,69	0,33	3,55	2,5	5,1	1,7	19,5	2,6
0	2,03	3,43	0	0,00	1,00	14,76	0,00	14,76	2,03	4,67	0,33	4,87	3,4	7,0	2,3	19,0	3,5
1	2,03	4,14	0	0,08	1,00	17,82	1,48	17,75	2,03708	4,69	0,33	5,86	4,1	8,4	2,8	18,6	4,1
2	2,03	4,64	0	0,17	0,99	19,97	3,33	19,69	2,05879	4,74	0,33	6,50	4,6	9,6	3,2	18,3	4,5
3	2,03	4,9	0	0,25	0,97	21,09	5,27	20,42	2,09657	4,82	0,33	6,74	4,9	10,3	3,4	18,1	4,7
4	2,03	4,98	0	0,33	0,94	21,43	7,14	20,21	2,15314	4,95	0,33	6,67	5,0	10,7	3,5	18,0	4,8
5	2,03	4,77	0	0,42	0,91	20,53	8,55	18,66	2,23307	5,14	0,33	6,16	4,8	10,7	3,5	18,3	4,6
6	2,03	2,61	1,63	0,50	0,87	17,19	8,59	14,89	2,34404	5,39	0,33	4,91	2,6	6,1	2,0	18,4	3,9
7	2,03	0	3,31	0,58	0,81	12,09	7,06	9,82	2,49928	5,75	0,33	3,24	0,0	0,0	0,0	18,9	2,8
8	2,24	0	1,8	0,67	0,75	7,26	4,84	5,41	3,00527	6,91	0,33	1,79	0,0	0,0	0,0	19,4	1,7
somme							43,871897	161,23658		58,851		53,208			23,80209282		39,30618976

Kas	1,3472
Kss	2,5542

Calcul du facteur de sécurité: vidange rapide (talus amont) pour un rayon de 21.05 m

$$\gamma_{sec} = 2.03 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{sat} = 2.26 \text{ t/m}^3$$

N°Tr	bi	hsat	hsec	Sin	Cos	Gn	Tn= Gn*Sin	N= Gn*Cos	dli	Fc= C*dli	tangø	N*tangø	Ui= gw*h	P= Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	(a*Gn*dn)/R
-2	1,44	0,44	0	-0,2	0,98	1,34	-0,27	1,32	1,47	3,38	0,33	0,43	0,44	0,65	0,21	20,75	0,33
-1	2,105	1,61	0	-0,1	0,99	7,18	-0,72	7,15	2,12	4,87	0,33	2,36	1,61	3,41	1,12	20,63	1,76
0	2,105	2,55	0	0	1,00	11,38	0,00	11,38	2,11	4,84	0,33	3,76	2,55	5,37	1,77	20,29	2,74
1	2,105	3,29	0	0,1	0,99	14,68	1,47	14,61	2,12	4,87	0,33	4,82	3,29	6,96	2,30	19,69	3,43
2	2,105	3,81	0	0,2	0,98	17,00	3,40	16,66	2,15	4,94	0,33	5,50	3,81	8,19	2,70	19,53	3,94
3	2,105	4,11	0	0,3	0,95	18,34	5,50	17,50	2,21	5,08	0,33	5,77	4,11	9,07	2,99	19,08	4,16
4	2,105	4,16	0	0,4	0,92	18,56	7,43	17,01	2,30	5,28	0,33	5,61	4,16	9,55	3,15	19,20	4,23
5	2,105	3,94	0	0,5	0,87	17,58	8,79	15,23	2,43	5,59	0,33	5,02	3,94	9,58	3,16	19,38	4,05
6	2,105	3	0	0,6	0,80	13,39	8,03	10,71	2,63	6,05	0,33	3,53	3	7,89	2,60	19,94	3,17
7	2,105	0	0,39	0,7	0,71	1,48	1,03	1,06	2,95	6,78	0,33	0,35	0	0,00	0,00	19,79	0,35
8	1,79	0	2,43	0,8	0,60	7,83	6,26	4,70	2,98	6,86	0,33	1,55	0	0,00	0,00	20,53	1,91
somme							41,20	116,00		55,16		38,28		60,01	19,80		29,74

Kas	1.31
Kss	2.26