

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 LA DE RETENUE COLLINAIRE DE LA COMMUNE
DE BOUHAMAMA (W.KHENCHELA)**

PRESENTE PAR:

M^r HABCHI Mohamed Larbi

Devant les membres du jury

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
M ^{me} B.TOUAIBIA	Professeur	Président
M ^r M.BOUZIANE	M.A.A	Examineur
M ^r A.ZEROUAL	M.A.A	Examineur
M ^r M.BOUKHELIFA	M.A .B	Examineur
M ^r M.HASSANE	M.C.B	Promoteur

Septembre2014

Remerciements

En cette mémorable occasion, et avant toute chose, Nous tenons à remercier notre seigneur DIEU l'omniscient et l'omnipotent.

je remercie chaleureusement notre promoteur M^r HASSANE Mohamed, aussi pour tous les efforts fournis pour m'encadrer et me guider tout au long de ce travail.

Je remercie le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

Je voudrais aussi remercier l'ensemble des professeurs de l'école pour avoir veillé à notre formation.

Un grand merci tout spécial à ma famille, à mes parents qui m'ont permis de poursuivre mes études, à mes frères Naser ,belkacime et sœurs Samira ,Abire et lamya et à tous mes amis Khalifa , Adel , Khalile ,fateh , Soufiane et Hossine qui n'ont cessé de me soutenir et de m'encourager tout au long de mes années d'études.

Enfin, mes sincères reconnaissances et gratitude à toute personne ayant contribué de près ou de loin au bon déroulement de ce mémoire.

HABCHI .M

Dédicaces

*Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect
et de reconnaissance envers*



*Pour leurs sacrifices, leur confiance en moi ainsi leurs soutien tout au long
de mon parcours du primaire jusqu'à l'universitaire*

Je le dédie également à :

Mes frères : Naser et Belkassim.

Mes sœurs : Samira (ASSILE), Abire et Lamya.

A ma grande famille

*En un mot, à toute ma famille, mes amis et tous ceux qui ont contribué de
près ou de loin à ma formation*



ملخص

قمنا في هذا العمل بدراسة تقنية شاملة على مستوى واد تامزة بولاية خنشلة لإدشاء سد من أجل تزويد المنطقة بالمياه لسقي ما يقارب 70 هكتارا من الأراضي الفلاحية المجاورة. بعد دراسة جيولوجية و هيدرولوجية معمقة قمنا بتصميم السد الذي يبلغ إرتفاعه 15 مترا و سعته تقدر ب 0,3 مليون متر مكعب على إمتداد يقارب 215 مترا ثم تحققنا من ثباته . أما فيما يتعلق بالإندجاز فقد قمنا بشرح و تنظيم جميع مراحل الأشغال .

Résumé

Dans le présent mémoire, nous avons fait une étude technique sur oued TAMZA (Wilaya de Kanchela) pour l'implantation d'un petit barrage, destiné à l'irrigation de 70 ha.

Après avoir fait une étude géologique, suivie d'une étude hydrologique approfondie, nous avons dimensionné notre ouvrage ayant une hauteur 15 m, et une capacité de 0.3 million m³ pour une longueur en crête de 215 m ; ainsi qu' une étude de vérification de stabilité .Enfin il était indispensable d'explicitier toute l'organisation de chantier.

Abstract

In the present work we have done a complete technical study about wadi Tamza (Wilaya of Khanchela) for the establishment of a small dam, intended for irrigation of a perimeter of 70 ha. After having made a geological study, followed by an hydrological one, we have designed our dam having a height of 15 m and a capacity of 0.3 million m³ for a crest length of 215 m, thus a study of stability; and what relates to the realization, we organized a work site.

Tables des matières

Introduction général

CHAPITRE I : ETUDE TOPOGRAPHIQUE

I. Introduction.....	1
I.1 Généralité.....	1
I.2 L'objectif du barrage.....	1
I.3 Situation géographique de la commune.....	1
I.3.1 Choix du site du barrage.....	3
I.3.2 Localisation de l'ouvrage.....	3
I.4 Documentation consultés.....	3
I.5 Caractéristiques morphologiques.....	4
I.6 Climat.....	4

CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

II.1 Etude géologique.....	5
II.1.1 Géologie régionale.....	5
II.1.2 Géologie locale.....	5
II.1.3 Description lithostratigraphique.....	5
II.1.4 Hydrogéologie sommaire de la région.....	9
II.1.5 Analyse lithologique de la cuvette.....	9
II.1.6 Hydrogéologie de la cuvette.....	10
II.1.7 Analyse lithologique de la zone d'emprise de la digue.....	10
II.1.8 Analyse hydrogéologique de la zone d'emprise de la digue.....	11
II.1.9 Fondation de la digue et ses ouvrages annexes.....	11
II.1.10 Stabilité des versants de la cuvette.....	11
II.1.11 Sismicité du site.....	12
II.1.12 Matériaux de construction de la retenue collinaire.....	12
II.1.13 Conclusions.....	13
II.2 Synthèse des essais géotechniques.....	14
II.2.1 Prospection géotechnique de terrain.....	14
II.2.2 Prospection géotechnique de laboratoire.....	14
II.2.2.1 Nombre des essais.....	14
II.2.3. Les essais.....	15

II.2.4 Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire et leur interprétations.....	15
II.2.4.1 Terrains d'assise et de fondation de la digue.....	15
II.2.5 Matériaux pour filtres, transitions et drains.....	18
II.2.6 Matériaux d'enrochement (R i p – R a p).....	18
II.2.7 Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue	18
II.2.7.1 Terrains d'assise et de fondation de la digue.....	18
II.2.7.2 Matériaux de construction de la digue.....	19
II.2.8 Conclusion générale.....	20

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE ET REGULARISATION DES DEBITS

III.1 Introduction	21
III.2 Le bassin versant et son complexe	22
III.2.1 Définition du bassin versant	22
III.2.2 Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant.....	22
III.2.3 Caractéristiques géographiques du bassin versant.....	23
III.2.4 Caractéristiques physiques	23
III.2.5 Les caractéristiques géométriques.....	24
III.2.5.1 Superficie	24
III.2.5.2 Périmètre	24
III.3 Caractéristiques hydro morphologiques :.....	24
III.3.1 Indice de compacité de Gravelius Kc	24
III.3.2 Coefficient d'allongement	25
III.3.3 Rectangle équivalent.....	25
III.3.4 Courbe et répartition hypsométrique	26
III.3.5 Altitude moyenne du bassin versant.....	29
III.3.6 Les indices	29
III.4 Caractéristiques physiographiques	30
III.4.1 Densité de drainage Dd.....	30
III.4.2 Densité du thalweg élémentaire.....	31
III.4.3 Coefficient de torrentialité.....	31
III.4.4 Temps de concentration du bassin versant.....	31

III.4.4.1 Formule de Ventura (1973).....	31
III.4.5 Vitesse de ruissellement.....	32
III.5 Caractéristiques climatiques du bassin versant.....	33
III.5.1 Températures	34
III.5.2 Le vent	34
III.5.3 Humidité	35
III.5.4 Evaporation.....	35
III.6 Précipitations.....	36
III.6.2. Estimation des pluies journalières maximales	38
III.6.3 Les précipitations maximales journalières	39
III.6.3.1 Choix de la loi d'ajustement	39
III.6.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	39
III.6.3.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale)	41
III.6.4 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités (courbes IDF).....	43
III.6.5 Estimation de l'apport moyen annuel (A_0).....	44
III.6.6 Caractéristiques de l'écoulement	46
III.7. Irrégularité des apports.....	48
III.7.1. Estimation fréquentielle des apports.....	48
III.7.2. Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel:.....	48
III.8 Etude des crues.....	49
III.8.1 Le choix du débit maximum de crue	49
III.8.2 Formules empiriques pour la détermination de la crue	50
III.8.3 Apports solides et l'estimation du volume mort.....	53
III.8.4 Hydrogramme de crue	55
III.8.5 Choix de fréquence de la crue du projet	59
III.9 Régularisation des débits.....	61
III.9.1 Répartition des besoins	62
III.9.2 Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ (Hm^3)	62
III.9.3 Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface »	63
III.9.4 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :	64
III.9.5 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes).....	66
III.10 Laminage des crues	72

III.10.1 Méthode de KOTCHERINE.....	73
III.11 Etude d'optimisation	77
III.11.1.Calcul du coût approximatif de la digue.....	77
III.11.2 Calcul de la revanche.....	77
III.11.3 largeur en crête	79
III.11.4 Calcul du coût de la digue	80
III.11.5 Calcul du coût de l'évacuateur de crue.....	80
III.11.5.1 Coût du déversoir	80
III.11.5.2 Calcul du coût du coursier	81
III.11.5.3 Calcul du coût total du barrage	82
III.12.Laminage pour un déversoir de largeur $b=22$ mètres.....	84

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE

IV.1 Introduction.....	88
IV.2 Choix du type de barrage	88
IV.2.1 Barrage Homogène en argile avec drain vertical	88
IV.2.2 Barrage à zones.....	88
IV.2.3 Barrage en enrochement avec masque en béton:	89
IV.3 Définition de profil général du barrage :.....	89
IV.3.1 Hauteur de barrage :.....	89
IV.3.1.1 Calcul de la revanche :	89
IV.3.2 Largeur en crête	90
IV.3.3 La longueur en crête.....	91
IV.3.4 pentes des talus.....	91
IV.3.5 Les bermes	92
IV.4 Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus :	92
IV.4.1 Etanchéité du barrage.....	93
IV.4.2. Les drains	95
IV.4.2.1 Le drain vertical	95
IV.4.2.2 Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme).....	95
IV.4.2.3 Dimensionnement du drain tapis :	96
IV.4.3 Les filtres.....	96
IV.4.3.1 Critères de conception.....	97
IV.5. Calcul du volume des différents matériaux.....	97

IV.6. Estimation du coût des variantes	98
. Conclusion.....	99

CHAPITRE V : ETUDE DE LA VARIANTE RETENUE

V.1. Définition du profil général du barrage	100
V.2.Dimensionnement de la digue (homogène en argile)	100
V.2.1.Hauteur du barrage	100
V.2.2.Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus	102
V.2.2.1. Méthode T.V.A (Tennessee-Valley- Authority):	103
V.2.3.Le dispositif de drainage du remblai	104
V.2.4.Le drain vertical.....	104
V.3. Drainages.....	105
V.3.1. Prisme de drainage	105
V.3.1.1.Dimensionnement du prisme aval	105
V.3.1.2.Epaisseur du drain.....	106
V.3.2.Le tapis drainant sous le talus aval	106
V.3.2.1.Dimensionnement du tapis drainant	106
V.4.Calcul des filtres.....	107
V.4.1Règles des filtres	107
V.4.2.Détermination de la courbe granulométrique des Filtres :.....	107
V.4.3.Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain :	109
V.5.Protection de la Crête.....	110
V.5.1.Calcul d'infiltration à travers la digue et la fondation.....	110
V.5.2.Tracer de la ligne de saturation	110
V.5.3.Calcul du débit d'infiltration (débit de fuite)	112
V.5.4.Calcul du débit d'infiltration à travers la fondation :	113
V.6.Calcul de stabilité	113
V.6.1.Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)	113
V.6.2.Conséquences de l'instabilité des talus	114
V.6.3.Ordre de calcul (Méthode des tranches).....	115
V.6.4.Calcul des forces appliquées à chaque tranche.....	116
V.6.5.Classement des forces	117
V.6.6.Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement.....	118

CHAPITRE VI : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

Introduction	121
VI.1. Ouvrage d'évacuateur de crues	121
VI.1.1. Critères de choix de l'évacuateur de crue	121
VI.1.2. Différents types des évacuateurs de crues.....	122
01/ Evacuateur de crues en puit (tulipe).....	122
02/ Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral	122
03/ Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal	122
04/ Evacuateur de crues en siphon	123
VI.1.3. Choix de la variante	123
VI.2. Ouvrage de Prise d'eau	124
VI.2.1. Type de prise	124
a) Prise d'eau flottante	124
b) Prise d'eau fixée à un tour de prise.....	124
c) Conduite de vidange et de prise d'eau en charge	124
VI.2.2.Choix de la variante	124
VI.3. Ouvrage de vidange.....	125
VI.3.1. Conduite de vidange en charge	125
VI.3.2. Conduites à écoulement libre	125
VI.3.3. Choix de la variante	125
VI.3.4.Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange	126
VI.4. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange.....	127
VI.4.1. Calcul du débit de vidange	127
VI.4.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et sa diamètre :	128
VI.5 Dimensionnement de la prise d'eau :	130

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA VARIANTE RETENUE DE L'EVACUATEUR

Introduction	132
VII.1 Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues	132
VII.2 Dimensionnement hydraulique	132
VII.2.1 Canal d'amenée	133
VII.2.2.Déversoir.....	133
VII.2.3 Chenal d'écoulement	135
VII.2.4 Calcul du convergent	136
VII.2.5 Le coursier	136
01- Largeur du coursier	137
02- Longueur du coursier	137

03- La profondeur critique	137
04- Pente critique	137
05- Calcul de la ligne d'eau dans le coursier	138
VII.2.6 Dissipateur d'énergie	139
VII.2.7 Canal de restitution	141
VII.3 Conception de l'évacuateur de crues	142
VII.3.1 Hauteur des murs bajoyers.....	142
VII.4 Vérification de l'apparition des vagues roulantes	143

CHAPITRE VIII : ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction	144
VIII.1 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	144
VIII.1.1 Installations destinées au personnel	144
VIII.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux.....	144
VIII.1.3 Installations destinées à la réparation des engins	144
VIII.1.4 Installation destinées pour la préfabrication.....	145
VIII.1.5 les moyens de chantier	145
VIII.2 Planification.....	145
VIII.2.1 Définition.....	145
VIII.2.2 Techniques de la planification.....	146
VIII.2.2.1 méthodes basées sur le réseau	146
VIII.2.2.1.1 Définition du réseau	146
VIII.2.2.1.2 Construction du réseau	146
VIII.2.2.1.3 Différentes méthodes basées sur le réseau	147
VIII.2.2.1.3.1 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)	147
VIII.2.2.1.3.2 Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technic).....	147
VIII.2.2.1.3.3 Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method).....	147
VIII.2.2.2 Méthodes basées sur le graphique	147
VIII.2.2.2.1 Méthode linéaire (ligne of balance technic)	147
VIII.2.2.2.2 Méthode à barres	147
VIII.2.2.3 les étapes de la planification.....	147
VIII.2.2.3.1 collection des informations	147
VIII.2.2.3.2 décomposition du projet	147
VIII.2.2.3.3 relations entre les tâches	148
VIII.2.2.3.4 choix de la méthode de calcul	148
VIII.2.3 les paramètres de la méthode C.P.M	148
VIII.2.3.1 Chemin critique (C.C)	148

VIII.2.3.2 Attribution des durées de chaque opération	148
VIII.2.4 les plannings	149
VIII.2.4.1 plan de travail au plus tôt	149
VIII.2.4.2 plan de travail au plus tard (PTPP).....	149
VIII.2.4.3 plan de travail intermédiaire.....	149
VIII.3 délai de construction et programme des travaux	149
VIII.4 Symboles des différentes opérations	150
VIII.5 Détermination des chemins critiques	151
VIII.6 Conclusion.....	151

CHAPITRE IX : PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

Introduction	153
IX.1 Causes des accidents de travail	153
IX.1.1 Causes humaines :	153
IX.1.2 Causes techniques	153
IX.2 Conditions dangereuses dans le chantier	153
IX.3 Actions dangereuses.....	154
IX.4 Mesures préventives.....	154

Conclusion général

LISTE DES TABLEAUX

Tableau N°II.1 : Caractéristiques géotechniques au niveau de la fouille FN° 5.	16
Tableau N°II.2 : Résultats des essais géotechniques.....	17
Tableau N°II.3 : Résultats des essais géotechniques.....	18
Tableau N°III.1 : Répartition en % de la surface élémentaire	27
Tableau N°III.2 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	33
Tableau N°III.3: Températures moyennes mensuelles	34
Tableau N°III.4: Vitesse moyenne du vent en m/s – Station de Khenchla.....	35
Tableau N°III.5: Humidité relative moyenne à Khenchla	35
Tableau N°III.6 : Evaporation station Khenchela.....	36
Tableau N°III.7 : Caractéristiques des stations pluviométriques	36
Tableau N°III.8: Moyennes mensuelles des précipitations en mm dans Yabous et Ain Mimoune.....	37
Tableau N°III.9 : Caractéristiques de la série avec N=34 ans.....	39
Tableau N°III.10 : Résultat de l'ajustement a la loi de Gumbe.....	141
Tableau N°III.11 : Résultat de l'ajustement à la loi de Galton.....	41
Tableau N°III.12 : Les pluies maximales journalières fréquentielle.....	43
Tableau N°III.13. Récapitulatif des résultats de l'apport moyen annuel.....	45
Tableau N°III.14: Récapitulatif des Cv.....	47
Tableau N°III.15: Apports fréquents.....	48
Tableau N°III.16: Répartition mensuelle des apports.....	49
Tableau N°III.17: Récapitulatif de la méthode de Mallet-Gaithier.....	50
Tableau N°III.18: Pluies de courte durée.....	51
Tableau N°III.19: Récapitulatif des résultats de la formule SOKOLOVSKY.....	52
Tableau N°III.20 : Récapitulatif des résultats de la formule Possenti.....	52
Tableau N°III.21: Valeur de α en fonction de la perméabilité.....	54
Tableau N°III.22 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ.....	56
Tableau N°III.23: Débits fréquents pour construction l'hydrogramme de crue.....	57
Tableau N°III.24 : Catégories des dommages résultant des crues.....	60
Tableau N°III.25 : Crues de projet recommandé.....	60
Tableau N°III.26 : Choix de la crue de projet.....	61
Tableau N°III.27 : Répartition mensuelle des besoins.....	62
Tableau N°III.28 : Répartition mensuelle des apports.....	63
Tableau N°III.29 : Régularisation saisonnière suivant la 1^{ère} consigne.....	66
Tableau N°III.30 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques.....	67
Tableau N°III.31 : Volumes des pertes dans la retenue	68
Tableau N°III.32: Régularisation saisonnière on tenant compte des pertes en (Mm3).....	69
Tableau N°III.33: Régularisation saisonnière on tenant compte des pertes en (Mm3).....	70
Tableau N°III.34: Régularisation saisonnière on tenant compte des pertes en (Mm3).....	71
Tableau N°III.35 : Données initiales.....	75
Tableau N°III.36 : 1^{ère} étape de calcul.....	75
Tableau N°III.37 : Débits déversants en fonction de h et b et le volume de crue :.....	76
Tableau N°III.38 : Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.....	76
Tableau N°III.39 : Récapitulatif des résultats de calcul.....	79
Tableau N°III.40 : Coût de la digue.....	80
Tableau N°III.41: Coût de déversoir.....	81
Tableau N°III.42 : Coût de coursier.....	82

Tableau N°III.43 : Récapitulatif des prix totaux.....	82
Tableau N°III.44 : Caractéristiques du barrage.....	83
Tableau N°III.45 : Volumes et débit déversant.....	84
Tableau N°III.46 : Laminage.....	86
Tableau N°IV.01 : Résultats du calcul.....	91
Tableau N°IV.02 : Valeurs indicatives des pentes des talus.	92
Tableau N°IV.03 : Valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.	93
Tableau N°IV.04 : Coûts des différentes variantes étudiées.....	98
Tableau N°V.1:Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....	100
Tableau N°V.2: Valeurs indicatives des pentes des talus.....	101
Tableau N°V.3: Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.....	103
Tableau N°V.4: épaisseur minimal de drain (Gérard DEGOUTTE ,1997).....	106
Tableau N°V.5 : Les coordonnées de la parabole.....	112
Tableau N° V.6 : Valeurs de K1, K2 en fonction de pente de talus	115
Tableau N°V.7: Caractéristiques géotechniques des sols.....	115
Tableau N°V.8: Coefficient de stabilité admissible des talus.....	119
Tableau N°V.9 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	120
Tableau N°VI.01 : type de vidange de fond en fonction de $H^2.\sqrt{V}$	126
Tableau N°VII.1: Coordonnées de profil.....	134
Tableau N°VII.02: Calcul de la ligne d'eau	137
Tableau N°VII.03: Calcul de la ligne d'eau	138
Tableau N°VIII.01 : symboles des opérations	151

LISTE DES FIGURES

Fig N°I.1: Vue aérienne de la commune de BOUHMAMA (Google Earth ;2012).....	2
Fig N°I.2 : Localisation de la commune de Bouhmmama sur la carte topographique CHELIA -Feuille n° 231- 232-l'échelle 1/50.000.....	2
Fig N°I.3 : Site de barrage.....	4
Fig N° II.1 : Extrait de la carte géologique khenchela.....	8
Fig N° II.2 : Fig N°II 02: Carte du zonage sismique RPA 2003.....	12
Fig N° III.1 : : L'axe proposé de retenue collinaire est défini sur la carte topographique CHELIA Feuille N° 231 ,l'echelle 1/50.000.....	23
Fig N° III.2: Bassin versant de <u>TAJMOUT</u> (cartes d'Etat Major CHELIA ET DJEBEL DJAHFA (Feuille n° 231- 232-l'échelle 1/50.000-)).....	23
Fig N°III.3: Réseau hydrométrique du BV	26
Fig N°III.4: Topographie de bassin versant.....	28
Fig N°III.06 : Répartition mensuelle de température	34
Fig N°III.07 : Diagramme répartition mensuelle de l'humidité.....	35
Fig N°III.08: Diagramme répartition mensuelle d'évaporations.....	36
Fig N°III.09 : Carte pluviométrique de la région de Khenchela l'A.N.R.H en 1993.....	37
Fig N°III.10 : Répartition mensuelle des pluies station Yabous et Ain mimoun.....	38
FigN°III.11: Représentation graphique de l'ajustement à loi de Gumbel.....	42
FigN°III.12:: Représentation graphique de l'ajustement à loi de Galton.....	42
FigN°III.13: Représentations des intensités en fonction de temps.....	43
Fig N°III.14 : Hydrogramme de crue.....	58
Fig N°III.15 : Hydrogramme de crue (T=100ans).....	58
Fig N°III.16 : Courbe capacité hauteur.....	64
Fig N°III.17 : Courbe surface volume.....	64
Fig N°III.18 : Graphique d'exploitation.....	72
Fig N°III.119 : Courbe $q=f(h)$	75
Fig N°III.20 : Courbe $q=f(v)$	75
Fig N°III.21 : Courbe d'optimisation.....	83
Fig N°III.22 : Courbe des débits déversant	84
FigN°III.23 : Hydrogramme de crue.....	87
Fig N°V.1 : Calcul l'infiltration qui travers le corps de la digue.....	111
Fig N°V.1 : Schéma de calcul statique.....	119
Fig N°VII.1 : Profil Creager.....	134
Fig N°VII.N°2 : Graphe de la ligne d'eau	138

Liste des planches

1-Plan d'aménagement d'oued TAMZA W.KHANCHELA

2-Coupe géologique à travers l'axe de barrage.

3-Differentes types de la digue +les détails.

4-schema de calcul de stabilité et l'infiltration

5-Profil en long de l'évacuateur

Introduction général

L'eau est omniprésente sur la Terre. Sans elle, la vie humaine serait impossible. Elle est nécessaire à la vie des végétaux, des animaux et aux activités humaines.

Cependant, les ressources en eau sont inégalement réparties dans le monde. L'eau douce, celle qui est essentielle à nos besoins, ne représente que 1 % du total des eaux présentes sur la Terre, le reste étant formé par les eaux salées des mers et des océans. L'eau douce est donc un capital limité, renouvelable mais fragile, car menacé par une consommation croissante et par de multiples pollutions.

Le développement de notre pays suppose la maîtrise des ressources en eau, parmi lesquelles les eaux de surface qui ont une importance vitale pour toute entreprise agricole ou pastorale entre autres. Depuis la dernière décennie, l'édification des barrages a été une solution très largement utilisée pour résoudre les délicats problèmes de mobilisation des ressources en eau.

Vu toutes ces égards, il importe de dicter une méthodologie efficace pour la réalisation de ces ouvrages et notre étude fait l'objet d'une étude de petit barrage dans la commune de BOUHMMAMA (Oued TAMZA) dans la Wilaya de kenchela qui sera destiné à l'irrigation des superficies de cette région.

Le contenu comprendra neuf chapitres. Au départ, on commencera par une étude topographique pour le choix de site puis, on assure l'efficacité de ce dernier par une analyse quantitatif et qualitatif de la géologie et la géotechnique, une fois le site est fixé, on doit passera par une étude hydrologique qui permettra les différents paramètres à partir d'un traitement des séries pluviométrique pour l'obtention de hydrogramme de crue et aussi pour l'estimation de crue de projet puis on fait un traitement en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul de l'hydrogramme de crue et aussi l'estimation de la crue de projet, on pousse cette étude par an autre étude de régularisation des apports en vue de déterminer les caractéristiques du barrage ,ensuite on passera par une étude d'optimisation dont l'objectif est de trouver une compromis économique entre la largeur déversant et la hauteur de la digue. L'analyse des variantes de digue et un choix adapté avec les données disponibles, on fera aussi une étude des ouvrages annexes avec un dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue bien qu'une vérification détaillé de stabilité .on déterminera par un aperçu sur l'organisation de chantier .

I. Introduction**I.1 Généralité**

Pour la réalisation d'une retenue collinaire, il est nécessaire avant tout de bien examiner les objectifs qui en découlent pour les caractéristiques de l'ouvrage à concevoir et son implantation, en tenant compte sur la bonne connaissance des conditions géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

L'étude nous impose plusieurs variantes de choix des axes de l'implantation de retenue, qu'on devra choisir la meilleure solution de point de vue économique et technique.

I.2 L'objectif du barrage

Le principal usager de la retenue est l'irrigation. La satisfaction de ces besoins en eau accroissant sera possible par la mobilisation de nouvelles ressources. De ce fait, l'oued TAMZA a aussi été mis en évidence comme une ressource potentielle sur lequel sera créée par la construction d'une retenue qui servira à la mobilisation des potentialités hydrologiques de ce cours d'eau.

I.3 Situation géographique de la commune

La commune de BOUHMAMA occupe la partie –Est- du territoire de la daïra de BOUHMAMA et concentré une population de l'ordre de 11 922 habitant en 2013.

La commune est limitée comme suit :

Au nord : la commune de CHELIA et YABOUS.

A l'est : la commune de TAMZA.

Au sud : la commune de KHIRANE.

A l'ouest : la commune de MSARA et INOUGHISSENE wilaya de Batna.

L'agglomération chef-lieu de la commune est situé au Sud –Ouest de la commune à environ 60 km du chef-lieu de la wilaya, elle est desservie par le N88 la reliant au reste de la wilaya au sud d'une part et avec la wilaya de Batna au Nord d'autre part.



Fig N°I.1: Image satellitaire de la commune de BOUHMAMA

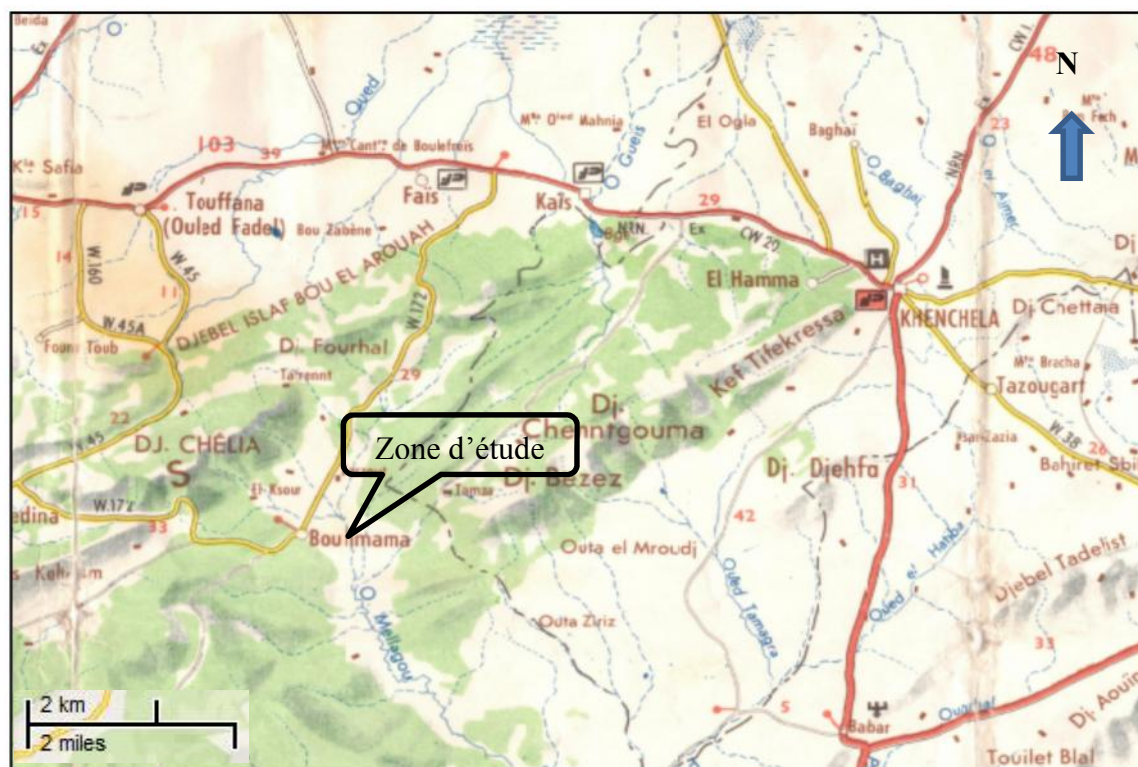


Fig N°I.2 : Localisation de la commune de Bouhmama

I.3.1 Choix du site du barrage

Le choix d'un site apte pour la réalisation d'un ouvrage qui répond aux meilleures conditions techniques et économiques est basé essentiellement sur les connaissances et les conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques du site.

Parmi les critères déterminants du choix d'un site d'une retenue collinaire, on distingue les différents points suivants :

- Garantir la quantité d'eau qui sera piégée dans la retenue ;
- Bonne géologie pour l'emplacement du barrage et de la retenue ;
- Un resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite, d'où le volume du barrage sera minimum.
- Choisir l'emplacement rapproché et facile des zones d'accès existantes, afin d'éviter la création d'autres voies pour les engins et la main d'œuvre.
- Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

Lors de la préparation d'un inventaire de sites possibles des barrages dans la région, et sur la base des résultats géologiques et des conditions topographiques, nous avons choisi l'axe le plus économique et le plus stable.

Ses coordonnées sont:

$$X = 873,113 \text{ Km}$$

$$Y = 227,593 \text{ Km}$$

$$Z = 1170 \text{ m NGA}$$

I.3.2 Localisation de l'ouvrage

Le site de la retenue collinaire d'oued TAMZA se trouve à 07 km environ à vol d'oiseau au Sud-est de la commune de BOUHMAMA, Figure N°01 (Vue aérienne des sites).

L'axe proposé de la présente étude de retenue collinaire est défini sur la carte topographique CHELIA Feuille n° 231 à l'échelle 1/50.000^{ème} par les coordonnées LAMBERT suivant :

$$X = 873,113 \text{ Km}$$

$$Y = 227,593 \text{ Km}$$

$$Z = 1170 \text{ m NGA}$$

I.4 Documentation consultés

Un intérêt particulier doit être accordé à la collecte des données fiables, dont la consistance dépend principalement de l'approche méthodologique.

La présente étude nécessite des données cartographiques, hydrologiques et pluviométriques de la région où se trouve le bassin versant.

La documentation topographique pour des travaux sur l'étude de faisabilité du barrage et pour justifier les conceptions de l'étude, on a reçu les documents cartographiques suivant:

- Carte topographique CHELIA Feuille n° 231 à l'échelle 1/50.000^{ème}
- Levé topographique du site du barrage Ech 1 :1000 ;
- Carte pluviométrique de l'algérie du nord.

I.5 Caractéristiques morphologiques

La zone d'étude de la retenue collinaire présente un relief très plat, l'emplacement du site est caractérisé par une vaste cuvette, la pente du relief est très faible, la gorge choisie pour l'emplacement de l'axe du barrage est très ouverte.



Fig N°I.3 : Site de barrage

I.6 Climat

Le climat de la région de BOUHMAMA est caractérisé par des étés chauds et des hivers froids, la température moyenne est de 15.7°C.

- Le mois le plus pluvieux est Janvier avec une moyenne de 52,76 mm.
- Le mois le moins pluvieux est juillet avec une moyenne de 12,41 mm.

II.1 Etude géologique

Pour valider le choix d'un site, on doit vérifier un certain nombre de critères d'ordre géotechnique et géologique préalablement à l'établissement du projet proprement dit.

Le contenu de ces études à mener varie selon la nature des problèmes rencontrés, mais il devra permettre de se prononcer sur l'étanchéité au niveau de la cuvette que des fondations sur la qualité mécanique de celles-ci et sur la disponibilité en matériaux de construction, terre pour les remblais, eau pour le compactage, enrochements pour les sable et graviers pour le béton

II.1.1 Géologie régionale

Les séries les plus anciennes connues actuellement dans la région sont datées du Trias, qui n'existe jamais en stratigraphie normale et n'affleurent qu'à la faveur des diapirs.

Les dépôts les plus récents (dépôts quaternaires) comblent les vallées contemporaines, forment des éboulements d'éluviaux sur les pentes et les cônes de déjections dans les embouchures de plusieurs Oueds.

Entre ses termes limites se place une série concordante du jurassique supérieur à l'Eocène qui constituent l'essentiel du matériel rocheux des Aurès formé par des calcaires et des terrigènes.

Après la phase Lutétienne majeure, les dépôts deviennent surtout continentaux à l'exception de ceux du Miocène (Guiraud 1973).

II.1.2 Géologie locale

De point de vue orographique, on peut distinguer d'Est en Ouest les monts suivants :

Les monts de Nememchas, les Aurès, le mont de M'Zab, Dj.Boukahil, les monts de Ouled Nail, Dj.Amour, les monts des Ksours et Dj.Grous.

Du point de vue structural, dans la région des Aurès se succèdent du N-O au S-E les plis suivants :

- L'anticlinal du Dj.Amrane.
- Le synclinal de Touffana correspondant au bassin miocène de Timgad.
- L'anticlinal du Dj.Chelia.
- Le synclinal du Dj.Aurès.
- L'anticlinal du Dj.Khenchela situé au S-E.

Notons que l'anticlinal du Dj.Chelia et le synclinal du Dj.Aurès sont des plis coiffés.

II.1.3 Description lithostratigraphique**➤ Quaternaire**

Le quaternaire recouvre la majeure partie de la plaine de Touffana et par extension celle de Rémila située plus à l'est. Le bassin étant fermé, il a recueilli tous les produits de l'érosion des reliefs environnants. La sédimentation est en majeure partie argileuse et marneuse ; avec une proportion importante de gypse. On y trouve également des intercalations de : graviers, sables et poudingues peu épais.

Enfin notons au sud de la plaine et bordure du massif du Chélia, une croûte calcaire blanche recouvre les différentes formations.

➤ Miocène :**■ Le Tortonien supérieur continental**

Il est constitué d'argiles silteuses beiges et rouges et de grés. Ces formations sont visibles dans les ravinements dans les alentours de Touffana. L'ensemble argilo gréseux épais de 300 à 400m.

■ Le Tortonien gréseux blanc et grossier

Cette formation est discordante et peut reposer directement sur le crétacé supérieur, notamment à la terminaison nord de l'anticlinal du Chélia. Elle est composée de grés blancs grossiers. Cette formation a une puissance d'environ 300m.

■ Le Langhien-Serravalien

Il s'agit de marnes, calcaires biomicritique et grés blancs. Cet ensemble est fortement discordant sur le crétacé moyen et supérieur.

■ L'Aquitano-Burdigalien

C'est un ensemble constitué d'argiles, d'argiles silteuses rouges et de grés.

➤ Crétacé :**■ Le Campanien**

Il est constitué de marnes noires. Sur le flanc nord de l'anticlinal du Chélia 170m de marnes noires sont bien visibles, elles contiennent quelques intercalations de calcaires ocre légèrement phosphatés.

■ Le Santonien

Il s'agit de marnes gris-bleu et calcaires à inocérames. Cet étage affleure sur le flanc nord de l'anticlinal du Chélia. L'épaisseur de l'étage atteint 250m.

■ Le Coniacien

Constitué d'alternances de marnes grises et de marno-calcaires à inocérames.

Sa répartition est analogue à celle du Santonien et son épaisseur est de 150m.

- **Le Turonien « moyen et supérieur »**

Constitué d'alternances de marnes beiges et de calcaires zoogènes noduleux. Il constitue une des barres de la terminaison de l'anticlinal du djebel Chélia. Son épaisseur est de 150m de calcaires noduleux riches en débris de mollusques et de marnes beiges.

- **Le Turonien basal**

Il s'agit de marno-calcaires bitumineux en plaquettes et alternances de marnes bleues. Son épaisseur atteint 200m.

- **Le Cénomaniens supérieur**

Il est constitué de calcaires marneux gris-bleu à cassure noirâtre. Dans l'anticlinal du Chélia, le sommet de cette série est franchement calcaire.

- **Le Cénomaniens moyen**

Constitué de « 150m » de marnes grises avec de petites intercalations calcaires. Il est présent dans l'anticlinal du Chélia.

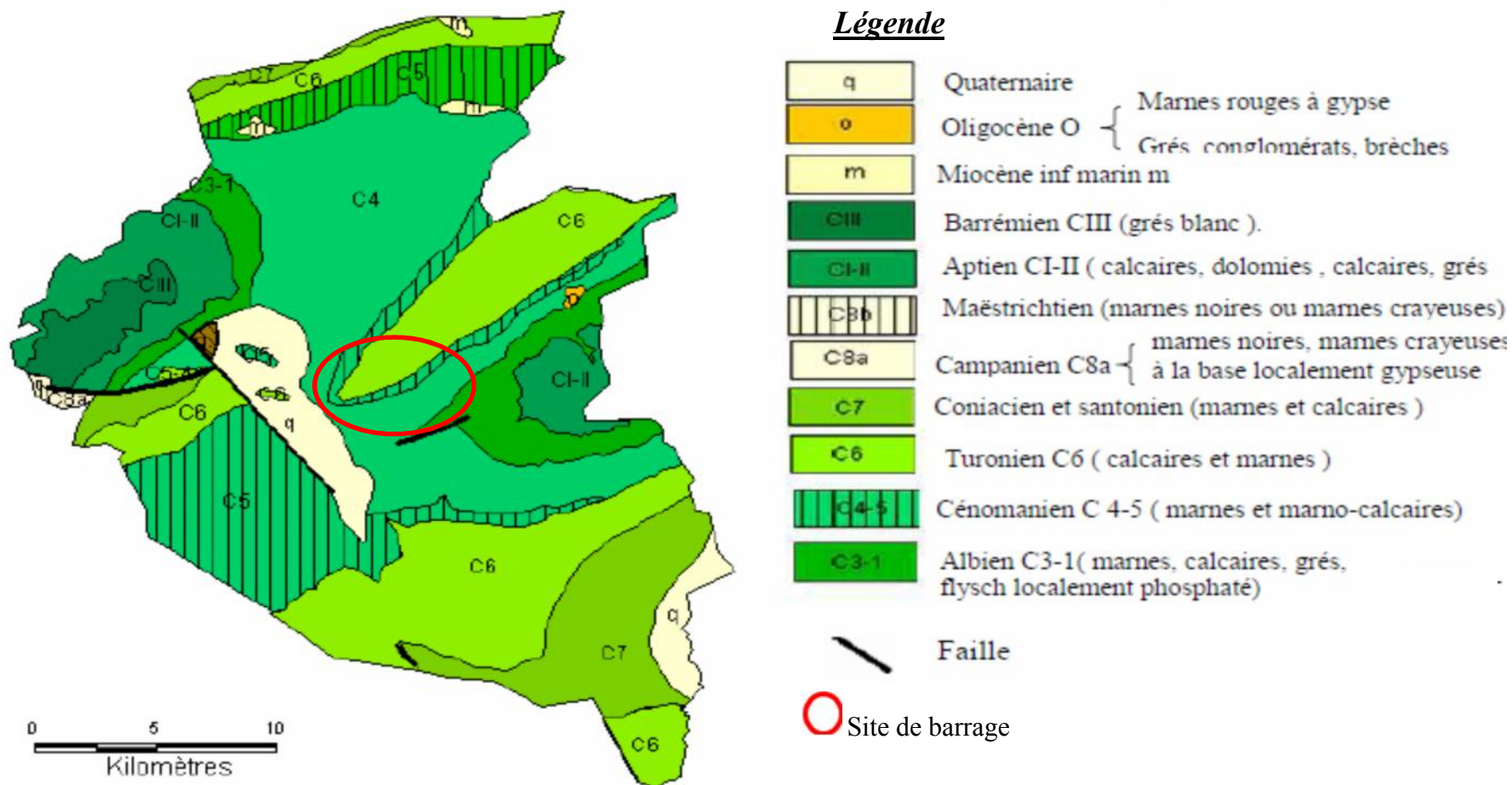


Fig N° II.1 : Extrait de la carte géologique 1/50000 de khenchela

II.1.4 Hydrogéologie sommaire de la région

La région d'étude ou se situe notre site de retenue collinaire est recouverte en sa quasi-totalité de faciès d'âge crétacé formés par des marnes grises en grande puissance alternées localement par des calcaires parfois gréseux. ces formations subissent une très forte érosion due au climat très rude de la région (très chaud en été, avec des gelées très fréquentes en hiver). L'abondance de formations marneuses, avec des épaisseurs de plusieurs centaines de mètres, constitue un tapis étanche pour les infiltrations verticales de l'eau. Ce sont donc des formations imperméables.

Les pertes d'eau de précipitation par infiltrations à travers les affleurements de terrains perméables est peu importante dans la région, cette hypothèse est confirmée par la présence de peu de milieux aquifères de faible importance dans cette région .

On note la présence des exutoires importants dans les massifs calcaires et des circulations d'eau dans la couverture continentale qui est atteinte de quelque dimension par des puits.

II.1.5 Analyse lithologique de la cuvette

Elle est essentiellement basée sur les observations faites lors de la campagne de prospection géologique de terrain (levé géologique du site et son assiette et la description lithologique des faciès rencontrés lors de la campagne de reconnaissance de terrain (l'exécution des puits en différents endroits de la cuvette.

Le fond de la vallée (thalweg) est recouvert sur une faible épaisseur (1m) d'alluvions grossières à blocs et cailloux de calcaire arrondis, sont une formation très perméable et reposent directement sur des marnes grises compactes.

Tandis que les versants de la retenue sont caractérisés par :

Une terrasse alluviale formée par une sédimentation d'argile limoneuse brune peu plastique d'une épaisseur de 4m environs alternés par de très rares niveaux plus grossiers contenant des cailloux et des graviers arrondis calcaireux.

Sur les collines bordant cette terrasse s'observent des marnes grises plus ou moins altérées parfois alternées par des calcaires gréseux comme sur la rive droite.

Ces dépôts argileux de terrasses proviennent de la décomposition physico-chimique des marnes qui constituent le terrain de fond du site mais aussi de la désagrégation des niveaux de calcaires qu'on observe en amont du site au niveau du bassin versant.

Les versants sont parfois masqués par de faibles couvertures colluvionaires limoneuse de l'ordre de 0,50 mètres, à débris cailloux éboulés, de forme anguleuse et de nature calcaireuse.

Le terrain de fond du site et sa cuvette est caractérisé par la dominance des marnes grises compactes très abondantes et qui constituent le substratum de notre site.

II.1.6 Hydrogéologie de la cuvette

- **Perméabilité**

Les alluvions grossières du lit d'oued sont de nature hétérogène avec des blocs et des cailloux dans une matrice limoneuse sont perméables et devront être décapées lors des travaux.

- **Etanchéité**

L'étanchéité de l'assiette du barrage collinaire d'oued TAMZA est pratiquement assurée par les marnes compactes grises qui jouent le rôle d'un bon tapis d'étanchéité.

II.1.7 Analyse 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 à fin de déterminer la structure géologique du sol et sous-sol de fondation dans cette

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

Sur la rive gauche, un faible niveau de colluvions blocailleuses masque les argiles limoneuses de la terrasse alluviale qui paraissent avoir une épaisseur sup. à 3.5m. Ces formations reposent alors sur les marnes grises qui forme le substratum de toute la cuvette de la retenue.

Sur la rive droite les argiles limoneuses de la terrasse alluviales d'épaisseur supérieure à 3m reposent directement sur les marnes du substratum, tandis que les hauteurs environnantes on note l'affleurement d'une alternance de marnes grises et de calcaire parfois gréseux à patine ocre.

Le fond de la vallée est comblé de dépôts détritiques alluvionnaires issus de l'altération des faciès en place, charriés par le cours d'eau et déposés à ces lieux et se caractérisent par des dépôts d'éléments grossiers formés de cailloux, graviers, sables, limons ; de forme arrondie et de nature généralement calcaireuse. La puissance de ces formations ne dépassent pas les 3m de profondeur, ces formations seront décapées jusqu'à atteindre les marnes grises compactes et saines pour assurer l'étanchéité de la zone d'emprise.

II.1.8 Analyse hydrogéologique de la zone d'emprise de la digue

- **Perméabilité**

Les sédiments détritiques composés de sol pulvérulent (cailloux, graviers, sables), de nature calcaireuse et de forme arrondie comblant en faible épaisseur le fond de la vallée de l'oued, sont perméables.

Les marnes grises qui constituent les terrains de fondation de la digue ont une épaisseur très importante et sont imperméables.

- **Etanchéité**

Elle est pratiquement assurée par le substratum marneux imperméable, néanmoins la présence en faible puissance de formations géologiques perméables en cet endroit de la digue telles que les dépôts alluvionnaires au fond de la vallée, nous oblige à ancrer la digue dans le bed-rock sain imperméable après avoir décapé son toit altéré.

II.1.9 Fondation de la digue et ses ouvrages annexes

- **Corps de la digue**

Selon la nature des faciès ou formation rencontrés au droit de la zone d'emprise de la digue de la présente retenue collinaire, la digue de la retenue collinaire TAJMOUT doit être ancrée au fond de la vallée jusqu'au bed-rock marneux sain et imperméable après décapage de la couverture alluvionnaire perméable et le toit généralement altéré du substratum.

Les parements amont et aval de la digue seront fondés au fond du thalweg dans le substratum.

Sur les deux rives, la digue doit être ancrée jusqu'au fond sain imperméable après excavation de son toit altéré et de la couche colluvionnaire.

- **Evacuateur de crue**

Implanté sur la rive droite, le déversoir latéral des crues doit être également fondé dans le faciès crétacé après avoir enlevé ou excavé la couche colluvionnaire.

- **La prise d'eau et la vidange de fond**

Placées au fond du thalweg de la retenue collinaire seront fondées dans le bed-rock (marneux).

II.1.10 Stabilité des versants de la cuvette

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

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

II.1.11 Sismicité du site

Le site de la retenue collinaire oued TAMZA – Commune de Bouhmama - wilaya de Khenchela est situé dans la zone « I » (zone caractérisée par une faible intensité sismique d'après R.P.A).

La dite retenue collinaire constitue un ouvrage de peu d'importance pour la communauté ce qui lui permet d'être dans le groupe d'usage 3 selon le règlement R.P.A et ayant une durée de vie limitée de 15-20 ans.

Donc pour notre site ayant un degré d'usage égal à 3, appartenant à la zone sismique I, une durée de vie économique de 20 - 30 années et une période de retour est égale 100 ans, son coefficient de dommage est de 0.07.

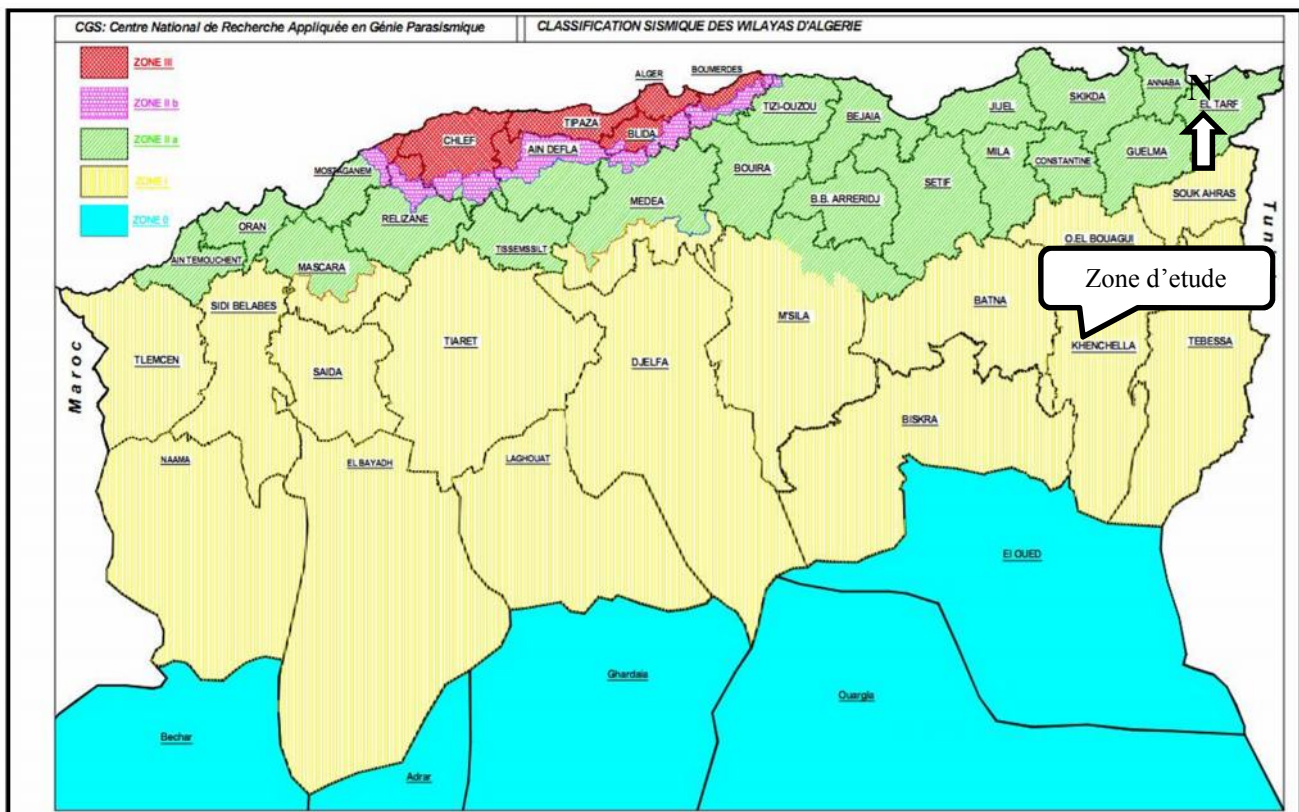


Fig N°II 02: Carte du zonage sismique algérien montrant. (RPA 9/REV.2003).

II.1.12 Matériaux de construction de la retenue collinaire

❖ Matériaux d'étanchéité

Le remblai destiné à l'étanchéité et la recharge du corps de la digue seront exploités en quantité et qualité des argiles limoneuses brunes qui se trouvent dans la cuvette de la retenue collinaire sur la rive droite de la cuvette, et en aval de l'axe de la digue.

❖ Matériaux Filtres , drains et transtions

Ils seront exploités des carrières de calcaires existantes dans la région d'étude de la retenue collinaire.

❖ Matériaux pour rip-rap

Les matériaux rocheux nécessaires à la protection du talus amont de la digue (enrochement), seront exploités des carrières de calcaires situées dans la région. Ils seront exploités sous forme de blocs de 200 à 300 mm de diamètre pour la protection du parement amont de la digue vis-à-vis les mouvements des vagues et graviers et sables pour la production du béton hydraulique.

II.1.12 Conclusions générales

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

La structure géologique du substratum de marnes et de marno-calcaires d'âge crétacé et son comportement hydrogéologique ne s'oppose guère à la réalisation d'une digue en terre homogène et d'opter pour un ancrage au fond du thalweg jusqu'aux bed-rock sain après décapage de la couverture alluvionnaire et le toit altéré du premier. il sera par une clé d'ancrage de 3 mètres de profondeur.

L'étanchéité du site et son assiette est assurée par les marnes du bed-rock .

Les matériaux de construction d'une digue en terre homogène sont largement disponibles dans la cuvette et ses proximités .

On affirme donc que toutes les conditions géologiques et hydrogéologiques sont favorablement réunies pour la réalisation d'une digue en terre homogène sur le site d'oued TAMZA commune De BOUHMAMA - wilaya de Khenchela.

II.2 Synthèse des essais géotechniques

II.2.1 Prospection géotechnique de terrain

La campagne de reconnaissance in situ s'est soldée par la réalisation de fouilles et tranchées d'une profondeur moyenne de trois mètres en différentes zones de la présente retenue collinaire (zone d'emprise de la digue et les zones d'emprunts) voire l'annexe N°1, suivi de prélèvements d'échantillons de sol et sous-sol prélevés pour pouvoir connaître et déterminer respectivement la structure géo-mécanique des terrains d'assise et de la fondation de la digue et ses ouvrages annexes ainsi que l'évaluation quantitative et qualitative des matériaux d'emprunt nécessaires à la construction de la retenue collinaire

II.2.2 Prospection géotechnique de laboratoire

II.2.2.1 Nombre des essais

❖ Essais physiques d'identification et de classification

Teneur en eau naturelle (W_n).....	06 essais
Densité sèche (γ_d).....	06 essais
Degré de saturation (S_r).....	06 essais
Limite de liquidité (W_L).....	06 essais
Indice de plasticité (I_p).....	06 essais
Granulométrie.....	06 essais
Sédimentométrie.....	06 essais

❖ Essais mécaniques

- Cisaillement rectiligne

Cohésion (C_u).....	04 essais
Angle de frottement (ϕ_u).....	04 essais

- Compactage selon proctor normal

Teneur en eau maximale (W_{max}).....	04 essais
Densité sèche optimale ($\gamma_{dopt.}$).....	04 essais
Densité sèche optimale ($\gamma_{dopt.95\%}$).....	04 essais

- Analyse chimique sommaire du sol

Teneur en carbonate ($CaCO_3$).....	06 essais
Teneur insolubles.....	06 essais
Teneur en gypses ($CaSO_4, 2H_2O$).....	06 essais
Teneur en matières organiques (MO)	06 essais

II.2.3. Les essais

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

*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).

Remarque

Les forages de reconnaissance ont été exécutés en bonne partie près de l'axe du barrage, voir l'annexe N°1

II.2.4 Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire et leur interprétations**II.2.4.1 Terrains d'assise et de fondation de la digue**

- **Alluvions D'oued**

Ce sont des dépôts détritiques pulvérulents comblant le lit de l'oued sous une épaisseur inférieure à deux (02) mètres. Ils sont représentés par des éléments grossiers blocs, cailloux, graves, sables et limons. Ces matériaux proviennent de la décomposition physique et de l'altération chimique des roches mères au niveau des massifs voisins de la dite retenue collinaire.

De par leur nature même, Ils 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 marneux est à prévoir afin d'assurer l'étanchéité et la stabilité de l'ouvrage.

- **Les marnes grises du crétacé**

Du fait qu'elles se trouvent à une grande profondeur sous les matériaux de la terrasse alluviale, nous n'avons atteint que le toit de ces marnes au niveau du lit de l'oued, au niveau de la fouille N° 5.

Malgré l'altération importante de ces marnes, elles ont donné des caractéristiques intéressantes du point de vue géotechnique, à savoir :

Tableau N°II.1 : Caractéristiques géotechniques au niveau de la fouille FN° 5.

N° Sondage		F N° 5
Profondeur (m)		3.2
Granulométrie	cailloux	0
	Graves	2
	sable grossier	9
	Sable moyen	31
	Sable fin	17
	limons et argiles	41
Densité	Teneur en eau W %	21,71
	Densité humide	1,98
	Densité sèche	1,706
	Degré de saturation Sr %	75,46
Limites D'ATTERBERG	Limite de liquidité Ll %	39,27
	Limite de plasticité Lp %	20,5
	Indice de Plasticité Ip	19
Cisaillement UU	Cohésion C (bars)	0,41
	Angle de frottement phi (°)	18
OEDOMETRE	Pression de consolidation Pc (bars)	1,2
	Coefficient de compressibilité Cc (%)	1,66
	Coefficient de gonflement Cg (%)	0,28
	Mesure perméabilité	$1,527 \cdot 10^{-11}$
Analyses Chimiques	Sulfates (%)	TRACES
	Chlores (%)	----
	Insoluble (%)	----
	Calcium Carbonate %	24
	Matières Organiques %	----

- Argiles limoneuses de la terrasse alluviale

Ces argiles serviront aussi bien comme terrain d'ancrage de la digue sur les rives que comme matériaux de construction de la digue, leurs essais ont donné les résultats suivants:

Tableau N°II.2 : Résultats des essais géotechniques

Localisation		Rive D.	Rive G.	Rive G.
N° Sondage		FN° 1	FN° 4	FN° 6
Profondeur (m)		/	/	/
Granulométrie	cailloux	0	2	0
	graves	5	3	3
	Sable grossier	6	2	2
	Sable moyen	23	7	12
	Sable fin	15	9	8
	limons et argiles	51	77	75
Densité	Teneur en eau W %	19,38	20,56	16,88
	Densité humide	1,971	1,998	2,034
	Densité sèche	1,775	1,738	1,856
	Degré de saturation Sr %	56,12	73,62	57,17
Limites d'Atterberg	Limite de liquidité Ll %	33,44	29,02	39,02
	Limite de plasticité Lp %	27,29	19,72	30,7
	Indice de Plasticité Ip	6,15	9,65	8,31
Cisaillement UU	Cohésion C (bars)	-	0,53	0,73
	Angle de frottement phi (°)	-	16	16
Odomètre	Pression de consolidation Pc (bars)	--	1,4	0,98
	Coefficient de compressibilité Cc (%)	-	1,66	1,33
	Coefficient de gonflement Cg (%)	-	0,28	0,39
	Mesure perméabilité	-	$1,25.10^{-10}$	$1,11.10^{-10}$
Analyses Chimiques	Sulfates (%)	TRACES	TRACES	TRACES
	Chlores (%)	----	----	----
	Insoluble (%)	----	----	----
	Calcium Carbonate (%)	23	22	22
	Matières Organiques (%)	----	----	----
ESSAI PROCTOR	Teneur en eau optimal (%)			15.66
	densité sèche max (t/m3)			1.71

II.2.5 Matériaux pour filtres, transitions et drains

Ce type de matériaux destinés à la protection du corps de la digue seront exploités à partir des carrières nombreuses dans la région et doivent avoir un fuseau granulométrique obéissant aux critères de TERZAGUI ci-après en partant du fuseau granulométrique des matériaux de base (limons argileux)

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

$$12 < \frac{d_{15}^f}{d_{15}^a} < 40$$

$$12 < \frac{d_{50}^f}{d_{50}^a} < 58$$

II.2.6 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 qui se trouvent aux fonds des thalwegs du site de la retenue collinaire où le cas échéant à partir des carrières de calcaires très nombreuses dans la régions .à titre indicatif, Leur propriétés géotechniques seront globalement les suivantes :

- ✓ Poids spécifique des grains (γ_s).....2,0-2,5 t/m³
- ✓ 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.2.7 Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue

II.2.7.1 Terrains d'assise et de fondation de la digue

➤ Marnes argileuses du substratum crétacé

- ✓ Poids spécifique des grains (γ_s).....1.8 t/m³
- ✓ Capacité portante (**Rdt**)..... 0,75 Mpa
- ✓ Perméabilité (**k**)10⁻¹⁰ m/s
- ✓ Coefficient de compressibilité **Cc** (%).....2.5
- ✓ Coefficient de gonflement **Cg** (%).....0.3

➤ **Argiles limoneuses de la terrasse alluviale**

- ✓ Poids spécifique des grains (γ_s).....1.7 t/m³
- ✓ Capacité portante (Rdt)..... 0,75 Mpa
- ✓ Perméabilité (k)10⁻¹¹ m/s
- ✓ Coefficient de compressibilité Cc (%).....2.3
- ✓ Coefficient de gonflement Cg (%).....0.25

II.2.7.2 Matériaux de construction de la digue**Argile limoneuse****Tableau N°II.3 : Résultats des essais géotechniques**

Paramètres proposés	Teneur en eau W %	21
	Densité humide	2
	Densité sèche	1.8
	Degré de saturation Sr %	60
	Limite de liquidité LI %	44
	Limite de plasticité Lp %	28
	Indice de Plasticité Ip	18
	Cohésion C (bars)	0,4
	Angle de frottement phi (°)	11
	Coefficient de compressibilité Cc (%)	3
	Coefficient de gonflement Cg (%)	0,28
	Perméabilité (K)	1,71*10 ⁻¹¹
	Sulfates (%)	TRACES
	Chlores (%)	----
	Insoluble (%)	----
	Calcium Carbonate %	24
	Matières Organiques %	----
	Teneur en eau optimal (%)	14.33
	densité sèche max (t/m³)	1.72

II.2.8 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 du barrage collinaire) ; on peut faire les conclusions et les recommandations suivantes :

L'étanchéité de l'assiette de la retenue collinaire est assurée aussi bien par les marnes du substratum que par les argiles limoneuses de la terrasse alluviale qui ont une grande profondeur au droit de l'axe de la digue proposé.

La présence de la couche alluvionnaire perméable (sables, graviers, cailloux) au fond de la vallée nous oblige à asseoir la fondation de la digue jusqu'au faciès sain imperméable.

Les matériaux de construction de la digue seront exploités à partir des argiles limoneuses affleurant sur les rives de la cuvette de la dite retenue collinaire

Les matériaux nécessaires à la protection de la digue (blocs d'enrochement) seront fournis à partir des carrières avoisinantes avec un diamètre oscillant de 200 mm à 300 mm.

On peut conclure que toutes les conditions géotechniques sont favorables pour la réalisation d'un barrage collinaire en terre homogène sur le site d'oued TAMZA commune de BOUHMAMA Wilaya de Khenchela.

III.1 Introduction

L'hydrologie est l'étude de la distribution et de la circulation de l'eau dans la nature.

Cette discipline intègre pour partie ou en totalité un certain nombre d'autres disciplines des sciences de la terre et de la vie consacrées à la science de l'eau l'océanologie (science des océans), la météorologie (science de l'atmosphère), la glaciologie (science des glaciers), la nivologie (sciences des neiges), la potamologie (science des rivières), la limnologie (science des lacs), l'hydrogéologie (science des eaux souterraines) ; sciences dont les approches sont à la fois physiques, chimiques et biologiques.

Dans les faits, l'hydrologie s'intéresse plutôt à la partie continentale du cycle de l'eau et aux flux d'eau.

Elle étudie le cycle hydrologique sur la Terre et les eaux des continents ; les eaux superficielles et souterraines, les neiges et les glaces, de même que les processus physiques, chimiques et biologiques les concernant, leurs rapports avec le climat et avec d'autres facteurs physiques et géographiques de même que les interrelations existant entre elles ; l'érosion et la sédimentation et leurs relations avec le cycle de l'eau ; elle examine les aspects hydrologiques de l'utilisation et de la gestion des eaux ainsi que les modifications affectant les ressources en eau sous l'influence des activités de l'homme ; elle fournit une base scientifique solide à l'utilisation optimale des systèmes de ressources en eau, comprenant le transfert de connaissances concernant la planification, l'ingénierie, la gestion et les aspects économiques de l'hydrologie appliquée.

III.2 Le bassin versant et son complexe

III.2.1 Définition du bassin versant

Le bassin versant est un espace géographique dont les apports hydriques naturels sont alimentés exclusivement par les précipitations, et dont les excès en eaux ou en matières solides transportés par l'eau forment à un point unique de l'espace une embouchure ou exutoire.

Aujourd'hui, en hydrologie, les termes bassin et bassin versant sont synonymes. Ils désignent :

- Soit la totalité de l'espace drainer par un système fluvial quel que soit sa taille.
- Soit une partie de cet espace (par ex., le bassin versant d'un affluent ou d'un sous affluent).
- Soit encore la superficie, même très petite, drainée par un cours d'eau quelconque en amont d'un point précis qui est souvent une station de jaugeage (ex. les petits bassins versants "d'investigation" ou "expérimentaux" ou "représentatifs").

Toutefois, le terme de bassin versant est peut-être plus explicite que celui de bassin. Il désigne à la fois :

- ♦ L'aire drainée, à l'intérieur de la ligne de partage des eaux, par le réseau hydrographique.
- ♦ Et la surface réceptrice des hydrométéores qui alimentent plus ou moins directement les cours d'eau comprise dans ce même espace.

Il peut arriver que le bassin versant topographique diffère quelque peu du bassin versant réel (cas des interfluvies glaciaires, karstiques ou marécageux...).

L'emploi de bassin versant est devenu fréquent à l'époque où la recherche s'est principalement attachée à "appréhender le fait hydrologique, et d'abord le débit, comme un fait spatial, comme le produit d'un espace géographique saisi dans toutes ses dimensions, dans toute son épaisseur, dans toute sa dynamique". Le bassin versant n'est pas seulement une somme de caractères moyens, tels que la superficie, le relief, la forme, le sol, la végétation. Il est composé de parties aux caractéristiques particulières qui répondent différemment aux impulsions climatiques et météorologiques.

III.2.2 Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant

Les caractéristiques physico-géographiques (surface du bassin versant, la forme du bassin, la pente et le réseau de drainage) du bassin versant ont été déterminées sur la base de la carte topographique CHELIA Feuille N° 231 et DJEBEL DJAHFA N° 232 à l'échelle 1/50.000

III.2.3 Caractéristiques géographiques du bassin versant

La zone d'étude de la future retenue collinaire d'oued TAMZA se trouve à 7.5 km environ à vol d'oiseau au Sud-Est de la commune de BOUHMAMA, Figure N°III.01.

L'axe proposé de la présente étude de retenue collinaire est défini sur la carte topographique CHELIA Feuille N° 231 et DJEBEL DJAHFA N° 232 à l'échelle 1/50.000 par les coordonnées LAMBERT suivant :

$$X = 873.15\text{Km.}$$

$$Y = 227.40\text{Km.}$$

$$Z = 1098\text{m.}$$



Fig N° III.1 : Localisation de la zone d'étude

III.2.4 Caractéristiques physiques

Le bassin versant est un objet complexe dont l'ensemble des caractéristiques (géométriques, géologiques, physiographiques, humaines, etc.) joueront un rôle non seulement dans la réponse hydrologique du bassin à une sollicitation des précipitations mais aussi, en amont et pour certaines d'entre elles (altitude, exposition...), directement dans le processus de formation de la pluie.

Après avoir délimité le contour du bassin versant sur la carte topographique CHELIA à l'échelle 1/50000, Nous avons trouvées :

II.2.5 Les caractéristiques géométriques

III.2.5.1 Superficie

Le bassin versant étant l'aire de réception des précipitations et d'alimentation des cours d'eau, les débits vont être en partie reliés à sa surface.

Par le logiciel MapInfo (Professional 9.5) sur la carte topographique de CHELIA à l'échelle 1/50.000, la surface du bassin est

S=37.25 Km

III.2.5.2 Périmètre

Il correspond à la longueur de la limite extérieure du bassin on est déterminé à l'aide de même logiciel, alors le Périmètre sera égal.

P= 31.67

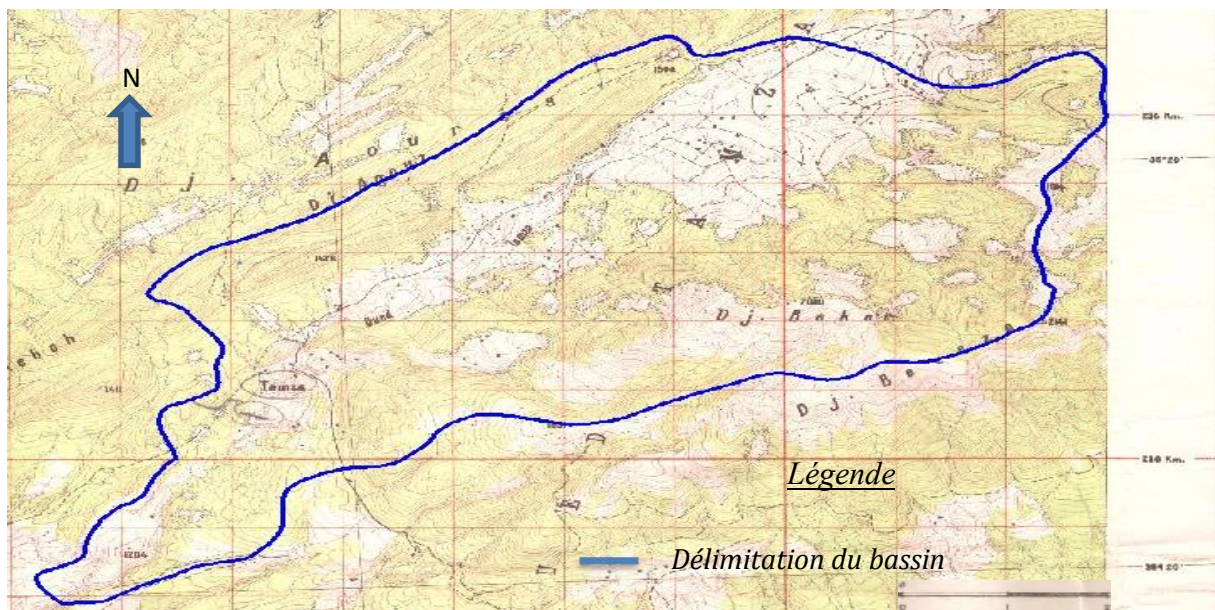


Fig N° III.2: Délimitation de Bassin versant d'oued TAMZA extrait de la carte topographique -Feuille n° 231- 232- de Khenchela

III.3 Caractéristiques hydro morphologiques

La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'hydrogramme à l'exutoire du bassin versant.

III.3.1 Indice de compacité de Gravelius Kc

Défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface, Cet indice se détermine à partir d'une carte topographique en mesurant le périmètre du bassin versant et sa surface.[1]

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi \cdot S}} \approx 0,28 \cdot \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{III.1})$$

P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km²)

AN:

Kc = 1,45

Si $K_c = 1,128 \Rightarrow$ bassin ramassé

Si $K_c > 1,128 \Rightarrow$ bassin allongé

Selon la valeur de K_c on pourra dire que notre bassin est de forme allongée.

III.3.2 Coefficient d'allongement

Ce coefficient est obtenu par la relation suivante:

$$K_p = \frac{P^2}{S} \quad (\text{III.2})$$

Kp = 26.92

III.3.3 Rectangle équivalent

On assimile notre bassin à un rectangle défini par sa longueur "L", sa largeur "l" est la même superficie du bassin versant "S».

$$P = 2 * (L + l) \quad \text{et} \quad S = L * l \rightarrow (1) \quad (\text{III.3})$$

La longueur L et la largeur l en Km sont données par la résolution de P et S :

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \rightarrow (2) \quad (\text{III.4})$$

De (1) et (2) on obtient une Equation de 2ème degré admet deux solutions L_r ; l_r :

$$L_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right) \quad (\text{III.5})$$

$$l_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right) \quad (\text{III.6})$$

Avec L_r : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l_r : largeur du rectangle équivalent en (Km)

On obtient : **$L_r = 12.78 \text{ km}$** et **$l_r = 2.91 \text{ km}$**

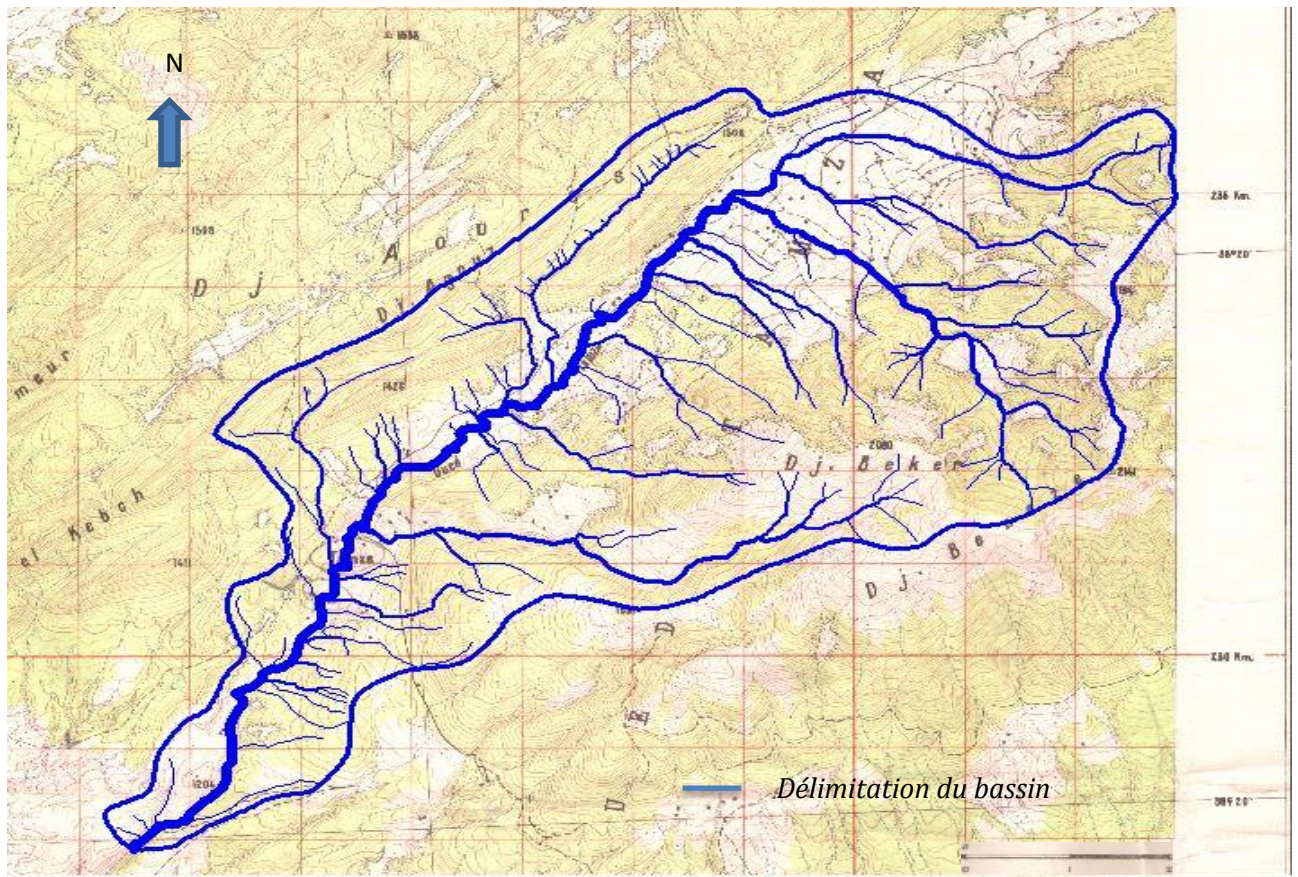


Fig N°III.3: Réseau hydrométrique du BV d'oued TAMZA défini sur la carte topographique -Feuille n° 231- 232- khenchela

III.3.4 Courbe et répartition hypsométrique

La courbe hypsométrique (figure N°III.4) 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.

Les mesures effectuées sur la carte topographique (figure N°III.3) à l'échelle 1/50000 sont résumées dans le (tableau N°III.1)

Tableau N°III.1 : Répartition en % de la surface élémentaire.

Tranche	altitude moy	Surface	Surface	S cuml
d'altitude	(m)	Km ²	%	km ²
2141-2100	2121	0.03	0.08	0.03
2100-2050	2075	0.29	0.86	0.32
2050-2000	2025	0.74	2.85	1.06
2000-1950	1975	0.67	4.64	1.73
1950-1900	1925	0.83	6.87	2.56
1900-1850	1875	0.73	8.83	3.29
1850-1800	1825	1.93	14.01	5.22
1800-1750	1775	1.53	18.12	6.75
1750-1700	1725	1.7	22.68	8.45
1700-1650	1675	1.64	27.09	10.09
1650-1600	1625	1.81	31.95	11.9
1600-1550	1575	1.55	36.11	13.45
1550-1500	1525	1.65	40.54	15.1
1500-1450	1475	2.4	46.98	17.5
1450-1400	1425	5.62	62.07	23.12
1400-1350	1375	3.97	72.72	27.09
1350-1300	1325	2.65	79.84	29.74
1300-1250	1275	3.06	88.05	32.8
1250-1200	1225	2.68	95.25	35.48
1200-1150	1175	1.43	99.09	36.91
1150-1097	1124	0.34	100	37.25
	somme	37.25		

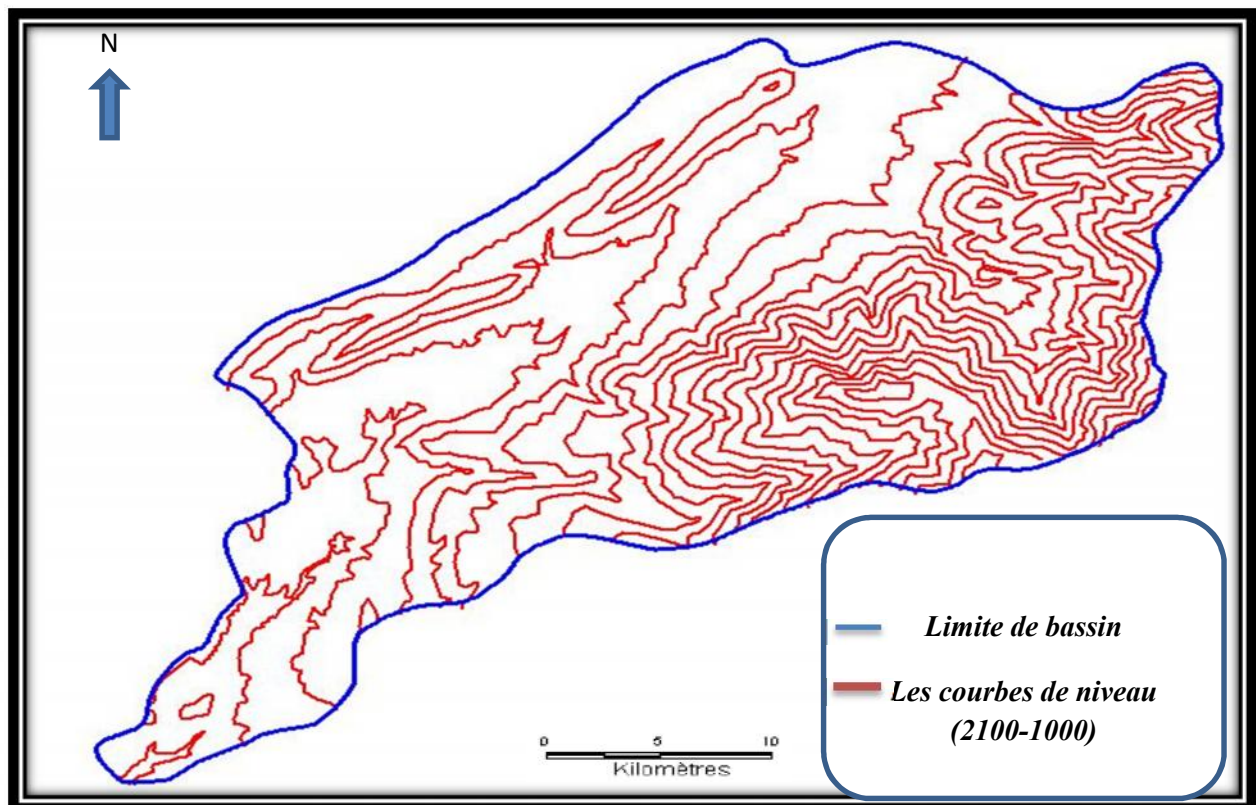


Fig N°III.4: Topographie de bassin versant à l'aide de logiciel MAPINFO

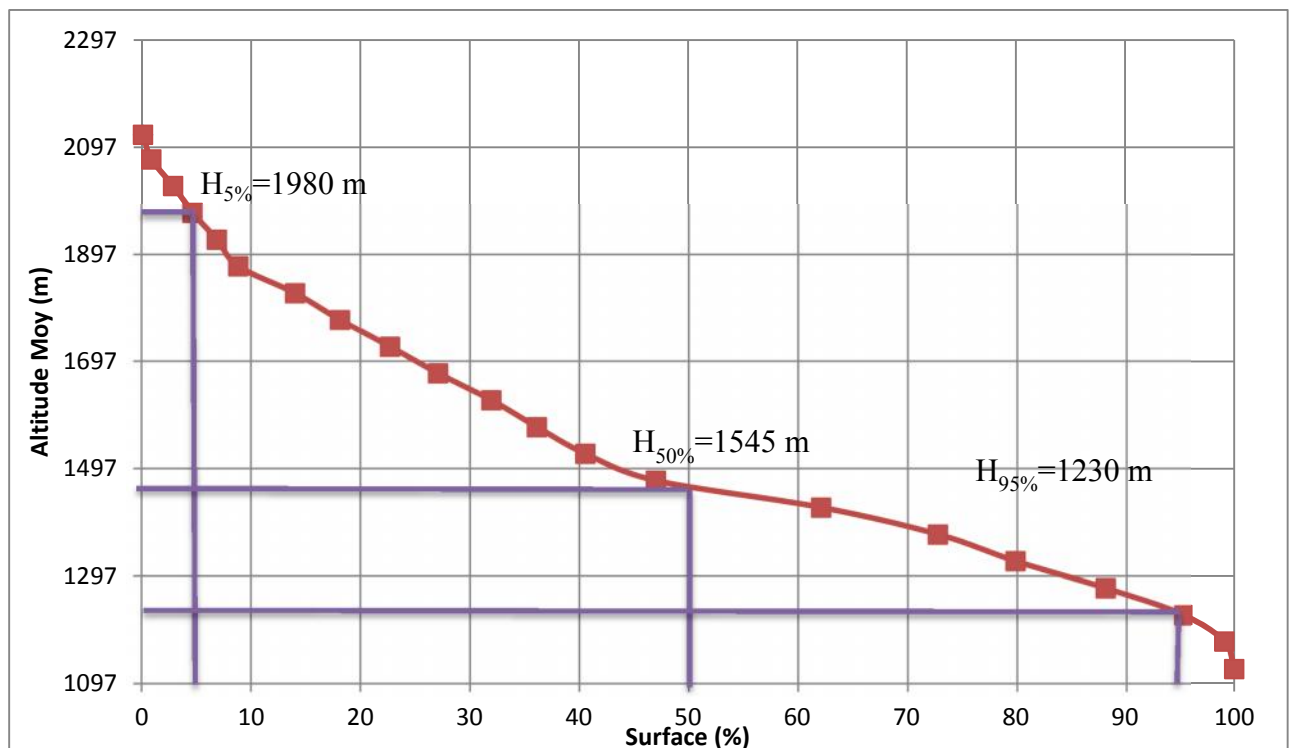


Fig N°III.5 : Courbe hypsometrique de BV

III.3.5 Altitude moyenne du bassin versant

Celle-ci est donnée par la formule suivante:

$$H_{moy} = \sum \frac{S_i \cdot H_i}{S_{bv}} \quad (III-8)$$

AN: Hmoy = 1504.32 m

Avec :

Si : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km²)

Hi : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau successive (m)

Sbv : Superficie du bassin versant (Km²)

III.3.6 Les indices

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

✓ Indices de pente

• Indice de pente de Roche IP

Ip est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre deux courbes de niveau

Hi et Hi-1 .

$$Ip = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i} (H_i - H_{i-1}) \quad (III.9)$$

L : Longueur de rectangle équivalent (m)

Si : Surface partielle correspondante (%).

AN : Ip = 7.36 %

• Indice de pente globale Ig : (P.Dubreuil, 1974)

$$Ig = \frac{D}{L} \quad (III.10)$$

Ou D = Dénivelée entre H5% et H95%

On prend : D = H_{5%} – H_{95%} pour notre bassin versant, on a donc

D = 1980 – 1230 = 750 m avec ;

H5% et H95% : sont les altitudes correspondantes à S5% et S95%

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

$$\text{AN : } \quad \mathbf{I_g = 58.68 \text{ m/km} \Rightarrow \mathbf{I_g = 5,868 \% \text{ Relief fort}}}$$

- **Indice de pente moyenne du bassin versant I_m**

Il est donné par la formule suivante

$$I_m = \frac{\Delta H \cdot (0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0,5l_n)}{S} \quad (\text{III.11})$$

Avec :

ΔH : Dénivelée (m).

l_i : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2, 3...n.

S : Surface du bassin versant (Km²).

$$\text{AN: } \quad \mathbf{I_m = 127,65 \text{ m/km} \Rightarrow \mathbf{I_m = 12,76\%}}$$

Conclusion

L'indice de pente moyenne est très fort, donc on assistera à un écoulement rapide.

III.4 Caractéristiques physiographiques

III.4.1 Densité de drainage D_d

C'est le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs « L_i » du bassin versant, à la surface « S ». Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en Km/Km².

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \quad (\text{III.12})$$

Avec :

$\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 28,22 Km.

S : Superficie du bassin versant en (Km²).

$$AN : \quad Dd = 3,04 \text{ km/km}^2$$

III.4.2 Densité du thalweg élémentaire

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

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1 = 143$.

S : Superficie du bassin versant.

$$AN : \quad F_1 = 3,83 \text{ thalweg/km}^2$$

III.4.3 Coefficient de torrentialité

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \quad (\text{III.14})$$

$$AN: \quad C_t = 11.64 \text{ Km-3}$$

D'après les résultats obtenus ci-dessus, on peut conclure que le chevelu hydrographique est dense, ce qui traduit que notre bassin est bien drainé.

III.4.4 Temps de concentration du bassin versant t_c

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.

III.4.4.1 Formule de Ventura (1973)

$$t_c = 76.3 \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{I_{cp} \cdot 100}}, (S > 10 \text{ km}^2, \text{ pente faible}) \quad (\text{III.15})$$

Avec :

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

I_{cp} : pente de cours d'eau principal (m/Km) ;

T_c : temps de concentrations exprimé en heure

AN :

 $t_c = 5.77$ heures

III.4.5 Vitesse de ruissellement

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain, et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météoriques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel.

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \quad (\text{III.16})$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

Tc : Temps de concentration (h)

AN :

 $V_r = 2.77 \text{ Km/h}$

Tableau N°III.2 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

DESIGNATION		SYMBOLE	UNITES	VALEUR
Superficie		S	km ²	37.25
Périmètre		P	km	31.67
Longueur du thalweg principal		L	km	10.87
Indice de compacité		K _C		1.45
Coefficient d'allongement		K _P		26.92
Rectangle équivalent	Longueur	L _r	km	12.78
	Largeur	l _r	Km	2.91
Altitudes	Maximale	H _{max}	m	2041
	Moyenne	H _{moy}	m	1504.41
	médiane	H _{med}	m	1460
	Minimale	H _{min}	m	1097
Indice de pente de Roche		I _p	m/Km	7.36
Indice de pente globale		I _g	m/Km	58.68
Indice de pente moyenne		I _m	m/Km	127,65
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	3.04
Coefficient de torrentialité		C _t	Km ⁻³	11.64
Temps de concentration		T _c	h	5.77
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	2.77

III.5 Caractéristiques climatiques du bassin versant

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir des données concernant le climat, données nécessaires pour la conception du barrage et de ces ouvrages annexes.

Les conditions climatiques du bassin jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont :

La précipitation avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température le vent qui a une influence sur l'évaporation et la transpiration

III.5.1 Températures

Climatologique de l'office national de météorologie (ONM) à savoir la station de **Khenchela** pour une période d'observation allant de 1978 à 2007. les caractéristiques de cette station figure dans le tableau ci-dessous.

Tableau N°III.3: Températures moyennes mensuelles

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ans
T° moymax	11,8	13,5	16,1	20,0	25,6	31,1	34,6	34,1	28,8	23,3	17	12,8	22,43
T° moymin	1,3	2,21	4,40	7,05	11,5	15,4	18,1	18,3	15,2	11,3	6,65	2,90	9,56
T ° moy	8	10,5	13,8	19,1	23,7	27,2	26,5	22	17,4	12	7,9	8	15,7

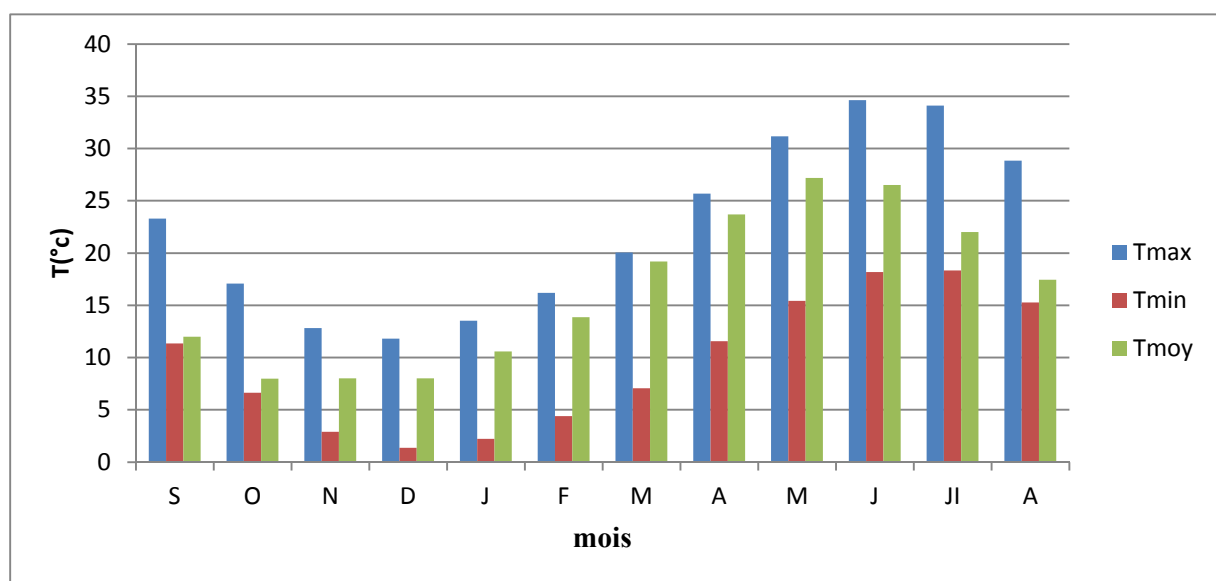


Figure N°III.06 : Répartition mensuelle de température

Les températures les plus élevées sont observées de juin à septembre, et les plus basses de décembre à mars.

Les moyennes des minima restent faibles de novembre à avril.

On remarque que le mois le plus froid est janvier avec une moyenne min de 1.37 °C

Pour la moyenne des maxima, les mois les plus chauds sont juillet et août avec des valeurs de 34.64 et 34.12 °C.

III.5.2 Le vent

La vitesse du vent dans la région ne dépasse pas 3.7m/s. la vitesse moyenne la plus petite est égale à 2.35m/s. la répartition annuelle de la vitesse du vent est représentée

Tableau N°III.4: Vitesse moyenne du vent en m/s – Station de Khenchla

Mois	Sep	oct	nov	Déc	Jan	fév	Mar	avr	mai	jui	juill	Aoû	Moy
Le vent (m/s)	2.6	2.35	2.87	2.93	2.88	3.4	3.46	3.7	3.37	3.08	2.98	2.6	3.0183

III.5.5 Humidité

L'humidité relative interannuelle est égale à 60%, la valeur moyenne mensuelle est égale à 60%, la valeur moyenne mensuelle maximale est pendant le mois de décembre 74%.

Tableau N°III.5: Humidité relative moyenne à Khenchla

Mois	Sep	oct	nov	Déc	Jan	fév	Mar	avr	mai	jui	juill	Aoû	moy
Humidité(%)	57	64	70	74	73	68	65	61	55	47	41	46	60

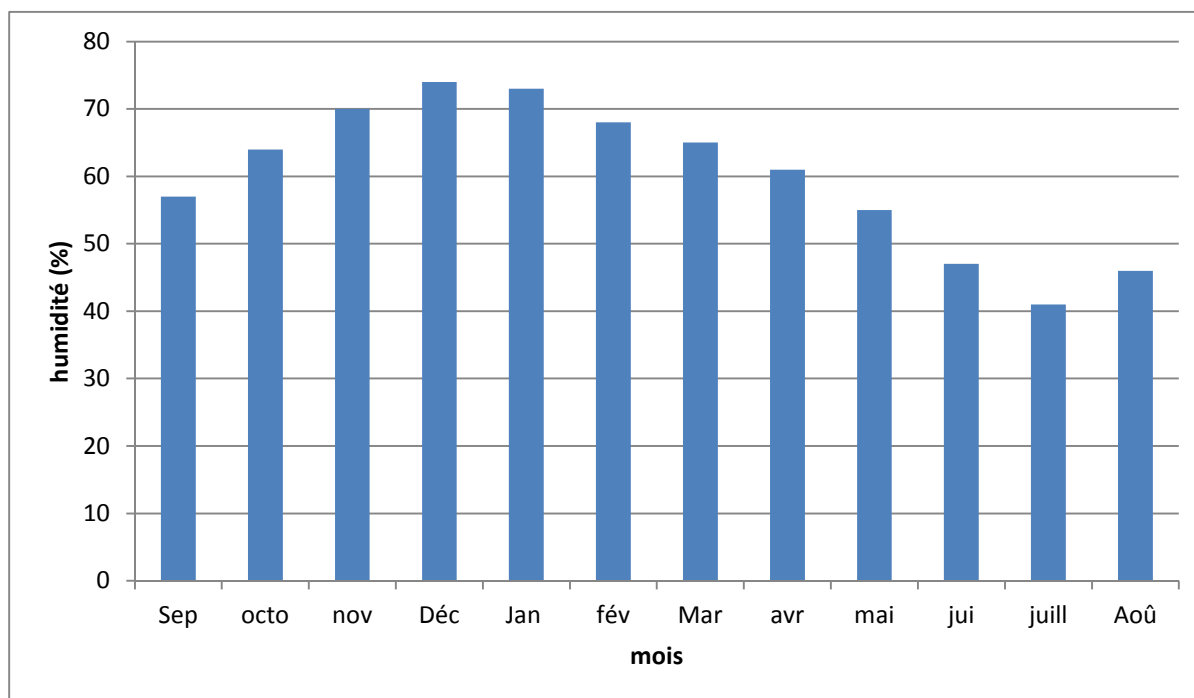


Fig N°III.07 : Diagramme répartition mensuelle de l'humidité

III.5.6 Evaporation

L'estimation de ce paramètre a été faite en utilisant les données disponibles pour la station Khenchela. L'évaporation moyenne annuelle retenue est donc de 1560 mm / an, comme on le remarque dans le tableau N°6 ci-après. Elle est minimale durant les mois d'hiver (décembre, janvier et février), alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (juin, juillet et août) (Fig N°7).

Tableau N°III.6 : Evaporation station Khenchela

Mois	Sep	oct	nov	Déc	Jan	fév	Mar	avr	mai	jui	juill	Aoû	som
E (mm)	165	101	57	40	39	57	98	119	162	222	278	223	1561

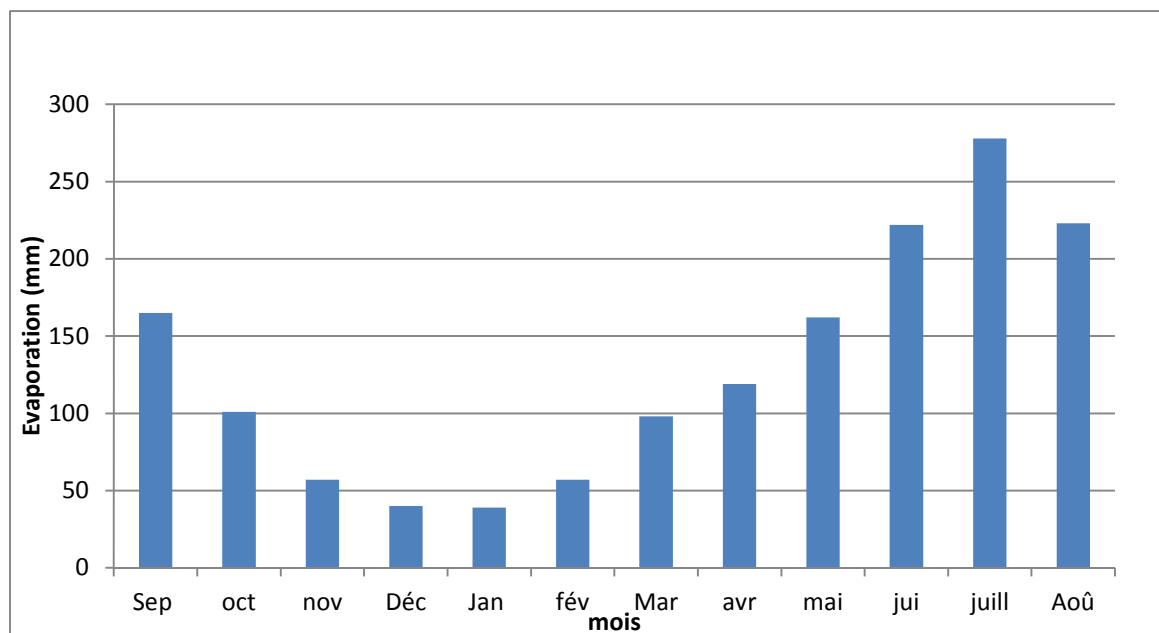


Fig N°III.08: Diagramme répartition mensuelle d'évaporations

III.6 Précipitations

➤ Données disponibles

Les caractéristiques de la station pluviométrique disponible pour cette étude est donnée dans le Tableau N°7. Dans le cadre de cette étude, on utilisera principalement les données pluviométriques de la station de Yabous et d'Ain mimoun sont les stations les plus proches de la zone de l'étude. Les autres stations pluviométriques servent à conclure quant à l'homogénéité de la pluviométrie de la région.

III.6.1 Répartition de la pluie moyenne dans l'année

Les stations pluviométriques les plus proches du bassin versant sont la station d'Ain mimoun et la station de Yabous possède une série de (1968-2012).

Tableau N°III.7 : Caractéristiques des stations pluviométriques

Nom de la station	Code	ALT (m)	Années d'observation
Ain mimoun	070704	1055	1968-2010
Yabous	070604	1180	1968-2012

Par ailleurs, les figures N°III.8 et montre la carte pluviométrique de la région de Khenchela l'A.N.R.H EN 1993.

Le tableau N°III.8 montre la distribution moyenne mensuelle des pluies dans le bassin de l'étude.

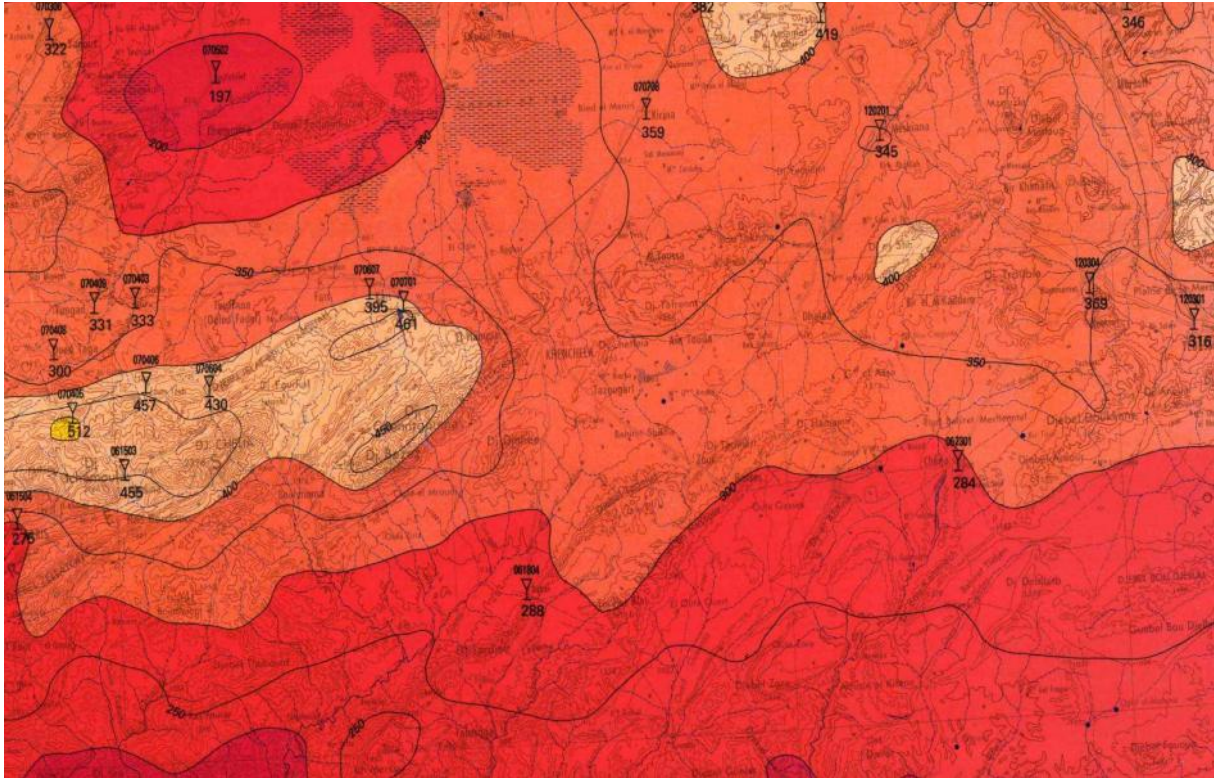


Fig N°III.09 : Carte pluviométrique de la région de Khenchela (l'A.N.R.H en 1993).

Tableau N°III.8: Moyennes mensuelles des précipitations en mm dans la station de Yabous et Ain mimoun

Mois	Sep	oct	nov	Déc	Jan	fév	Mar	avr	mai	jui	juill	Aoû	Som
P(mm) yabous	40	32.4	36.82	33.61	32.53	30.1	45.5	41.7	45.2	21.3	10.6	10.67	389.4
P(mm) Ain mimoun	37,9	36,5	38,2	41	38,14	34,5	52,7	46,8	46,6	22,8	12,4	24,7	433

Afin de détailler la notion de pluie annuelle et de pluie mensuelle de la station de yabous et la station de Ain mimoun nous constatons que la moyenne annuelle des pluies à la station de Yabous est de 389.43 mm et à la station de Ain mimoun est de 433 mm . Le mois le plus pluvieux est Mars dans les deux stations (45.50 mm) dans la station de yabous et (52.76mm) dans la station de Ain mimoun. Après analyser la viabilité des données nous utilisons la station d'Ain Mimoun.

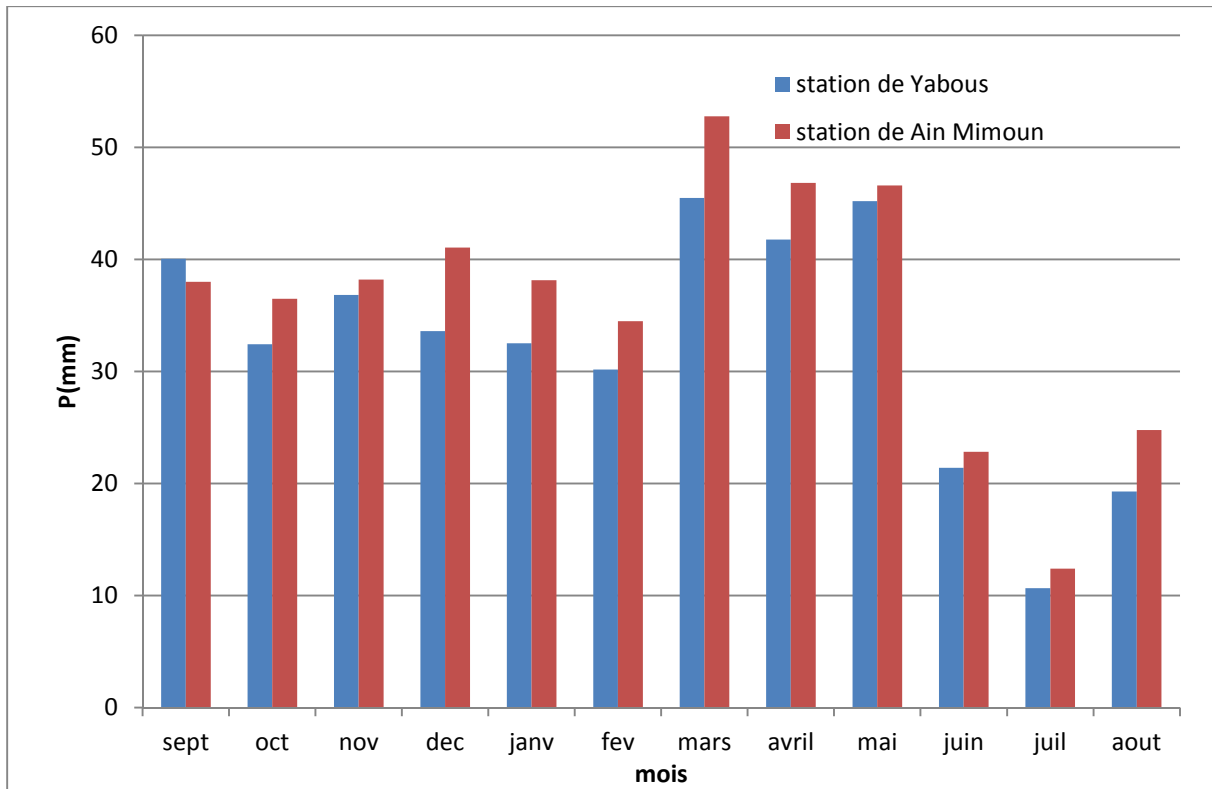


Fig N°III.10 : Répartition mensuelle des pluies station Yabous et Ain mimoun

III.6.2. Estimation des pluies journalières maximales

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger l'ouvrage.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes ;

- ✓ Classer la série des précipitations par ordre croissant ;
- ✓ Calcul de la fréquence expérimentale ;
- ✓ Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée ;
- ✓ Ajuster graphiquement la loi choisie ;
- ✓ Calculer le quantile et son intervalle de confiance

L'étude fréquentielle des pluies journalières maximales a pour but l'estimation des valeurs limites atteintes pendant une période de retour donnée. Ceci nous ramène à chercher la loi d'ajustement la mieux adaptée à la distribution des pluies.

Tableau N°III.9 : Caractéristiques de la série avec N=34 ans

CARACTERISTIQUES	FORMULES	VALEURS
la somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^N X_i$	1441,6 mm
la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n}$	42,4 mm
L'écart type « σ_x » ; Pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{42} (X_i - 42,40)^2}{34}} \right]$	16,1 mm
Coefficient de variation « C_v » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,38

Remarque

L'exposant climatique pour notre région ($b=0.33$) est donné par l'ARNH de Khanchela .

III.6.3 Les précipitations maximales journalières**III.6.3.1 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 trois lois suivantes :

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

III.6.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{III.17})$$

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.

$$F (x) = \frac{m - 0.5}{n} \quad (III.18)$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations (42)

- 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

✓ **Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL**

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/a)y + x_0 \quad (III.19)$$

Avec :

$(1 / a)$: la pente de la droite de 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.10.

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

Tableau N°III.10 : Résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel

PERIODE DE RETOUR (ANS)	PROBABILITE (Q)	XT EN MM	ECART TYPE	INTERVALLE DE CONFIANCE
10	0.9	58	3.90	51- 66
20	0.95	65	4.79	56- 75
50	0.98	74	5.97	63- 86
100	0.99	82	6.87	68- 96

$$P_{100 \text{ ans}}[68 < P_{\max,j,1\%} < 96] = 95\%$$

III.6.3.3 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 N°III.11.

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

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

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

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

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

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{433} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \quad (\text{III.21})$$

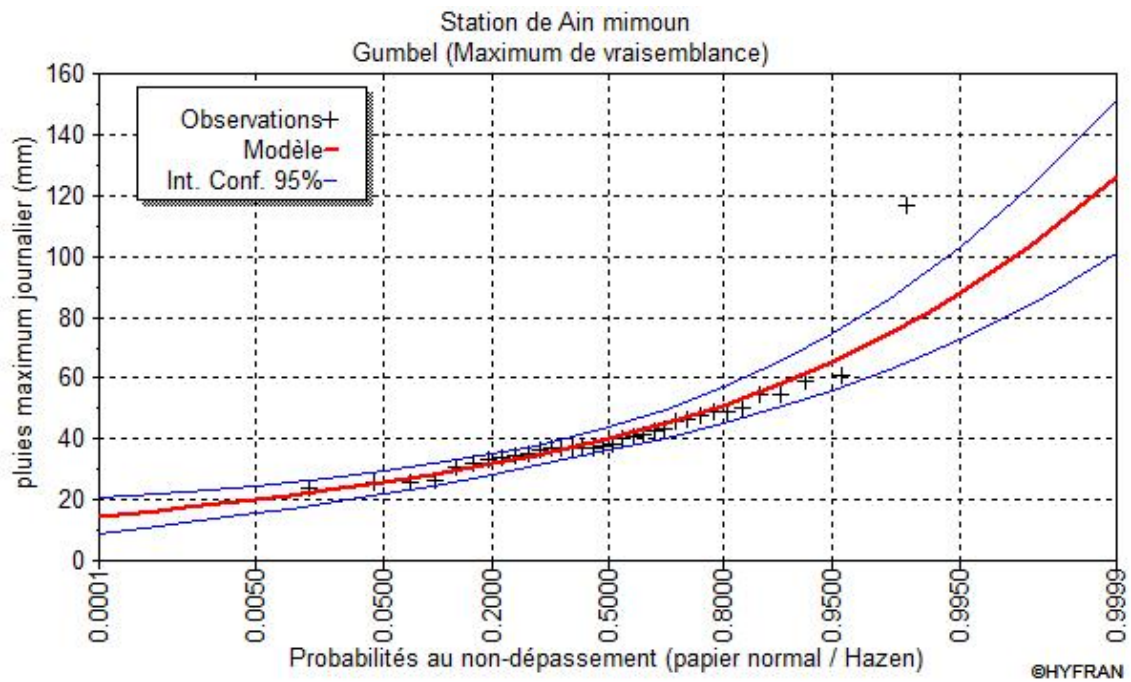
Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumées dans le tableau N°III.11.

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

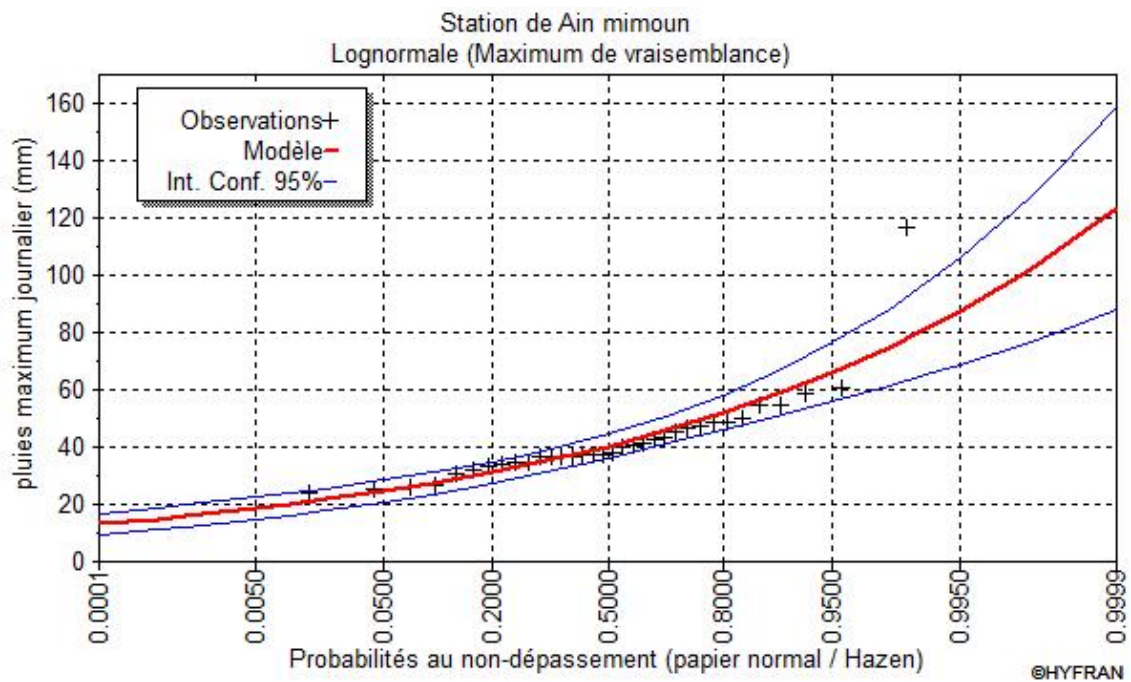
Tableau N°III.11 : Résultat de l'ajustement à la loi de Galton.

PERIODE DE RETOUR (ANS)	PROBABILITE (Q)	XT EN MM	ECART TYPE	INTERVALLE DE CONFIANCE
10	0.9	59	4.15	51 - 67
20	0.95	66	5.27	56 - 76
50	0.98	75	6.86	61 -88
100	0.99	81	8.13	65 - 97

$$P_{100 \text{ ans}}[65 < P_{\max,j,1\%} < 97] = 95\%$$



FigN°III.11: Représentation graphique de l'ajustement à loi de Gumbel



FigN°III.12: Représentation graphique de l'ajustement à 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 GUMBEL

Tableau N°III.12 : Les pluies maximales journalières fréquentielle

PERIODE DE RETOUR (ANS)	10	20	50	100
Fréquence	0.9	0.95	0.98	0.99
Pmax j (mm)	58.3	65.3	74.4	81.2

III.6.4 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités (courbes IDF)

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la loi de BODY. [2]

$$P_t = P_{\max j} (T/24)^b \quad (\text{mm}) \quad (\text{III.22})$$

P_t : Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{\max j}$ (mm).

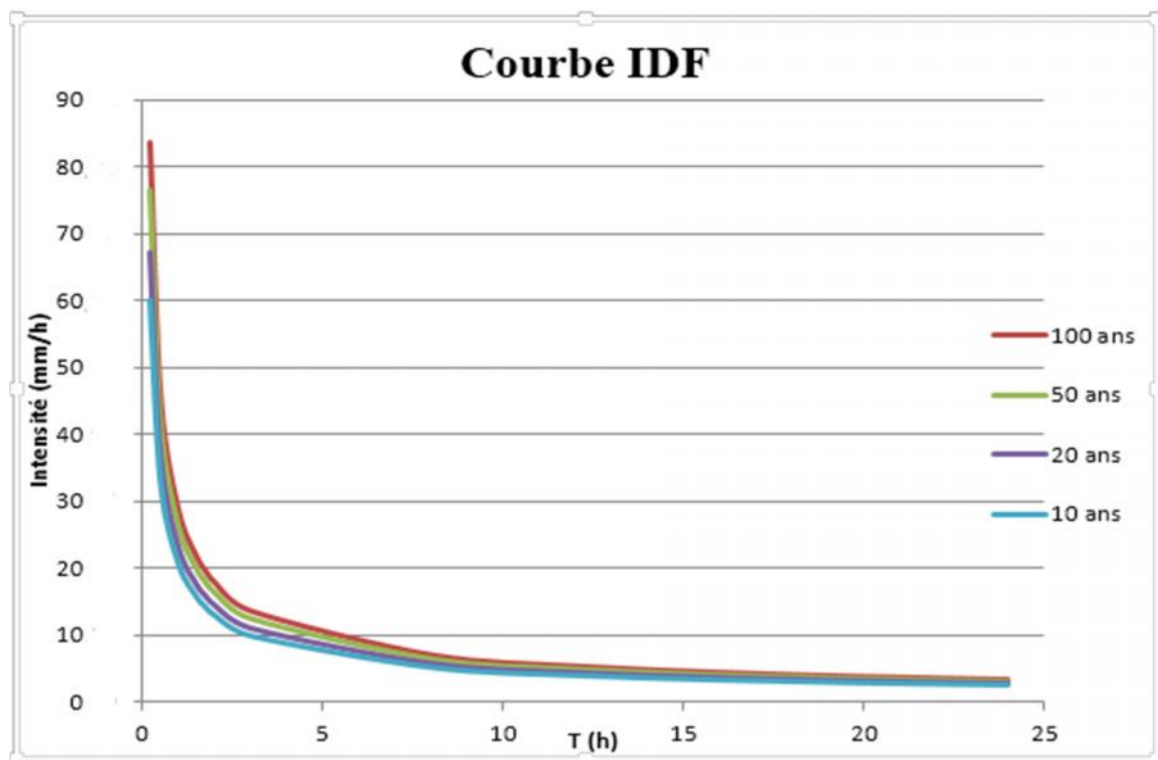
$P_{\max j}$: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).

t : Temps en heures.

b : Exposant climatique (pour notre région $b = 0.33$).

L'intensité des pluies $I_t = (P_t/t)$

Les résultats de calcul de P_t et I_t sont donnés dans l'ANEXE N°2.



FigN°III.13: Représentations des intensités en fonction de temps

II.6.5 Estimation de l'apport moyen annuel (A_0)

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:

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

P : Pluie moyenne annuelle (m)

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

$$\text{A.N:} \quad A_0 = 1.99 \text{ Hm}^3$$

b) Formule de Mallet – Gauthier :

$$L_e = 0,6 \cdot P_{\text{moy}} (1 - 10^{-0,36 \cdot P_{\text{moy}}^2}) \quad (\text{III.24})$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en (m) ;

L_e : Lamé d'eau écoulée en (m).

$$A_0 = L_e \cdot S$$

$$\text{A.N:} \quad L_e = 37,39 \text{ mm} \quad A_0 = 1.39 \text{ Hm}^3$$

c) Formule de SAMIE :

$$L_e = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \quad (\text{III.25})$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en (m) ;

S : Surface du bassin versant en (km^2) ;

L_e : Lamé d'eau écoulée en (mm).

$$L_e = 52.41 \text{ mm}$$

$$A_0 = L_e \cdot S$$

$$\text{Soit :} \quad A_0 = 1.95 \text{ Hm}^3$$

d) Formule de MEDINGUER

On a :

$$L_e = 1,024 (P_{\text{moy}} - 0,26)^2 \quad (\text{III.26})$$

Le : Lamme d'eau écoulée (mm).

P : Pluie moyenne annuelle (m).

AN :

$$L_e = 1,024 \cdot (0,433 - 0,26)^2 = 30.65 \text{ mm}$$

On a encore :

$$A_0 = L_e \cdot S = 30.65 \cdot 10^{-3} \cdot 37,25 = 1,14 \text{ Hm}^3$$

e) Formule de Derie II

$$\text{On a:} \quad A_0 = 0.513 \cdot P^{2.603} \cdot D_d^{0.5} \cdot S^{0.842} \quad (\text{III.27})$$

P : Pluie moyenne annuelle (m).

S : Superficie du bassin versant (Km²).D_d : Densité de drainage (Km/Km²)**AN :** **A0= 2, 13 Hm3**

$$Le = \frac{A_0}{S} = 277.2 \text{ mm} \quad \quad \quad \mathbf{Le=57.16 \text{ mm}}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau (III.13) ci-après.

Tableau N°III.13. Récapitulatif des résultats de l'apport moyen annuel

FORMULE	A ₀ (Hm ³)
ANRH	2,03 Hm ³
MEDINGUER	1.14 Hm ³
SAMIE	1,95 Hm³
Derie II	2.13 Hm ³
Mallet – Gauthier	1,39 Hm ³

Conclusion :

Vu les résultats des différentes formules qui varient d'une méthode à une autre. Nous allons choisir une valeur commode et moyenne, c'est-à-dire la valeur donnée par la formule de SAMIE.

III.6.6 Caractéristiques de l'écoulement**1-Module de l'écoulement**

$$\text{On a :} \quad M_e = A_{\text{moy}} / T \quad (\text{III.28})$$

A_{moy} : Apport moyen annuel (l/an).

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

$$\text{AN :} \quad M_e = 61,83 \text{ l/s}$$

2- Module de l'écoulement relatif

$$\text{On a:} \quad M_0 = M_e / S_{\text{bv}} \quad (\text{III.29})$$

M_e : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km²).

$$\text{AN :} \quad M_0 = 1,66 \text{ l/s/Km}^2$$

3-Lame d'eau écoulée

$$L_e = A_{\text{moy}}/S_{\text{bv}} \quad (\text{III.30})$$

$$\text{AN :} \quad L_e = 52,34 \text{ mm}$$

4- Coefficient de l'écoulement

$$\text{Il est donné par :} \quad C_e = L_e / P_{\text{moy}} \quad (\text{III.31})$$

$$\text{AN :} \quad C_e = 0.12$$

5-Coefficient de variation

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

➤ Formule de SOKOLOVSKY

On a :

$$C_v = a - 0,063 \log_{10} (S + 1) \quad (\text{III.32})$$

Avec :

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (Mo) \quad (III.33)$$

Mer : Module de l'écoulement relatif (l/s/km²).

S : Superficie du bassin (Km²)

$$A.N : \quad a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (1,66) = 0,72 \quad \Rightarrow$$

$$Cv = 0,72 - (0,063 \log_{10} (37,25 + 1)) = 0,62$$

$$Cv = 0.62$$

➤ **Formule d'ANTONOV**

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

Avec :

S : Superficie du bassin en (km²).

$$AN \quad Cv = 0.36$$

➤ **Formule de KRISTEKLY MENKEL**

$$Cv = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_0^{0.27}) \quad (III.35)$$

Avec : M₀: module de l'écoulement relatif

$$AN : \quad Cv = 0.58$$

➤ **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 établi à partir d'une analyse statistique de 42 oueds de l'Algérie du nord cette relation s'écrit comme suit :

$$Cv = 0.93 K / M_0^{0.23} \quad (III.36)$$

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).

$$AN : \quad Cv = 0.46$$

Tableau N°III.14: Récapitulatif des Cv

LA FORMULE	LE COEFFICIENT DE VARIATION CV
SOKOLOVSKI	0.62
ANTONOV	0.36
KRISTEKLY MENKEL	0.58
Algérienne de N.N PADOUM	0.46

On opte pour la formule KRISTEKLY MENKEL, car elle nous donne une valeur de coefficient de variation plus proche de la moyenne, c'est-à-dire que

$$C_v = 0.58$$

III.7. Irrégularité des apports [2]

III.7.1. 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 :

$$A_p\% = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}} \quad (\text{III.37})$$

$A_p\%$: Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss.

A_0 : Apport moyen annuel (Hm^3).

C_v : Coefficient de variation.

$$A\% = \frac{1,95}{\sqrt{0.58^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(0.58^2 + 1)}} \quad (\text{III.38})$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau N°III.15.

Tableau N°III.15: Apports fréquentiels

PERIODE DERETOUR(ANS)	5/4	10	20	50	100
Fréquence P (%)	80	10	5	2	1
variable de Gauss	-0,84145	1,28229	1,64308	2,05046	2,32723
Apport (Mm^3)	1.07	3.08	3.62	4.34	4.91

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : $A_{80\%} = 1,07 \text{ Mm}^3$

Remplissage garanti de 8 années sur 10.

III.7.2. 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.16: Répartition mensuelle des apports

Mois	sep	oct	nov	déc.	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juil	aoû
Pluies mens %	8.8	8.4	8.8	9.5	8.8	8.0	12.2	10.8	10.8	5.3	2.9	5.7
A(Mm ³)	0.175	0.168	0.176	0.189	0.175	0.159	0.242	0.215	0.214	0.105	0.057	0.114
A _{80%} (Mm ³)	0.094	0.090	0.094	0.102	0.094	0.086	0.131	0.116	0.116	0.057	0.031	0.061

III.8 Etude des crues

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 :

- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- Le volume de la crue.
- La forme de la crue (Hydrogramme de crues).
- 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. [1]

III.8.1 Le choix du débit maximum de crue

Le choix du débit maximum d'une crue en absence des données hydrométriques de l'oued TAMZA fait appel aux formules empiriques pour l'estimer, et vue les valeurs bien distinctes obtenues par les différentes formules, une étude comparative entre notre bassin et celui de la station **Ain mimoun (070704)**.

III.8.2 Formules empiriques pour la détermination de la crue

a-Formule de Mallet – Gauthier

Dans leur étude sur les problèmes de l'eau en Algérie, ils ont établi une formule exprimant le débit maximum de crue en fonction des précipitations, de la surface du bassin versant et d'un coefficient K caractéristiques géographique et climatique du bassin versant.

$$Q_{\max p\%} = 2K \cdot \log(1 + 20 \cdot H) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \quad (\text{III. 39})$$

K : constante comprise entre 1-3 on, prend (2,5)

H : Précipitation moyenne annuelle en m

S : Surface du bassin versant en Km²

L : Longueur du talweg principale en Km

T : Période de retour

A : Paramètre du bassin varie entre 20 et 30, on prend (25)

Tableau N°III.17: Récapitulatif de la méthode de Mallet-Gaithier

Période de retour (an)	10	20	50	100
$Q_{\max} (m^3/s)$	85.11	98.93	114.68	125.28

b-Formule de Sokolovsky

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max, p\%} = 0,28 \cdot \frac{(X_{p\%tc} - H_0) \cdot \alpha_{p\%} \cdot S \cdot f}{t_m = t_c} \quad (\text{III.40})$$

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

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{X_{tc}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{X_{tc}} + \sqrt{H_0}} \quad (\text{III.41})$$

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 :

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} \quad (\text{III.42})$$

- Pour $S \leq 50 \text{ km}^2$ on a $\gamma = 3$
- Pour des petits bassins non boisés, sol peu perméable, on a $\gamma = 2 \div 2.5$
- Pour bassin boisés, sol perméable on a $\gamma = 3 \div 4$
- Dans notre cas ($\gamma=3$)
- Donc ($f=0.92$)
- on prend $H_0=7$ mm.

Pluies de courte durée A partir des pluies journalières maximales nous calculons les pluies de courte durée de même fréquence en utilisant la relation suivante:

$$P_{tc} = P_{j\max} \left[\frac{T_c}{24} \right]^b \quad (\text{III.43})$$

Où:

- P_{tc} : pluie de courte durée de fréquence donnée, mm
- $P_{j\max}$: pluie max. journalière de même fréquence, mm
- T_c : temps de concentration, heure
- b : coefficient climatique 0.33

Tableau N°III.18: Pluies de courte durée

PERIODE DE RETOUR (années)	10	50	100	200
FREQUENCE (%)	10	2	1	0.5
Pluies de courte durée mm)	36.36	40.73	46.4	50.64

Tableau N°III.19: Récapitulatif des résultats de la formule SOKOLOVSKY.

Période de retour (an)	10	20	50	100
$Q_{\max} (m^3/s)$	19.21	23.41	29.11	33.52

C) Formule de POSSENTI

On a:

$$Q_{p\%} = \frac{\mu \cdot P_{\max j\%} \cdot S}{L} \quad (III.40)$$

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

✚ μ : Coefficient compris entre 700 et 800 [$\mu = 740$] ;

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

✚ Les résultats de calcul sont inscrits dans le Tableau III.27.

Tableau N°III.20 : Récapitulatif des résultats de la formule Possenti.

Période de retour (an)	10	20	50	100
$Q_{\max} (m^3/s)$	102.24	114.52	130.48	142.41

Conclusion

D'après les résultats de cette étude comparative, on trouve que la formule de **Mallet – Gauthier** donne les résultats les plus proches du débit réel,

III.8.3 Apports solides et l'estimation du volume mort

L'estimation de l'envasement (tranche morte) est indispensable pour un dimensionnement et harmonieux de l'ouvrage ; une évaluation correcte de sa durée de vie et une définition rationnelle des modes de gestion et d'exploitation.

Le transport solide dans un cours d'eau constitue la seconde phase de l'érosion

La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par la raison d'écoulement dépend essentiellement de la vitesse d'écoulement et de granulométrie

L'eau trouve la puissance nécessaire pour ce transport dans la perte de charge qu'elle subit. Le champ d'exploitation de vitesse varie tout au long du profil de l'oued d'amont en aval

L'eau met en jeu deux types de mécanismes : le charriage et la suspension qui sont les principaux types de transport solide

La capacité de charriage est liée à la nature granulométrique des matériaux et varie dans le temps et dans l'espace avec le débit liquide

La répartition entre le charriage et la suspension dépend essentiellement de la dimension des matériaux rapportes à la vitesse de l'eau et la turbulence de l'écoulement

En tout point d'une rivière d'alimentation, le débit solide est défini par les caractéristiques hydrologiques de son bassin versant

L'absence des mesures sur le transport solide oblige à avoir recours aux méthodes empiriques.

a) Formule de TIXERONT

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1,05 \div 1,10) \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s} \quad \text{Avec} \quad Q_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \cdot S$$

Avec :

Q_s : Débit solide en [tonne/an].

δ_s : Poids spécifique des sédiments [1,6 t/m³].

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

α : Caractéristique de perméabilité.

Tableau N°III.21: Valeur de α en fonction de la perméabilité.

Variation de perméabilité	α
Elevée	8,5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

A.N :

$$Q_s = 75 \cdot 52.34^{0.15} \cdot 37,25 = 5058.393 \text{ t/an}$$

$$V_m = 1,1 \cdot \frac{5058.393}{1,6} = 69552.9086 \text{ m}^3$$

b) Formule de GRAVRILLOVIC

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

$$\text{On a : } V_m = \frac{T_0 \cdot T \cdot S}{\delta_s} \quad \text{Tel que} \quad T_0 = T_{sp} \cdot G_{rm}$$

Avec :

$$T_{sp} = T \cdot P_{moy} \cdot \pi \cdot \sqrt{Z^3} \quad \text{Tel que} \quad \left[T = \sqrt{\frac{t}{10}} + 1 \right]$$

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

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 B.V.

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

t : température moyenne annuelle [°C].

P : périmètre du bassin versant [Km].

L : longueur du talweg principal [Km].

H_{moy} : Altitude moyenne [km].

A.N :

$$T = \sqrt{\frac{15.7}{10}} + 1 = 2,25 \Rightarrow T_{sp} = 2,25 \cdot 433 \cdot \pi \cdot \sqrt{0,3^3} = 502.66. \text{m}^3/\text{km}^2/\text{an}$$

$$G_{rm} = \frac{\left(\sqrt{31,67 + 1504.41 \cdot 10^{-3}} \right)}{0,2(15.93 + 10)} = 1,37. \text{t}/\text{m}^3$$

$$T_0 = 502,66 \cdot 1,37 = 692.21 \text{ t}/\text{km}^2/\text{an}$$

$$V_m = \frac{502,66 \cdot 20 \cdot 37,25}{1.6} = 234051 \text{ m}^3$$

III.8.4 Hydrogramme de crue

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

- ❖ Le volume de la crue.
- ❖ La durée de la crue.
- ❖ Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

Pour le tracer de l'hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski 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.

a) Pour le temps de montée

$$Q_{montée} = Q_{max} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \quad (\text{III.41})$$

$T_m = T_c = 5,74 \text{ h}$: Temps de montée ;(Selon SOKOLOVSKY).

b) Pour la décrue

$$Q_{déc.} = Q_{max} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \quad (\text{III.42})$$

Avec: $T_d = \delta T_m$ (Sokolovski)

$$T_d = 14.35 \text{ h}$$

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant ,il est pris en général compris entre (2 — 4) , celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin ,on prend $\delta=2.5$.

Tableau N°III.22 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ .

CONDITION	Δ
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2 à 2,5
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3 à 4
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4 à 7

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour (1000; 100; 50 ; 20 ;10) Dans, sont donnés dans le tableau N°III.22.

Tableau N°III.23: Débits fréquentiels pour construction l'hydrogramme de crue

T(h)	T(h)	Q0.1%	Q0.5%	Q0.2%	Q0.01%
0	0	0	0	0	0
1	1	3.76	3.44	2.97	2.56
2	2	15.05	13.78	11.89	10.23
3	3	33.87	31.00	26.74	23.01
4	4	60.21	55.11	47.54	40.90
5	5	94.07	86.11	74.29	63.91
5.77	0	125.28	114.68	98.93	85.11
6	0.23	119.35	109.25	94.25	81.08
7	1.23	95.75	87.65	75.61	65.05
8	2.23	75.48	69.09	59.60	51.28
9	3.23	58.30	53.36	46.03	39.60
10	4.23	43.94	40.22	34.70	29.85
11	5.23	32.16	29.44	25.40	21.85
12	6.23	22.70	20.78	17.92	15.42
13	7.23	15.30	14.01	12.08	10.40
14	8.23	9.72	8.90	7.67	6.60
15	9.23	5.69	5.21	4.49	3.87
16	10.23	2.96	2.71	2.34	2.01
17	11.23	1.29	1.18	1.02	0.87
18	12.23	0.40	0.37	0.32	0.27
19	13.23	0.06	0.05	0.05	0.04
20	14.23	0.00	0.00	0.00	0.00

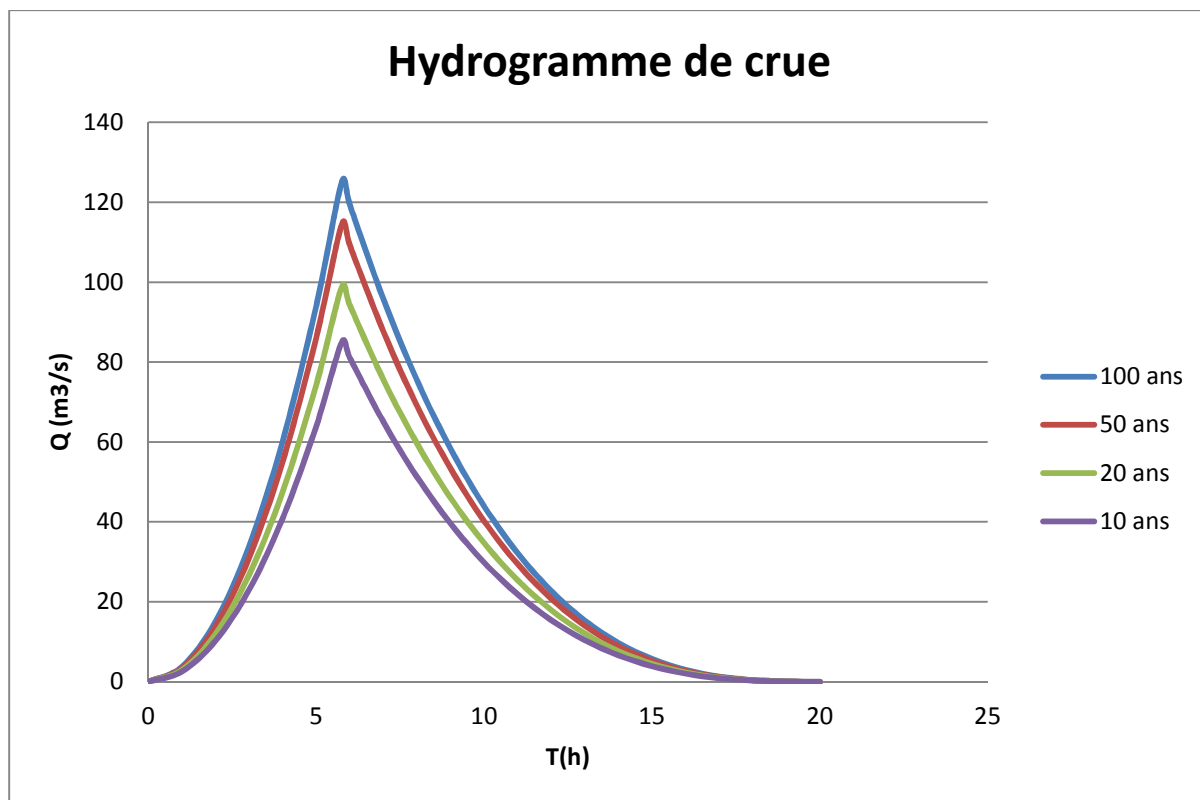


Fig N°III.14 : Hydrogramme de crue

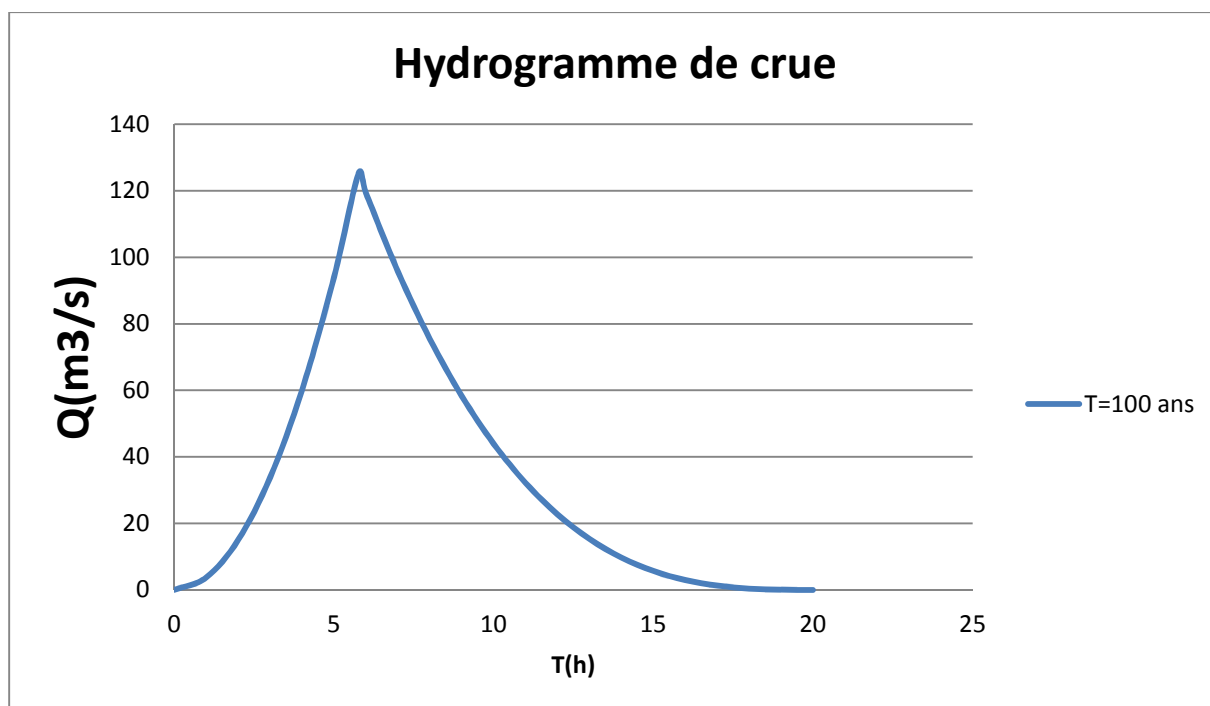


Fig N°III.15 : Hydrogramme de crue (T=100ans)

III.8.5 Choix de fréquence de la crue du projet

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.[4]

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.24 : Catégories des dommages résultant des crues.

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

Tableau N°III.25 : Crues de projet recommandé.

CATEGORIE DES DOMMAGES	CRUE DE PROJET RECOMMANDE
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 "Ig" 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 avec 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.26 : Choix de la crue de projet.

LE RISQUE	RISQUE FAIBLE	RISQUE MOYEN (MODERE)	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	$Q_{max}(1\%) + \text{revanche}$	$Q_{max}(1\%) + \text{revanche}$ 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 :

$$D'où \quad Q_{1\%} = 125,28 \text{ m}^3/\text{s}$$

III.9 Régularisation des débits

La régularisation des débits permet de déterminer la meilleure façon de la restitution des eaux stockées. Le but est donc de satisfaire la demande en aval, que se soit en eau potable, en irrigation, pour la production de l'énergie électrique ou encore pour la navigation (grands barrages).

Différents types de régularisation sont utilisés :

- ◆ La régularisation saisonnière.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- ◆ L'apport ($A_{80\%}$ en M m^3).
- ◆ La consommation totale (M m^3).
- ◆ Les infiltrations et l'évaporation.
- ◆ Les courbes caractéristiques de la retenue (Fig III.16 et III.17).

La régularisation saisonnière est effectuée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.

La régularisation interannuelle sera effectuée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation, on stocke donc les eaux des saisons humides pour les restituer au cours des saisons sèches. [2]

III.9.1 Répartition des besoins

Le but d'utilisation de la retenue collinaire sur Oued TAMZA est de satisfaire les besoins agricoles. Dans ce cas, la répartition mensuelle des besoins étant supposée suivre une loi agricole simplifiée utilisée souvent au Nord de l'Algérie.

La répartition des besoins est comme suit :

Tableau N°III.27 : Répartition mensuelle des besoins.

Mois	Besoin (Mm ³)	Besoin (%)
septembre	68000	11.31
Octobre	65000	10.82
Novembre	0	0.00
Décembre	0	0.00
Janvier	0	0.00
Février	0	0.00
Mars	68000	11.31
Avril	71000	11.81
Mai	73000	12.15
Juin	73000	12.15
Juillet	96000	15.97
Août	86000	14.31
Totale	601000	100

III.9.2 Répartition mensuelle de l'apport A80% (Hm3)

Les distributions moyennes mensuelles de l'apport moyen annuel et de l'apport correspondant à la fréquence de 80 % sur oued TAMZA sont portées dans le tableau suivant :

Tableau N°III.28 : Répartition mensuelle des apports

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Pluies mens(%)	8.78	8.44	8.83	9.49	8.82	7.98	12.19	10.83	10.77	5.28	2.87	5.73
A(Mm ³)	0.171	0.165	0.172	0.185	0.172	0.156	0.238	0.211	0.210	0.103	0.056	0.112
A _{80%} (Mm ³)	0.094	0.090	0.094	0.102	0.094	0.086	0.131	0.116	0.11	0.05	0.03	0.06

III.9.3 Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface »

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

La cote minimale relevée est de 1097m et la cote maximale de 1115 m, soit hauteur près de 17mètres.

L'approximation des volumes a été fait selon l'expression :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \quad (\text{III.43})$$

$$\Delta V_1 = \frac{2}{3} \cdot S_1 \cdot \Delta H$$

S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m^2

S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m^2

ΔH : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m^3)

Remarque :

$$\Delta V_1 = \frac{2}{3} \cdot S_1 \cdot \Delta H = \frac{2}{3} \cdot 0,3423 \cdot 1 = 0,002282 Mm^3.$$

La représentation graphique des courbes topographiques et volumétriques est dans la figure III.16

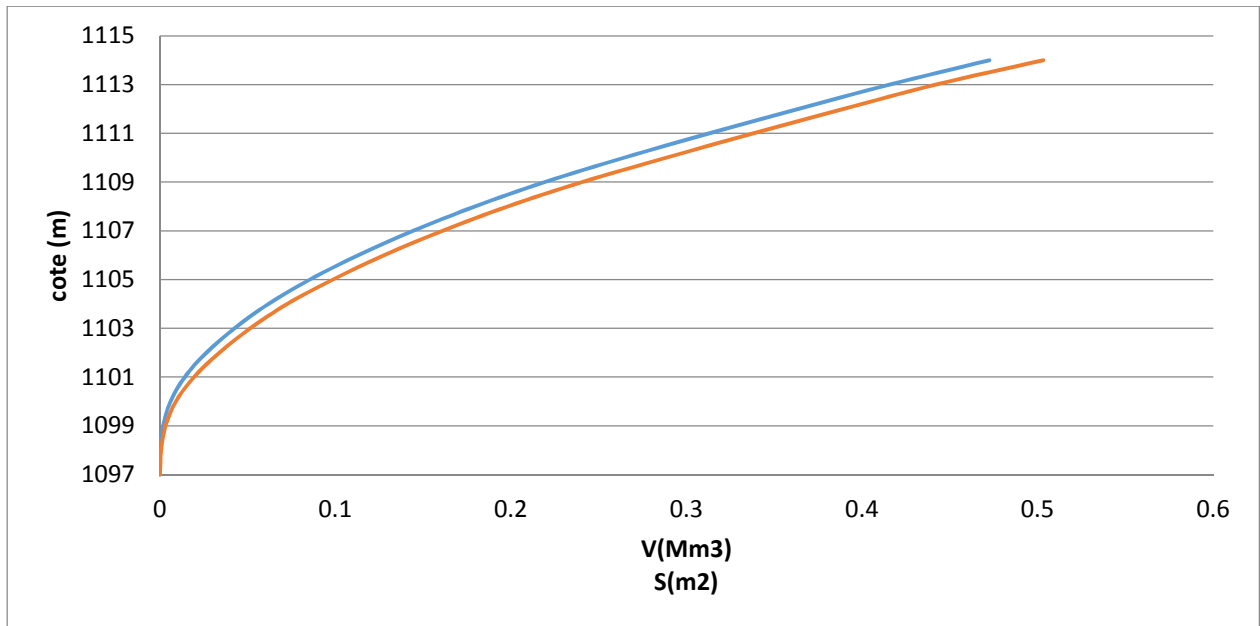


Fig N°III.16 : Courbe "capacité- hauteur"

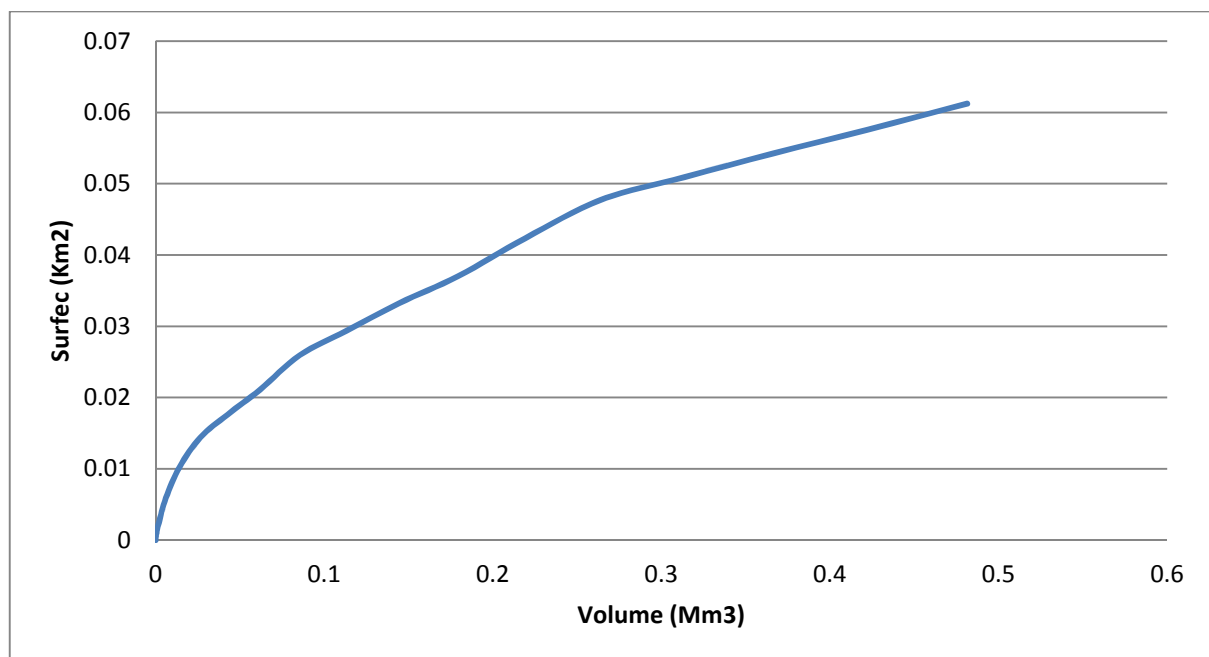


Fig N°III.17 : Courbe "surface- volume"

III.9.4 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Pour calculer le volume utile de la retenue on a besoin de :

- L'apport annuel $A_{80\%}$.

- La consommation totale.
- Le volume mort de la retenue.

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

- 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.

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'octobre jusqu'au mois de mai.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le Tableau III.37 et III.38.

$$V_s = 0,577 \text{ Mm}^3 \quad \text{et} \quad V_d = 0,1067 \text{ Mm}^3.$$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que l'excédent d'eau est plus grand que le déficit donc :

$$V_u = V_d = 0,1067 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m = 0,1067 + 0,069 = 0,1757 \text{ Mm}^3$$

$$V_{NNR} = 0,1757 \text{ Mm}^3$$

⇒

$$NNR = 1107,6 \text{ m.NGA}$$

Tableau N°III.29 : Régularisation saisonnière suivant la 1^{ère} consigne.➤ *Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes*

Mois	W (Mm3)	U (Mm3)	W-U (Mm3)	1ere consigne		
				Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
				0.069		
Septembre	0.094	0.068	0.0257	0.095		
Octobre	0.090	0.065	0.0249	0.120		
Novembre	0.094	0.000	0.0940	0.214	0.175704	0.038
Décembre	0.102	0.000	0.1020	0.278	0.175704	0.102
Janvier	0.094	0.000	0.0940	0.270	0.175704	0.094
Février	0.086	0.000	0.0860	0.262	0.175704	0.086
Mars	0.131	0.068	0.0631	0.239	0.175704	0.063
Avril	0.116	0.071	0.0448	0.220	0.175704	0.045
Mai	0.116	0.073	0.0432	0.219	0.175704	0.043
Juin	0.057	0.073	-0.0162	0.159		
Juillet	0.031	0.096	-0.0654	0.094107		
Août	0.061	0.086	-0.0251	0.069		
Total	1.072	0.601				0.47

III.9.5 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

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

A - Pertes par évaporation :

On a:
$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \quad (III.44)$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

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

$V_{\text{rf},i}$ 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 :

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta \cdot V_{\text{moy}}}{100} \quad (\text{III.45})$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau III.29

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

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

Tableau III.30 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	δ	
		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

Le calcul des pertes est représenté dans Tableau N°III.31 suivant :

Tableau N°III.31 : Volumes des pertes dans la retenue

Mois	V _{moy}	S _{moy}	Es	V _{ep}	V _{inf}	pertes
Septembre	0.1069	0.107	0.165	0.018	0.001	0.019
Octobre	0.1602	0.160	0.101	0.016	0.002	0.018
Novembre	0.1757	0.176	0.057	0.010	0.002	0.012
Décembre	0.1757	0.176	0.040	0.007	0.002	0.009
Janvier	0.1757	0.176	0.039	0.007	0.002	0.009
Février	0.1757	0.176	0.057	0.010	0.002	0.012
Mars	0.1757	0.176	0.098	0.017	0.002	0.019
Avril	0.1757	0.176	0.119	0.021	0.002	0.023
Mai	0.1757	0.176	0.162	0.028	0.002	0.031
Juin	0.1676	0.168	0.222	0.037	0.002	0.039
Juillet	0.1268	0.127	0.278	0.035	0.002	0.037
Août	0.0816	0.082	0.223	0.018	0.001	0.019

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière avec des pertes sont donnés dans le tableau (III.30) ci-dessous :

Tableau III.32: Régularisation saisonnière on tenant compte des pertes en (Mm³).

➤ Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (1er approximation)

Mois	W (Mm3)	U+P (Mm3)	W-(U+P) (Mm3)	1ere consigne		
				Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
				0.080		
Septembre	0.094	0.083		0.093		
Octobre	0.090	0.077	0.011	0.175		
Novembre	0.094	0.012	0.013	0.264		
Décembre	0.102	0.013	0.082	0.344	0.2761	0.068
Janvier	0.094	0.014	0.089	0.344	0.2761	0.068
Février	0.086	0.018	0.080	0.312	0.2761	0.035
Mars	0.131	0.096	0.068	0.291	0.2761	0.015
Avril	0.116	0.101	0.035	0.281	0.2761	0.005
Mai	0.116	0.111	0.015	0.216		
Juin	0.057	0.118	0.005	0.113		
Juillet	0.031	0.133	-0.061	0.069		
Août	0.061	0.105	-0.102	0.080		
Total	1.072	0.881				0.19

Du tableau (I.33) : on a

$$V_s = 0.398 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 0.207 \text{ Mm}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'ou : } V_u = V_d \quad \text{Alors :}$$

$$V_u = 0.207 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m$$

$$V_{NNR} = 0.278 \text{ Mm}^3$$

Nous avons :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u = (0,211 - 0,1067) / 0,1067 = 89\% > 5\% \quad \text{alors}$$

Tableau III.33: Régularisation saisonnière on tenant compte des pertes en (Mm³).1er Approximation➤ *Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (1er approximation)*

Mois	W (Mm3)	U+P (Mm3)	W-(U+P) (Mm3)	1ere consigne		
				Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
				0.069		
Septembre	0.094	0.0815	0.0125	0.0815		
Octobre	0.090	0.0749	0.0151	0.0966		
Novembre	0.094	0.0093	0.0847	0.1813		
Décembre	0.102	0.0115	0.0905	0.2717		
Janvier	0.094	0.0157	0.0783	0.3500	0.3031	0.0470
Février	0.086	0.0239	0.0621	0.3652	0.3031	0.0621
Mars	0.131	0.1041	0.0269	0.3300	0.3031	0.0269
Avril	0.116	0.1108	0.0052	0.3083	0.3031	0.0052
Mai	0.116	0.1227	-0.0067	0.2964		
Juin	0.057	0.1314	-0.0744	0.2220		
Juillet	0.031	0.1441	-0.1131	0.1089		
Août	0.061	0.1076	-0.0466	0.0623		
Total	1.072					0.14

Du tableau (I.33) : on a

$$V_s = 0.6167 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 0.2329 \text{ Mm}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$ D'ou : $V_u = V_d$ Alors :

$$V_u = 0.2329 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m$$

$$V_{NNR} = 0.3019 \text{ Mm}^3$$

Nous avons :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u = (0,2377 - 0,211) / 0,211 = 15.3 \% > 5\% \quad \text{Alors}$$

Tableau III.34: Régularisation saisonnière on tenant compte des pertes en (Mm³).

2eme Approximation

➤ *Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes*

Mois	W (Mm3)	U+P (Mm3)	W-(U+P) (Mm3)	1ere consigne		
				Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
				0.069		
Octobre	0.094	0.0817	0.0123	0.0813		
Novembre	0.090	0.0752	0.0148	0.0962		
Décembre	0.094	0.0097	0.0843	0.1805		
Janvier	0.102	0.0119	0.0901	0.2706		
Février	0.094	0.0160	0.0780	0.3486	0.3206	0.0280
Mars	0.086	0.0251	0.0609	0.3815	0.3206	0.0609
Avril	0.131	0.1071	0.0239	0.3446	0.3206	0.0239
Mai	0.116	0.1141	0.0019	0.3225	0.3206	0.0019
Juin	0.116	0.1268	-0.0108	0.3099		
Juillet	0.057	0.1356	-0.0786	0.2313		
Août	0.031	0.1464	-0.1154	0.1158		
Septembre	0.061	0.1078	-0.0468	0.0690		
Total	1.072					0.11

Du tableau (I.33) : on a

$$V_s = 0.366 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 0.25 \text{ Mm}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'ou : } V_u = V_d \quad \text{Alors : } \quad \mathbf{V_u = 0.25 \text{ Mm}^3}$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m \quad \mathbf{V_{NNR} = 0.31 \text{ Mm}^3}$$

$$\text{Nous avons : } E = (V_u' - V_u) / V_u = (0,2437 - 0,2377) / 0,2377 = 3.34 \% < 5\%$$

$$\text{Donc le volume utile saisonnier est de } \quad \mathbf{V_u = 0.25 \text{ Mm}^3}$$

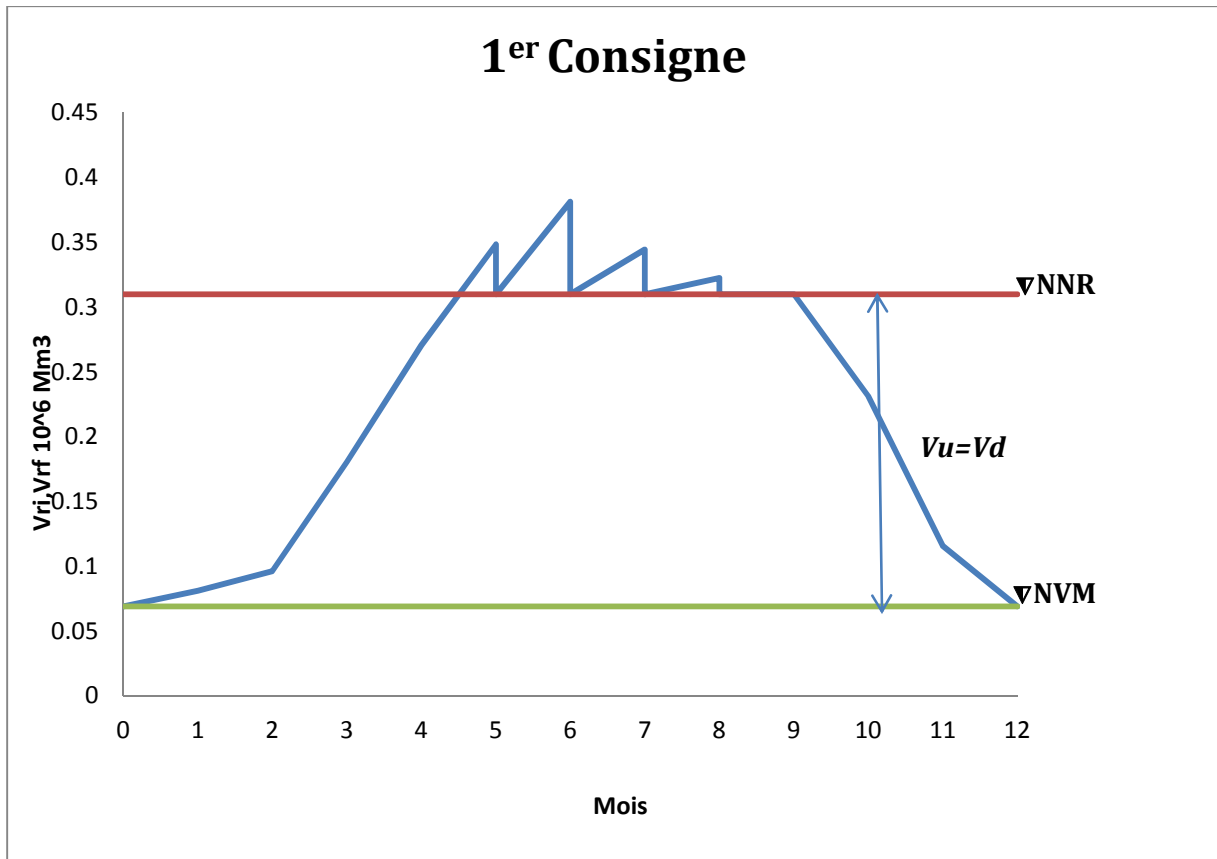


Fig N°III.18 : Graphique d'exploitation

III.10 Laminage des crues

Introduction

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \quad (\text{III.46})$$

Ou: Q : le débit entrant de la crue.

q: le débit déversé par l'évacuateur de crue.

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

Le débit cumulé à l' instant 't' est:

$$Q - q = S \cdot (dh / dt) \quad (\text{III.47})$$

Ou: dh/dt: la vitesse de remplissage (ou de montée de la retenue). [2]

pour notre étude, on utilise la méthode de Kotcherine .

III.10.1 Méthode de KOTCHERINE

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

1. l'hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze,
2. les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,
3. le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue (NNR).
4. les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

▲ Estimation du débit de crue laminée

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivant :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{\text{lam}}}{Q_{\%}} \right) \quad (\text{III.48})$$

Où :

V_F : le volume d'eau en charge,

V_C : le volume de la crue,

$Q_{\%}$: le débit de la crue,

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$q_{\text{lam}} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C} \right) \quad (\text{III.49})$$

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,

▲ 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 calcule alors avec la relation :

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2} \quad (\text{III.50})$$

Où :

m : coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge H , et de la forme de la crête du déversoir, pour notre cas il est constant et égal à 0,48;

g : l'accélération de pesanteur; [$g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}$];

L : la largeur de déversoir,

H : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,5 à 2.5 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S \cdot V_{\text{moy}} \quad \text{Et} \quad S = L \cdot (H + P)$$

Il est possible d'extraire la vitesse moyenne (V_{moy}) comme suit :

$$V_{\text{moy}} = \frac{q}{L \cdot (H + P)} \quad (\text{III.51})$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversante par la même formule qui a dessus et L compris entre 8 et 22 mètres.

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g} \quad (\text{III.52})$$

Où : H_o : Est la charge globale;

$\frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g}$: Charge dynamique liée à la vitesse d'écoulement;

P : Hauteur de pelle.

α : Coefficient de coriolis

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de q_{lam} . Ce sont des points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminée en correspondance à la largeur optimale.

Le débit laminée est calculé pour différentes charges " H " et différentes largeurs de l'évacuateur de crues " L ",

Les graphiques de la figure sont accordés à la table de calcul, en faisant varier les variables H et L , Les relations s'ajustent automatiquement.

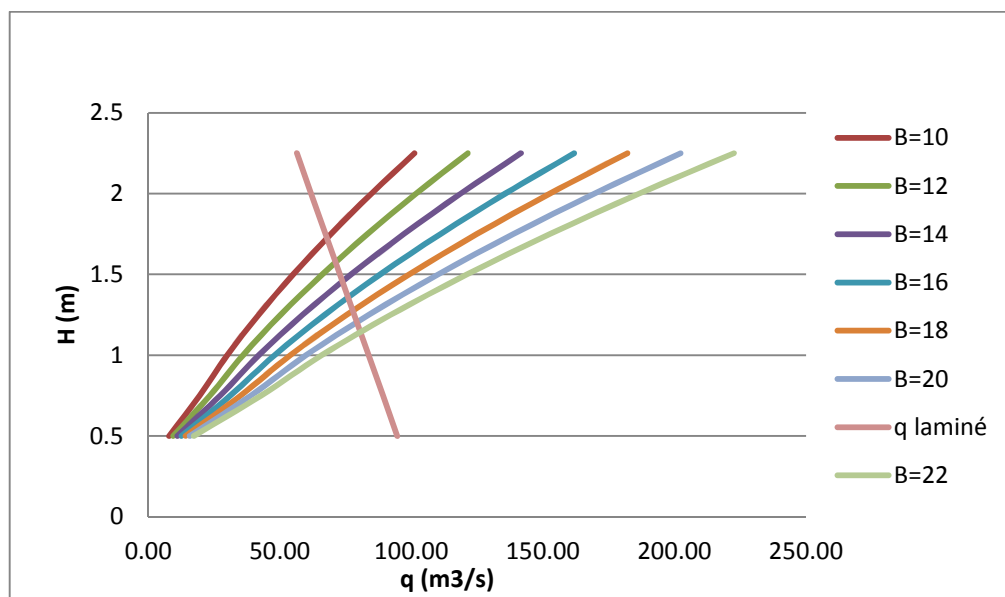
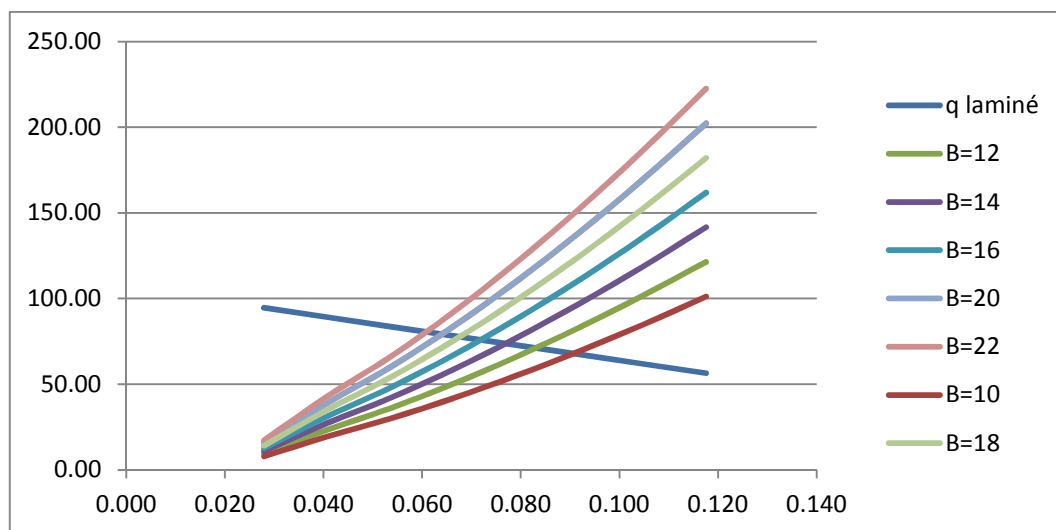
▲ Procédé de calcul

- Les différentes valeurs des lames d'eau $H = 0.5 ; 0,75 ; \dots ; 1,25$.
- A l'aide de la courbe capacité-hauteur, on détermine le volume V_{PHE} relatif à chaque PHE.
- Définir le volume en charge pour chaque lame tel que : $V_f = V_{\text{PHE}} - V_{\text{NNR}}$
- Définir le volume de la crue pour l'hydrogramme de crue ayant une forme triangulaire.

Tableau N°III.35 : Données initiales.

Données initiales	
g	9,81 m²/s
α	1
Q_{1%}	125,28 m³/s
V_{crue 1%}	1.254 Mm³
m	0,49
P	1,5 m

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $q = f(h)$ comme montre la figure N°III.18 et fig N°III.19

Fig N°III.19 : Courbe $q=f(h)$ Fig N°III.20 : Courbe $q=f(v)$

D'après les calculs et des graphes (N°III.18 et N°III.19), on a les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau N°III.36 : 1 ère étape de calcul.

L	H	débit	surface	vitesse	h(m)	Courbe	V _{forcé}
(m)	(m)	(m ³ /s)	(m ²)	(m/s)		capacité (V _{nnr} +H)	(Mm ³)
8	0.5	6.139	16	0.384	1111.3	0.328	0.028
10	0.75	14.097	7.5	1.880	1111.55	0.341	0.041
12	1	26.045	12	2.170	1111.8	0.354	0.054
14	1.25	42.466	17.5	2.427	1112.05	0.366	0.066
16	1.5	63.797	24	2.658	1112.3	0.379	0.079
18	1.75	90.443	31.5	2.871	1112.55	0.392	0.092
20	2	122.77	40	3.069	1112.8	0.405	0.105
22	2.25	161.15	49.5	3.256	1113.05	0.418	0.118

Fig N°III.19 : Courbe $q=f(v)$

Tableau N°III.37 : Débits déversants en fonction de h et b et le volume de crue :

H0	H	V _{forcé}	q Laminé	Débit m3/s							
(m)	(m)	(M m ³)	(m ³ /s)	L=8	L=10	L=12	L=14	L=16	L=18	L=20	L=22
0.51	0.5	0.028	94.60	6.28	7.85	9.42	10.99	12.56	14.12	15.69	17.26
0.93	0.75	0.041	89.15	15.57	19.47	23.36	27.26	31.15	35.04	38.94	42.83
1.24	1	0.054	83.70	23.98	29.97	35.97	41.96	47.96	53.95	59.95	65.94
1.55	1.25	0.066	78.25	33.51	41.89	50.27	58.64	67.02	75.40	83.78	92.15
1.86	1.5	0.079	72.79	44.05	55.06	66.08	77.09	88.10	99.12	110.13	121.14
2.17	1.75	0.092	67.34	55.51	69.39	83.27	97.14	111.02	124.90	138.78	152.65
2.48	2	0.105	61.89	67.82	84.78	101.73	118.69	135.64	152.60	169.55	186.51
2.79	2.25	0.118	56.43	80.93	101.16	121.39	141.62	161.85	182.09	202.32	222.55

Tableau N°III.38 : Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

L (m)	H (m)	NPHE (m)	q(m ³ /s)	V _{forcé} (Mm ³)
10	2.18	1113.18	65	0.116
12	1.95	1112.95	69.8	0.101
14	1.77	1112.77	72.2	0.096
16	1.63	1112.63	75.3	0.086
18	1.51	1112.51	77.1	0.079
20	1.4	1112.4	78.6	0.066
22	1.31	1112.31	79.8	0.061

III.11 Etude d'optimisation

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement.

Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue

III.11.1. Calcul du coût approximatif de la digue

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

$$V_B = \sum V_i \quad (III.53)$$

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \quad (III.54)$$

Avec : V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i $\left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right]$.

B_i : Largeur de base $[B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b]$

m_1, m_2 : Les fruits des talus .

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i $[H_i = NNR - C_f + R + h_{\text{dév}} + t]$.

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

III.11.2 Calcul de la revanche

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a- Formule de STEVENSON GAILLARD

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad (III.55)$$

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \quad (III.56)$$

Avec : 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 [$F = 0,5 \text{ km}$].

$$\text{A.N} \quad H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{0.82} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{0.82} = 0.81 \text{ m}$$

$$\text{D'où :} \quad V = 1.5 + 2 \cdot H = 1.5 + 2 \cdot 0.81 = 3.12 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0.75 \cdot 0.82 + \frac{3.12^2}{2 \cdot 9.81} = 1.11 \text{ m}$$

b- Formule de MALLET et PAQUANT

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad (\text{III.57})$$

$$\text{Avec :} \quad H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \quad (\text{III.58})$$

A.N

$$H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{0.5} = 0.73 \text{ m}$$

$$V = 1.5 + 2 \cdot H = 1.5 + 2 \cdot 0.73 = 2.96 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0.75 \cdot 0.73 + \frac{2.96^2}{2 \cdot 9.81} = 0.99 \text{ m}$$

c- Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0.3 \cdot \sqrt{F} \quad (\text{III.59})$$

$$R = 1 + 0.3 \cdot \sqrt{0.5} = 1.21 \text{ m}$$

d-Formule de Molitor

$$H_v = 0.75 + 0.032 \sqrt{Fu} - 0.27 \sqrt[4]{F} \quad (\text{III.60})$$

u (vitesse du vent) = 60 km/h

$$\text{D'où :} \quad R = 0.95 \text{ m}$$

Il est prudent d'adopter comme valeur minimale de la revanche de 1.00m à 2 m pour les ouvrages de 10 à 20 m de hauteur, et pour notre cas on opte une valeur de 1.00 m (R.Rolley, 1977), en plus cette valeur plus proche à la valeur moyenne.

III.11.3 largeur en crête

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

1- Formule de KNAPEN $b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b}$ (III.61)

2- Formule de F-PREECE

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \quad (III.62)$$

3-Formule Anonyme (simplifiée) $b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3$ (III.63)

4-Formule pratique $b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b}$ (III.64)

H_b : Hauteur du barrage [m];

Pour une charge moyenne de 1m on a :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t.$$

On admet une valeur de $t = 0,1$ mètre pour le tassement du barrage, le tableau III.39 nous donne les résultats du calcul.

Tableau N°III.39 : Récapitulatif des résultats de calcul

<i>Largeur en crête du barrage (m)</i>							
<i>Largeurs déversantes (m)</i>	<i>Lames déversantes (m)</i>	<i>Tassements (m)</i>	<i>Hauteur du barrage (m)</i>	<i>Formules utilisées</i>			<i>MOYENNE</i>
				<i>KNAPEN</i>	<i>PREECE</i>	<i>SIMPLIFIEE</i>	
10	2.18	0.1	16.57	6.72	5.48	6.18	6.12
12	1.95	0.1	16.34	6.67	5.45	6.14	6.08
14	1.77	0.1	16.16	6.63	5.42	6.10	6.05
16	1.63	0.1	16.02	6.60	5.40	6.08	6.03
18	1.51	0.1	15.9	6.58	5.39	6.05	6.01
20	1.4	0.1	15.79	6.56	5.37	6.03	5.99
22	1.31	0.1	15.7	6.54	5.36	6.01	5.97

On opte pour une largeur de crête égale à:

$$b_{cr} = 7m$$

III.11.4 Calcul du coût de la digue

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.

Tableau N°III.40 : Coût de la digue.

<i>Coût de la digue</i>		
<i>Largeur déversante (m)</i>	<i>Volume de la digue (m³)</i>	<i>Coût de la digue 10⁶ (DA)</i>
10	102605.92	41.04
12	99932.81	39.97
14	97866.16	39.15
16	96274.15	38.51
18	94920.29	37.97
20	93687.94	37.48
22	92685.84	37.07

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5 mètre, et le prix du mètre cube du remblai est estimé à 400 DA.

III.11.5 Calcul du coût de l'évacuateur de crue

III.11.5.1 Coût du déversoir

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversante épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression...), pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant à la suite l'instabilité de l'ouvrage. Le coefficient de débit est $m = 0.49$

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 :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H} \right)^{1,80} \quad (\text{III.65})$$

Ou :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc : $V_{\text{dév}} = S \cdot L \quad (\text{III.66})$

S : Section transversale (m²).

L : Largeur déversant (m).

En fixant le mètre cube du béton à 35000 DA, coût du déversoir pour les différentes largeurs déversant sera :

Tableau N°III.41: Coût de déversoir

b [m]	h_{dév} [m]	S [m²]	V [m³]	Coûts (10⁶ de DA)
10	2.18	7.6	76	2.66
12	1.95	6.8	81.6	2.856
14	1.77	6.3	88.2	3.087
16	1.63	5.7	91.2	3.192
18	1.51	5.4	97.2	3.402
20	1.4	4.9	98	3.43
22	1.31	4.6	101.2	3.542

III.11.5.2 Calcul du 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 40 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}} \quad (\text{III.67})$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale à 0,5 mètre et le coût des terrassements égaux à 1000 DA.

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = (Q_{e, \max})^{0,4} \quad (\text{III.68})$$

Le volume du déblai est donné par :

$$V_{\text{déblai}} = \sum \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \quad (\text{III.69})$$

S_i, S_{i+1} : les section des coupes déterminer après la carte topographique.

d : la distance entre deux coupes.

Le Tableau N°III.42 nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes.

III.11.5.3 Calcul du coût total du barrage

Tableau N°III.42 : Coût de coursier

<i>Largeurs déversantes (m)</i>	<i>Débits déversants (m³/s)</i>	<i>largeur de coursier (m)</i>	<i>surface de béton (m²)</i>	<i>volume de béton (m³)</i>	<i>coût de béton Millions DA</i>
10	65	6.23	4.62	144.27	5.049
12	69.8	6.26	4.63	144.67	5.063
14	72.2	6.28	4.64	145.07	5.077
16	75.3	6.30	4.65	145.26	5.084
18	77.1	6.31	4.65	145.46	5.091
20	78.6	6.31	4.65	145.46	5.091
22	79.8	6.31	4.66	145.50	5.093

Le coût total est donné ci-dessous.

Tableau N°III.43 : Récapitulatif des prix totaux

largeurs déversants (m)	coût de la digue (millions de DA)	coût de l'évacuateur de crue (millions de DA)		coût total (millions de DA)
		déversoir	coursier	
10	41.04	5.049	2.660	48.749
12	39.97	5.063	2.856	47.889
14	39.15	5.077	3.087	47.314
16	38.51	5.084	3.192	46.786
18	37.97	5.091	3.402	46.463
20	37.48	5.091	3.430	46.001
22	37.07	5.093	3.542	45.705

D'après la courbe d'optimisation représentée par la figure N°III.17, la largeur déversante donnant le coût minimum est **22 mètre**.

Donc la hauteur de barrage est : **H_b = 15,7 m**

Et le niveau de crête est 1112,7 m.

On récapitule les résultats de l'étude de la régularisation et du laminage des crues dans le tableau N°III.44 ci-dessous :

Tableau N°III.44 : Caractéristiques du barrage.

Définition	Unité	Valeur
volume mort	M.M ³	0,069
volume utile	M.M ³	0,2437
volume au niveau normal de la retenue	M.M ³	0,3097
côte de fond (▼ fond)	M	1097
côte au niveau mort (▼NVM)	M	1098.8
côte au niveau normal de retenue (▼NNR)	M	1110.8
côte de plus hautes eaux (▼NPHE)	M	1112.11
côte de la crête (▼ crête)	M	1112.7
Hauteur de retenue collinaire	M	15.7
largeur de déversoir	M	22
hauteur de la charge déversée.	M	1,31
débit évacué	M ³ /S	79.8

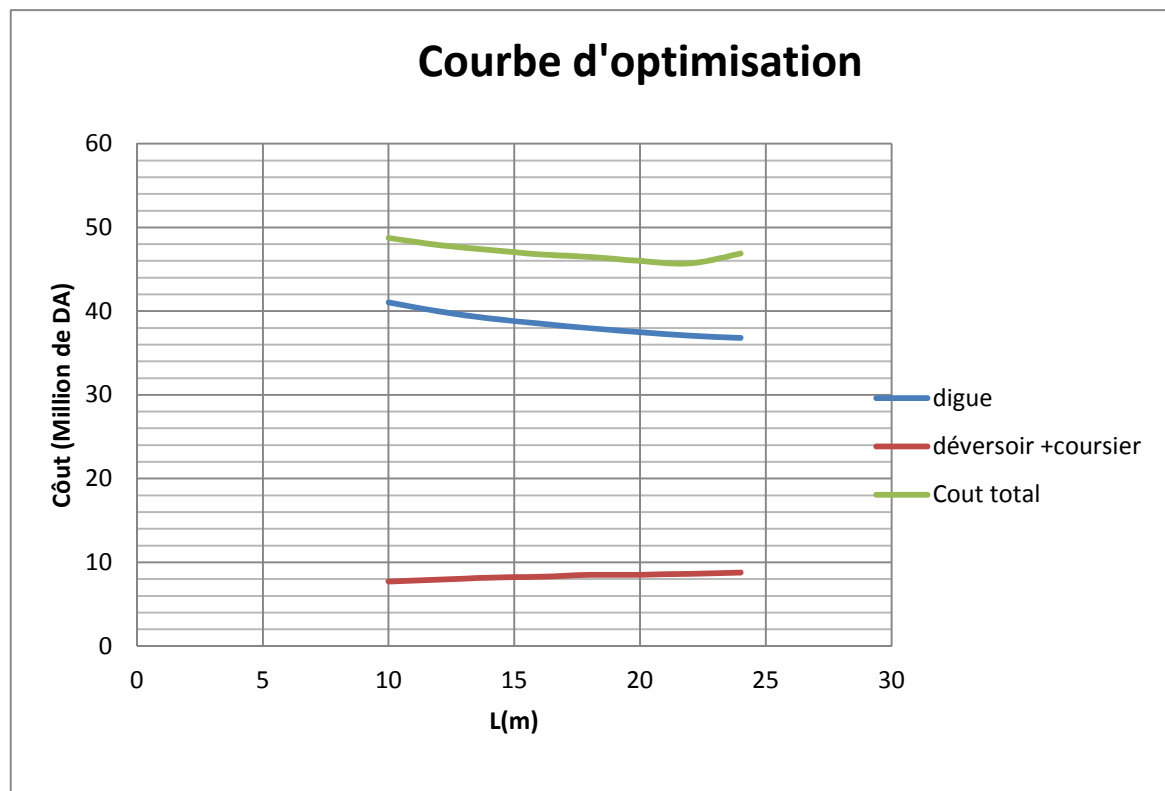


Fig N°III.21 : Courbe d'optimisation

III.12.Laminage pour un déversoir de largeur b=22 mètres

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 [2]

Tableau N°III.45 : Volumes et débit déversant.

Cote (m)	H _d	q	1/2.q .T	V	v+1/2.q.T (Mm ³)
	(m)	(m ³ /s)	(m ³)	(Mm ³)	
1110.8	0	0.00	0.00	0.309	0.31
1110.9	0.1	1.51	0.00	0.311	0.31
1111	0.2	4.27	0.01	0.315	0.32
1111.1	0.3	7.85	0.01	0.320	0.33
1111.2	0.4	12.08	0.02	0.323	0.34
1111.3	0.5	16.88	0.03	0.330	0.36
1111.4	0.6	22.19	0.04	0.335	0.37
1111.5	0.7	27.97	0.05	0.338	0.39
1111.6	0.8	34.17	0.06	0.340	0.40
1111.7	0.9	40.77	0.07	0.350	0.42
1111.8	1	47.75	0.09	0.355	0.44
1111.9	1.1	55.09	0.10	0.360	0.46
1112	1.2	62.77	0.11	0.365	0.48
1112.1	1.31	71.59	0.13	0.370	0.50

On trace la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir figure N°III.21

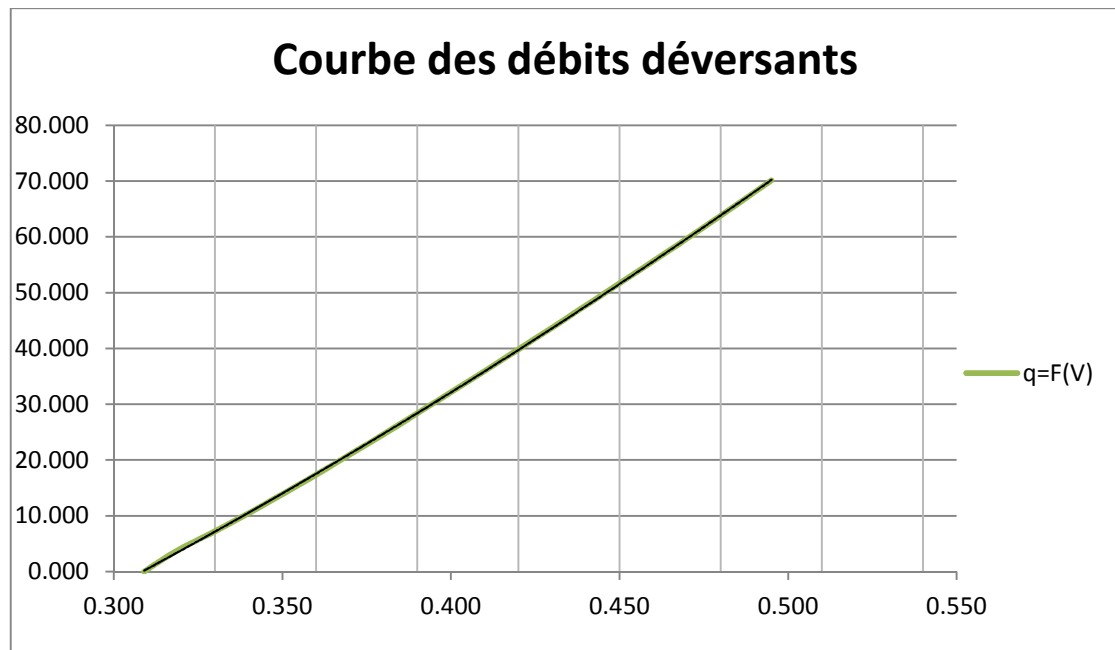


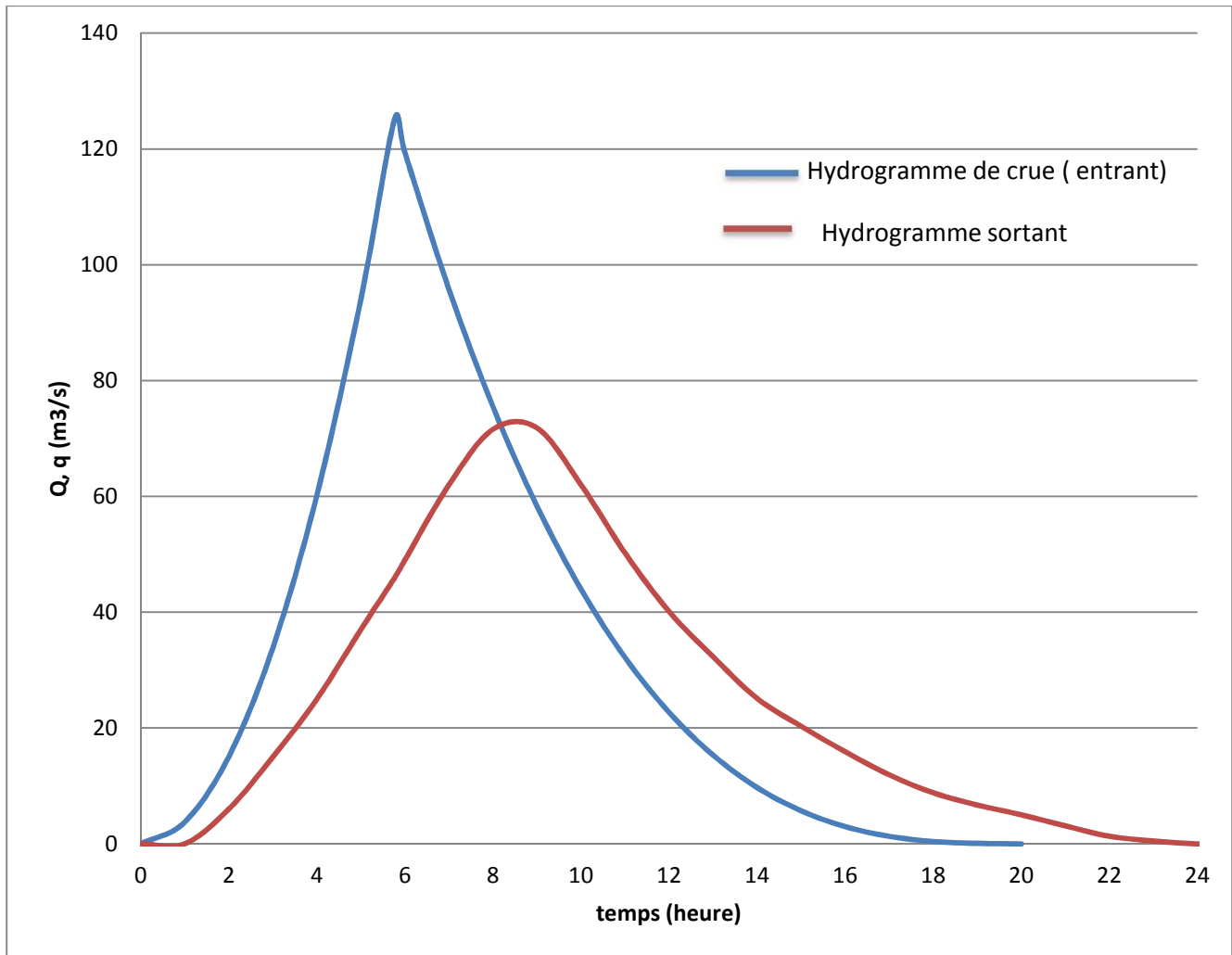
fig N°III.22 : Courbe des débits déversant

La courbe des débits entrants et débits sortants dans l'Annexe N°2

Tableau III.N°46 : Laminage

Temps (h)	Q (m³/s)	Q _{moy} (m³/s)	Q _{moy} - q (m³/s)	(Q _{moy} - q) Δt (m³)	V+1/2.q.Δt (m³)	q (m³/s)
0	0	1.881	1.881	0.00677	0.309	0
1	3.76					6.2
2	15.05	24.416	13.219	0.04759	0.34250	15.1
3	33.78					25.2
4	60.21	77.141	22.815	0.08213	0.45702	37
5	94.07					46
5.77	125.28	122.316	7.359	0.00609	0.59676	49
6	119.35					62
7	95.75	107.550	-10.251	-0.03690	0.60286	

		85.614	-15.218	-0.05478	0.56595	71.5
8	75.48	66.888	-9.885	-0.03559	0.51117	72
9	58.30	51.118	-10.752	-0.03871	0.47558	62
10	43.94	38.050	-8.259	-0.02973	0.43687	50.2
11	32.16	27.429	-7.385	-0.02659	0.40714	40.1
12	22.70	19.000	-5.872	-0.02114	0.38056	32.3
13	15.30	12.510	-4.685	-0.01687	0.35942	25.1
14	9.72	7.704	-3.511	-0.01264	0.34255	20.3
15	5.69	4.328	-2.490	-0.00896	0.32991	15.9
16	2.96	2.126	-1.616	-0.00582	0.32095	11.9
17	1.29	0.846	-0.920	-0.00331	0.31513	8.8
18	0.40	0.232	-0.416	-0.00150	0.31182	6.7
19	0.06	0.030	-0.114	-0.00041	0.31032	5
20	0.00	0.000	-0.006	-0.00003	0.30991	3.1
20.2	0	0	-0.004	-0.00001	0.3099	1.3
21	0	0	0.000	0.00000	0.3098	0
22	0					



FigN°III.23 : Hydrogramme de crue

Conclusion

D'après la régularisation saisonnière des débits on remarque que l'excédent d'eau (s) est nettement supérieur au volume utile, ceci peut produire une submersion de la retenue.

IV.1 Introduction

Simultanément à la recherche et à la sélection des sites, on doit réfléchir aux différents types d'ouvrages envisageables au vu des conditions géologiques, hydrologiques et topographiques qu'on aura relevées.

Sur la base des résultats du rapport hydrologique et des reconnaissances géologiques, on a eu à développer des variantes pour le barrage, et en nous appuyant sur des considérations géologiques et géotechniques on a opté pour un barrage en matériaux meubles.

IV.2 Choix du type de barrage

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

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

IV.2.1 Barrage Homogène en argile avec drain vertical

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 limon argileux ou en limon sableux graveleux d'une hauteur de 15.7 mètres, les pentes des talus amont varier entre $[2,5 \div 3]$ et aval : $[2 \div 2,5]$

IV.2.2 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 matériaux différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone.

La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réaliser 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.2.3 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 oeuvre,....

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.3 Définition de profil général du barrage :

IV.3.1 Hauteur de barrage :

IV.3.1.1 Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a- Formule de STEVENSON GAILLARD

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad (IV.1)$$

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \quad (IV.2)$$

Avec : 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

[$F = 0,5$ km].

$$A.N \quad H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{0,82} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{0,82} = 0,81 \text{ m}$$

$$D'où : \quad V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,81 = 3,12 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0.75 \cdot 0,82 + \frac{3,12^2}{2 \cdot 9,81} = 1,11 \text{ m}$$

b- Formule de MALLET et PAQUANT

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad (IV.3)$$

Avec : $H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F}$ (IV.4)

A.N

$$H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{0.5} = 0.73 \text{ m}$$

$$V = 1.5 + 2 \cdot H = 1.5 + 2 \cdot 0.73 = 2.96 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0.75 \cdot 0.73 + \frac{2.96^2}{2 \cdot 9.81} = 0.99 \text{ m}$$

c- Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0.3 \cdot \sqrt{F} \quad (IV.5)$$

$$R = 1 + 0.3 \cdot \sqrt{0.5} = 1.21 \text{ m}$$

d-Formule de Molitor

$$H_v = 0.75 + 0.032 \sqrt{Fu} - 0.274 \sqrt{F} \quad (IV.6)$$

u (vitesse du vent) = 60 km/h

D'où : $R = 0.95 \text{ m}$

ConclusionOn prend une valeur moyen donc : $R = 1.21 \text{ m}$

$$H_b = NNR - C_r + H_d + R + t = 1110.08 - 1097 + 1.31 + 1.21 + 0.1 = 15.7$$

On admet une valeur de $t = 0.1$ mètre pour le tassement du barrage, Le Tableau N°IV.01 nous donne les résultats du calcul.

IV.3.2 Largeur en crête

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

1- Formule de KNAPEN $b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b}$ (IV.7)

2- Formule de F-PREECE $b_{cr} = (1.1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1$ (IV.8)

$$\text{3-Formule Anonyme (simplifiée)} \quad b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \quad (\text{IV.9})$$

$$\text{4- Formule pratique} \quad b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} . \quad (\text{IV.10})$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

Pour une charge moyenne de 1m on a :

$$H_b = \text{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t.$$

On admet une valeur de $t = 0,1$ mètre pour le tassement du barrage, le tableau IV.01 nous donne les résultats du calcul.

Tableau N°IV.01 : Résultats du calcul.

Formule	b _{cr} (m)
KNAPPEN	6.54
EF PREECE	5.36
SIMPLIFIEE	6.01
Moyenne	6

On opte pour une largeur de crête égale à:

$$b_{cr} = 7 \text{ m}$$

IV.3.2 La longueur en crête

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à :

$$L = 215.77 \text{ m}$$

IV.3.3 pentes des talus

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales.

Tableau N°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.3.4 Les bermes

A) Talus amont

Une berme est projetée au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, donc nous aurons une berme de largeur 2 m à la cote 1104.85 m NGA.

B) Talus aval :

les bermes au talus aval sert a l'évacuation des eaux de ruissellement, il y une berme au talus aval de largeur 2m a la cote 1104.85 m NGA .

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 terre végétale de 5 à 10cm.

2) 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 formule suivante :

$$e = C \cdot V^2 \quad (\text{IV.11})$$

Où :

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

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

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

La valeur de C est donnée par le tableau suivant IV.3.

Tableau IV.03 : Valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\theta = 2,50$	$\theta = 2,65$	$\theta = 2,80$
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 $e=0,25\text{m}$, mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à $0,50\text{m}$.

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.

➤ **Dimensionnement du noyau**• **La hauteur**

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1 \quad (\text{IV.12}).$$

Avec : H_b : hauteur du barrage (m).

H_n : hauteur du noyau (m).

$$\text{AN : } H_n = 15.7 - 1 = 14.7 \text{ m} \quad \mathbf{H_n = 14.7 \text{ m}}$$

• **La largeur en crête du noyau :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$L_{n,s} = \frac{1}{6} \cdot H_b \quad (\text{IV.13}).$$

$$\text{Donc on aura : } L_{n,s} = 1/6 * 15.7 = 2.62 \text{ m} \quad \mathbf{L_{n,s} = 2.62 \text{ m}}$$

• **Les fruits des talus du noyau :**

Ils doivent être d'une telle sorte à vérifier la condition suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \quad (\text{IV.14}).$$

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

b_{moy} : largeur moyenne du noyau, donnée par la formule (IV.15).

ΔH : la charge d'eau, donnée par la formule.

$$b_m = \frac{L_{n,s} + L_b}{2} \quad (\text{IV.15}).$$

Avec : $L_{n,s}$: largeur en crête du noyau.

L_b : largeur en base du noyau.

$$\Delta H = H_1 - H_2 \quad (\text{IV.16}).$$

Avec : H_1 : Hauteur d'eau à l'amont correspond au NPHE, ($H_1 = 13,8 \text{ m}$)

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval ($H_2 = 0 \text{ m}$).

Pour notre cas : $I_{adm} = 1,5$

$$\text{On aura : } \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \Leftrightarrow \frac{13.8}{b_{moy}} \leq 1,5 \Rightarrow b_{moy} > \frac{13.8}{1,5} = 9,2 \text{ m} \quad \mathbf{b_{moy} = 9,2 \text{ m}}$$

$$\text{À partir de la formule (IV.12) on aura : } L_b = 2 * b_{moy} - L_{n,s} \quad (\text{IV.17}).$$

$$\text{AN : } L_b = 2 * 9,2 - 2.62 = 15.78 \text{ m} \quad \mathbf{L_b = 15.78 \text{ m}}$$

De la formule ci-après on détermine les fruits de talus :

$$L_b = 2 * m * H_n + L_{n,s} \quad (\text{IV.17}).$$

On aura : $m = \frac{L_b - L_{n,s}}{2 \cdot H_n} = \frac{15.78 - 2.62}{2 \cdot 14.7} = 0,45$

Donc : **m=0.45**

- **La cote en crête du noyau**

$$NCN = C_{fond} + H_n = 1097 + 14.7 = 1111.7 \text{ m NGA}$$

IV.4.2. Les drains

L'objectif fondamental de ses constructions est de contrôler l'évacuation du flux de filtration et réduire le volume des matériaux saturés du barrage, en augmentant ainsi la stabilité de l'ouvrage. Les conditions des drainages sont :

- ✓ Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté.
- ✓ Ne pas permettre l'effet de renard; c'est pourquoi, on doit avoir une ou plusieurs couches filtrantes.
- ✓ On doit contrôler son fonctionnement.

IV.4.2.1 Le drain vertical

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'anisotrope 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).

IV.4.2.2 Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme) :

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation. Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued. Sa hauteur minimale est fonction du niveau d'eau dans le talus en aval et sa stabilité dépend des critères du concepteur. On peut calculer sa hauteur selon $(0.15 - 0.2) H$ où H est la hauteur du barrage.

La largeur du prisme dans sa partie supérieure (berme) doit être de 3 m pour qu'il puisse être placé et compacté avec les engins de compactage.

- **Hauteur :**

$$H_p = (0,15 \div 0,2) H_b \quad (IV.18)$$

Avec : H_b : hauteur du barrage (15.7m).

On prend $H_p = 0.15 H_b$ **$H_p = 2.35 \text{ m}$**

- **Largeur en crête :**

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \quad (IV.19)$$

$b_p = 2.35/3 = 0.8 \text{ m}$ Donc : **$b_p = 0.8 \text{ m}$**

- **fruits de talus :**

$$m_1 = (1 \div 2,5)$$

$$m_2 = (1,5 \div 2,5)$$

Donc on prend : $m_1 = 2$ et $m_2 = 2,5$

IV.4.2.3 Dimensionnement du drain tapis :

C'est le type de drainage le plus efficace pour la digue, car d'une part, on utilise moins de matériaux saturés, et d'autre part, il contrôle les filtrations de la retenue. Son inconvénient c'est qu'il existe une possibilité d'obstruction qui peut s'avérer très dangereuse. La sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur. Dans le dessin, on doit utiliser un facteur de sécurité plus élevé. Pour son dimensionnement on recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0.80 \text{ m}$; par rapport aux matériaux à employer et du remblai on peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre. La longueur est déterminée par la formule suivante :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \quad (IV.20).$$

Avec : L_b : Longueur transversale du barrage ($L_b = 97.35 \text{ m}$).

Donc : $L_d = \frac{97.35}{3} = 72 \text{ m}$ **$L_d = 32.45 \text{ m}$**

IV.4.3 Les filtres

La nécessité de placer des filtres entre des sols de granulométrie très différente est une pratique normale dans l'ingénierie. Les particules plus fines que le sol peuvent être entraînées par les forces de filtration et produire le phénomène de renard. Pour éviter ce phénomène, on protège le sol soumis au flux, dans ce cas, c'est la digue, avec des sols qui possèdent une granulométrie plus grossière pour éviter l'entraînement par les forces de filtration.

La conception des filtres, doit obéir aux conditions suivantes :

- Ils doivent posséder une perméabilité plus élevée que le matériau à protéger, afin de servir de drain. Il est accepté dans la pratique que le matériau du filtre ait une perméabilité 100 fois plus élevée que celle du matériau à protéger.
- Ils doivent être suffisamment fins pour éviter le phénomène de renard.
- Le filtre ne doit pas être ni colmaté ni dégradé par entraînement de ses éléments.
- Le matériau ne doit pas subir de modifications ou de dégradation dans le temps.
- Ils ne doivent pas posséder plus de 5% de particules plus petites que le tamis 200 (0.074 mm) et ces dernières ne doivent pas être en plastique.
- Pour éviter la dégradation du filtre, on accepte les particules de 5 cm (2 pouces) comme taille maximale.

IV.4.3.1 Critères de conception

$$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{85}^{sol}} \leq 4 \div 5 \quad \text{Condition de l'entraînement de particules fines par le phénomène de renard.}$$

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

$$\frac{D_{60}^{filtre}}{D_{10}^{filtre}} \leq 20 \quad \text{Coefficient d'uniformité du filtre.}$$

IV.5. Calcul du volume des différents matériaux

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 :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \quad (IV.21).$$

Avec : H_{bi} : hauteur du barrage à la coupe « i ».

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 :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} * H_{bi} \quad (IV.22).$$

Avec : b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

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

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) \cdot H_{bi}$$

Avec : m_1 et m_2 ; fruits de talus amont et aval respectivement.

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

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \quad (\text{IV.23}).$$

Avec :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * d \quad (\text{IV.24}).$$

Avec : Vi : volume de la digue à la coupe « i »

Si : surface de la digue à la coupe « i »

Si+1 : surface de la digue à la coupe « i+1 »

d : Distance horizontale séparant deux sections successives Si et Si+1

IV.6. Estimation du coût des variantes

Le calcul du volume des différents matériaux des variantes dans la Annexe.N°3

tableau suivant récapitule le coût des différentes variantes étudiées :

Tableau N°IV.04 : Coûts des différentes variantes étudiées.

variante	Matériaux	Quantité (m³)	Prix unité (Da)	Coût (DA 10 ⁶)	Totale (DA 10 ⁶)
homogène	Recharge Argile	76916.8044	400	30.76672174	41.06845494
	Rip-Rap	3603.003	1200	4.3236036	
	Filtres et drains	5870.672	800	4.6965376	
	drain vertical	1601.99	800	1.281592	
Zoné	Recharge	62822.012	500	31.41100601	43.29412814
	le Noyau	14094.7923	400	5.63791693	
	Filtres et drain	1201.001	800	0.9608008	
	Rip –Rap	3603.003	1200	4.3236036	
	Enrochement ((drainage	1201.001	800	0.9608008	
Avec masque	Recharge (enrochement)	76916.8044	400	30.76672174	66.79675174
	masque en béton	3002.5025	12000	36.03003	

Conclusion :

On se référant au tableau précédant on voit que nous ne pouvons que nous orienter vers la première variante car elle est la plus économique.

Rappelons que cette variante est la plus compatible avec notre site dont la quantité des matériaux de construction ne nous permet pas de construire un barrage zoné.

Suivant que toutes ces considérations économiques soient elles ou techniques, on opte pour « un barrage homogène avec drain vertical ».

V.1. Définition du profil général du barrage

La digue du barrage d'Oued TAMZA est en remblai homogène, avec une hauteur totale de 15,7 m.

La largeur en crête est de 7m, et les fruits des talus amont et aval sont données successivement de (3- 2,5) .la digue est disposée de deux bermes aux côtes 1104.85 m N.G.A.

▲ 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 N°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 III*.

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 :

$$H_b = NNR + h_{dev} + R + t$$

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

Pour la revanche, on a calculé dans le chapitre d'hydrologie.

$$R = 1,21 \text{ m}$$

b) Largeur en crête

Pour la largeur en crête est aussi calculé au niveau de chapitre d'hydrologie

$$b_{cr} = 7,00 \text{ m}$$



$$H_b = 15.7 \text{ m}$$

c) Pentes des talus

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales.

Tableau N°V.2: 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 3 ($m_1=3$)

✓ Le fruit aval est 2.5 ($m_2=2.5$)

a) Les bermes

Pour les barrages de grandes hauteurs on prévoit des bermes à chaque 10m de hauteur généralement. Celles-ci servent à augmenter la stabilité des talus, les protéger contre les affouillements et à faciliter les travaux au cours de construction et de réparation. (Faciliter l'accès à tout endroit de bief).

Les bermes sont exécutées pour des hauteurs de (10-15) m, leur largeurs varient de (2 -3) m avec des pentes de l'ordre de (1‰).

*** Talus amont**

Une berme est projetée au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, donc nous aurons une berme de largeur 2 m à la cote 1104.85m NGA.

*** Talus aval**

les bermes au talus aval servent à l'évacuation des eaux de ruissellement, il y a une seule berme au talus aval .

berme est disposée à la cote 1104.85 m NGA avec une largeur de 2 m.

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 :

$$e = C \cdot V^2 . \quad (V.1)$$

Où :

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

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s]; sachant que $V=3.20\text{m/s}$

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

La valeur de C est donnée par le tableau suivant (V.3).

Tableau N°V.3: Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.[6]

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\theta = 2,50$	$\theta = 2,65$	$\theta = 2,80$
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

On a une épaisseur d'enrochement $e=0,25\text{m}$, pour plus de sécurité on prend $e= 0,50\text{m}$.

V.2.3. 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 Los Angeles (chocs) et l'essai (Micro- Deval) 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.2.4. Drain vertical

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 minimale et l'implantation idéale 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).

V.3. Drainages

L'objectif fondamental de ses constructions est de contrôler l'évacuation du flux de filtration et réduire le volume des matériaux saturés du barrage, en augmentant ainsi la stabilité de l'ouvrage.

Les conditions des drainages:

- a. Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté.

- b. Ne pas permettre l'effet de renard; c'est pourquoi, on doit avoir une ou plusieurs couches filtrantes.

On doit contrôler son fonctionnement.

V.3.1. Prisme de drainage

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation. Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued. Sa hauteur minimale est fonction du niveau d'eau dans le talus en aval et sa stabilité dépend des critères du concepteur. On peut calculer sa hauteur selon $0.2 H$ où H est la hauteur du barrage.

V.3.1.1. Dimensionnement du prisme aval

✱ **Fruits des talus**

$m_1 = (1 \div 1,75)$ on prend $m_1=1,5$

$m_2 = (1,5 \div 2, 5)$ on prend $m_2=2,5$

✱ **la hauteur du drain**

Elle est exprimée par
$$h_{dr} = (0,15 \div 0,2) * H_{bcr} \quad .(V.2)$$

Où : H_{bcr} : Hauteur du barrage ;

AN
$$h_{dr} = 0,15 * 15,7 = 2,35 \text{ m}$$

✱ **la largeur en sommet**

Elle est donnée par
$$b_{dr} = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4} \right) * h_{dr} \quad (V.3)$$

AN
$$b_{dr} = \frac{1}{3} * 2,35 = 0,78 \text{ m}$$

✱ **largeur en base du drain**

Elle est exprimée par
$$B = b_{dr} + (m_1 + m_2) * h_{dr} \quad (V.4)$$

AN
$$B = 0,78 + (1,5 + 2,5) * 2,35 = 10,18 \text{ m}$$

V.3.1.2. Epaisseur du drain

D'après le tableau (V.4) :

Tableau N°V.4: épaisseur minimal de drain (Gérard DEGOUTTE ,1997)

$H^2\sqrt{V}$	<30	30 à 100	100 à 300	300 à 700	700 à 1500
Epaisseur(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 à $H=15.7\text{m}$, et $V=0.303 \text{ Hm}^3$ donc $H^2\sqrt{V}=135,68(100\div 300)$

$$e_{\text{dr}} = 1 \text{ m}$$

V.3.2.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).

V.3.2.1.Dimensionnement du tapis drainant

➤ Longueur du tapis drainant

$$L_d = (1/3-1/4) L_b \quad (V.5)$$

$$L_d = 1/3 L_b$$

L_d : longueur du drain tapis en (m).

L_b : largeur transversal du barrage (99.5m).

On trouve :

$$L_d = 33.55 \text{ m.}$$

V.4.Calcul des filtres

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

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

D'où

- η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = D_{60}/D_{10}$;
- n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \log \eta$;
- $n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux ;
- $n_0 = 0,45$ pour les sols argileux.

Condition 2

Condition de (TERZAGI ,1922) (CIGB ,1994):

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \quad (\text{V.7})$$

- 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 :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \quad (\text{V.8})$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \quad (\text{V.9})$$

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

$$d_{15} = 0,00035 \text{ mm} ; \quad d_{50} = 0,002 \text{ mm} ; \quad d_{85} = 0,1 \text{ mm}.$$

✓ La première couche de filtre est entre des terres du corps du barrage et la première couche de drain a les limites suivantes :

- $0,0042 \text{ mm} < D_{15} < 0.014 \text{ mm}$;
- $0.024 \text{ mm} < D_{50} < 0.116 \text{ mm}$.

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0.0091 \text{ mm} ;$$

$$D_{50} = 0.07 \text{ mm}.$$

La deuxième couche des filtres on la détermine de fonction de la courbe moyenne de la première couche :

$$0.1092 \text{ mm} < D_{15} < 0.364 \text{ mm}$$

$$0.84 \text{ mm} < D_{50} < 4.06 \text{ mm}.$$

D'où la courbe granulométrique moyenne de deuxième couche du filtre a les dimensions suivantes :

$$D_{15} = 0.236 \text{ mm}.$$

$$D_{50} = 2.45 \text{ mm}.$$

V.5.3.Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres

➤ Filtre N°01

▲ Condition

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[n]{\eta} (1 + 0,05 \eta) \frac{n}{1 - n} . \quad (\text{V.10})$$

D'après la courbe granulométrique du sable :

$$D_5 = 0,006 \text{ mm} ; D_{10} = 0,0065 \text{ mm} ; D_{15} = 0,009 \text{ mm} ;$$

$$D_{17} = 0,01 \text{ mm} ; D_{50} = 0,07 \text{ mm} ; D_{85} = 1.2 \text{ mm} ; D_{60} = 0,14 \text{ mm}.$$

- ✓ $\eta = D_{60}/D_{10} = 21.5$ Coefficient d'hétérogénéité ;
- ✓ $n_0 = 0,4$ d'où $n = 0,30$;
- ✓ $D_5/D_{17} = 0.6 > 0,51$

∞ La condition est vérifiée donc pas de phénomène de renard dans le sol.

▲ Condition 2: (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,076}{6} = 0,013 < 4 \quad (\text{V.11})$$

La condition est vérifiée donc pas de zone de transition.

➤ Filtre n°02

$$\blacktriangle \quad \text{Conditio} \quad \frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt{\eta}(1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} \quad (\text{V.12})$$

$$D_5/D_{17}=0.36 > 0,52 : \text{pour } n=0,31 ; \eta=21.8.$$

La condition est vérifiée de non-existence du phénomène de renard.

Conclusion

On prévoit:

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur = 15 cm.
- La deuxième couche est en gravier d'épaisseur = 15 cm.
- L'enrochement d'épaisseur = 30 cm.

V.4.3.Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain :✓ **Condition de perméabilité :**

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5 \quad (\text{V.13})$$

D_{15} : diamètre correspondant à 15% du drain.

d_{15} : diamètre correspondant à 15% de l'argile.

$$D_{15} = 0.076 \text{ mm}$$

$$d_{15} = 0.004 \text{ mm.}$$

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} = \frac{0.009}{0.00035} = 25 > 5$$

Donc la condition de perméabilité est vérifiée.

✓ **Condition de non entraînement des particules fines :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5 \quad (\text{V.14})$$

D_{15} : diamètre correspondant à 15% du drain.

d_{85} : diamètre correspondant à 85% de l'argile.

$$D_{15} = 0.078 \text{ mm, } d_{85} = 0.1$$

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.009}{0.1} = 0,09 < 5$$

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.5.1. 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.5.2. 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.

▲ Hypothèses de calcul 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, et que la couche imperméable ait un coefficient de filtration nul.

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:

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \quad (V.15)$$

Avec :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d. \quad (V.16)$$

d : largeur de base du massif.

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

La ligne phréatique coupe le talus aval en un point « C_o » à une distance « a » du foyer « o » et une distance « a + Δa » du point d'intersection « C » de la parabole de KOZNEY avec le talus aval.

D'après Casagrande « a » ne dépend que de la distance focale de la parabole de base et de l'angle θ du talus aval. Il a dressé la courbe de variation de C : telle que :

$$C = \frac{\Delta a}{a + \Delta a} \quad \text{en fonction de } \theta, \text{ d'où on peut déterminer } \ll C_o \gg$$

Pour avoir la ligne de saturation, il suffit de relier la parabole de base au point « C_o » et « b » par une courbe normale au parement amont en « b » et tangente à la parabole.

b : le point d'intersection du talus amont avec le plan d'eau.

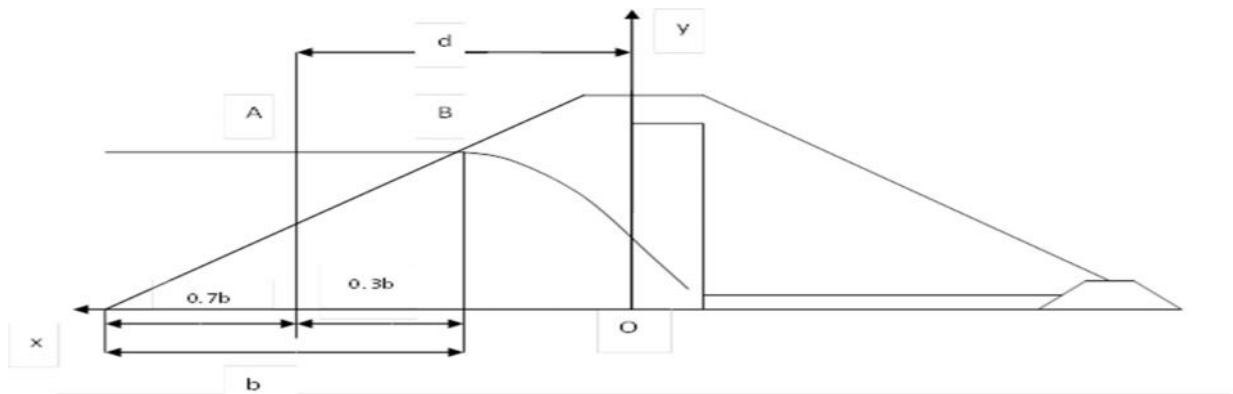


Fig N°V.1 : Calcul l'infiltration qui traverse le corps de la digue

On a : $d = 25,45\text{m}$ et $h=13,8\text{m}$

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad \text{Donc : } y_0 = 3,45 \text{ m}$$

L'équation de la parabole s'écrit :

$$2xy_0 = y^2 - y_0^2 \quad \text{donc : } 2x \cdot 3,45 = y^2 - (3,45)^2$$

$$\text{D'où : } y^2 = 6,9x + 11,9$$

Les coordonnées de la parabole sont données dans le tableau (VI.6).

Tableau N°V.5 : Les coordonnées de la parabole

x	0	3	6	9	12	15	18	21	24	27	30	33	36
y	3.45	5.71	7.30	8.60	9.73	10.74	11.67	12.52	13.32	14.08	14.80	15.48	16.13

V.5.3.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 : $q_n = K \cdot I \cdot A$ (V.17)

q_n : débit d'infiltration ($\text{m}^3/\text{s/ml}$).

I : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité.

A : section d'infiltration par unité de longueur.

$$\diamond \text{ le gradient hydraulique est déterminé } I = \frac{dy}{dx} \quad (\text{V.18})$$

$$\text{et : } A = y \cdot I$$

Pour une digue homogène assis sur fondation imperméable

$$q_n = K y \frac{dy}{dx} \quad (\text{V.19})$$

$$\text{Avec : } y \frac{dy}{dx} = y_0$$

$$\text{D'où : } q_n = K y_0 \text{ m}^3/\text{s/ml}.$$

$$\text{Soit : } q_n = 1.71 \cdot 10^{-11} \cdot 3,45 = 5,89 \cdot 10^{-11} \text{ m}^3/\text{s/ml} \quad \Rightarrow$$

$$q_n = 5,89 \cdot 10^{-11} \text{ m}^3/\text{s/ml}.$$

$$Q=q.L=215 \cdot 5,89 \cdot 10^{-11} \text{ m}^3/\text{s} \quad \Rightarrow \quad Q=1,26 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$$

V.5.4.Calcul du débit d'infiltration à travers la fondation

Elle est pratiquement assurée par le substratum argileux imperméable

V.6.Calcul de stabilité

V.6.1.Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)

La demande croissante de construire des ouvrages par des remblais et des déblais a augmenté le besoin de bien comprendre les méthodes analytiques, outils investigateurs et les méthodes stabilisantes afin de résoudre les problèmes de stabilité des inclinaisons. Les méthodes de stabilisation impliquent des techniques spéciales de construction qui doivent être comprises et modelées dans des chemins réalistes.

Une compréhension de la géologie, d'hydrologie et des propriétés du sol est importante pour appliquer les principes de la stabilité correctement. de ce fait, l'études de la stabilité des pentes est d'une importance primordiale dans la construction des excavation des digue, des barrages...,elles a faites l'objet de plusieurs méthode de calcul qui ont été développées afin d'étudier le mécanique de rupture.

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, 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 calcules 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
 - ☞ glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

- ✱ Glissement en cascade
- ✱ 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.6.2.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 (Talus aval).
- Fonctionnement normal (talus aval).
- Lors d'une vidange rapide (talus amont).

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 au centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} »

V.6.3.Ordre de calcul (Méthode des tranches)

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 :

$$R_1 = K_1 H_b \quad .(V.20)$$

$$R_2 = K_2 H_b \quad .(V.21)$$

H_b : Hauteur totale du barrage.

(K_1 - K_2) : sont déterminés d'après le tableau (V.8) en fonction de pentes de talus.

Tableau N° V.6 : Valeurs de K_1 , K_2 en fonction de pente de talus (V.volkov, 1986)

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/Hb$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/Hb$	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 tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

▲ Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G_n \cos \alpha$ (V.21)

▲ Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin \alpha$ (V.22)

▲ α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

* Les caractéristiques géotechniques des sols

Tableau N°V.7: Caractéristiques géotechniques des sols

Paramètres	Unité	Corps du barrage
φ	Degré (°)	11,00
C	T/m ²	4,00
γ_{sat}	T/m ³	2,00
γ_d	T/m ³	1,80

V.6.4. 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 : $G_n = b (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2)$

h_1, h_2, h_3 : hauteurs des tranches.

γ_1 : densité de la zone du massif située au-dessus de la ligne de saturation.

(γ_d : densité sèche).

γ_2 : densité de la zone du massif située au-dessous de la ligne de saturation.

(γ_{sat} : densité du matériaux de construction à l'état saturé).

b : largeur de la tranche.

Cette force-là a deux composantes :

- $N_n = G_n \cdot \cos \alpha$. qui est une force normale stabilisatrice.

- $T_n = G_n \cdot \sin \alpha$: qui est une force déstabilisatrice tangentielle au cercle de glissement.

Avec :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{\text{nombre.total.des.tranches}} \quad (V.23)$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha} \quad (V.24)$$

* Pour le cas d'une vidange rapide on utilise pour le calcul du poids de la tranche la densité déjaugée $\gamma' = (\gamma_{sat} - 1)$.

↳ Forces de pression interstitielles :

Si le réservoir est plein la force de pression interstitielle se calcule comme suit :

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \quad (V.25)$$

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 :

$$F_c = c \cdot dl \quad (V.26)$$

C : Cohésion du sol considéré.

↳ Forces dues au séisme :

Ces forces sont considérées horizontales, appliquées aux centres des tranches et sont dues à l'accélération du mouvement provoqué par le séisme.

$$T = a G_n \quad (V.27)$$

a : Coefficient d'accélération ($a=0,25$).

G_n : Poids de la tranche.

V.6.5. Classement des forces

On peut classer toutes ces forces comme suit :

1. Les forces stabilisatrices :

a) Force de frottement : $F_1 = N_n \tan \varphi - U \, dl \tan \varphi. \dots$ (V.28)

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

b) Force de cohésion $F_c = c \, dl$. (V.29)

Avec : $dl = \frac{b}{\cos(\alpha)}$; b : largeur de la tranche.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N_n - U \, dl) \tan \varphi + c \, dl] R \quad (V.30)$$

R : rayon de la courbe de glissement.

2. Les forces déstabilisatrices (motrices)

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle au cercle de glissement, elle tend à faire glisser la tranche du talus vers le bas.

Le moment de ces forces par rapports au centre du cercle de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n. \quad (V.31)$$

Dans le cas d'un séisme il y a une force particulière supposée horizontale qui tend à faire vibrer la tranche du talus. Le moment de cette force est :

$$M_T = a G_n \, dn. \quad (V.32)$$

Remarque: Les moments de toutes ces forces sont calculés par rapport au centre du cercle de glissement.

V.6.6. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

* calcul de K_s : (coefficient de sécurité) :

Le coefficient « K_s » est le rapport du moment des forces stabilisatrices sur les moments des forces motrices par rapport au centre de glissement donné par :

$$K_s = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \varphi + \sum C d L}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \quad (\text{V.33})$$

dn : la distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

R : c'est le rayon du cercle de glissement.

☞ **avec effet de séisme :**

$$K_{as} = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n - p) \operatorname{tg} \varphi + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \sin \alpha_n + \frac{\sum a G_n d_n}{R}} \quad (\text{V.34})$$

☞ **Sans l'effet de séisme:**

$$K_{ss} = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n - p) \operatorname{tg} \varphi + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \sin \alpha_n} \quad (\text{V.35})$$

✱ **Calcul du K_s pour le cas de vidange rapide**

K_s est calculé seulement pour le talus amont. Et dans ce cas-là on calcule le poids de la tranche à l'aide de la densité déjaugée du matériaux γ'.

☞ **Avec effet de séisme :**

$$K_{as} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \varphi + \sum C d l}{\sum G_n \sin \alpha_n + \sum a \frac{G_n d_n}{R}} \quad (\text{V.36})$$

☞ **Sans effet de séisme :**

$$K_{ss} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \varphi + \sum C d l}{\sum G_n \sin \alpha_n} \quad (\text{V.37})$$

Les résultats de calcul de stabilité sont donnés dans l'annexe N°4.

Le coefficient K_s calculé doit être supérieur à «K_{s adm}»,

Tableau N°V.8: Coefficient de stabilité admissible des talus

Combinaison des charges Et des actions	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de classe			
	I	II	III	V
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

En général les coefficients couramment admis sont:

- ▲ 01,50 pour les conditions normales de service;
- ▲ 01,30 pour la fin de construction et la vidange rapide;
- ▲ 01,00 pour le séisme maximal probable.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau (V.N°9).

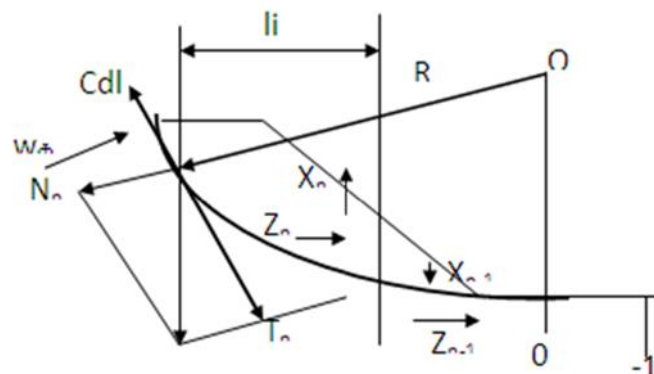
**Fig N°V.1 :** Schéma de calcul statique

Tableau N°V.9 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Cas de sollicitation		Coefficients de sécurité	
		<u>Sans séisme</u> $K_{ss, adm} = 1,10 \div 1,15$	<u>Avec séisme</u> $K_{as, adm} = 1,05$
Fin de Construction	<u>Talus amont</u> $R_1=40,29\text{m}$ $R_2=41,04\text{m}$ $R_3= 29,28\text{m}$	2,44 2,49 2,49	1,55 1,57 1,59
	<u>Talus aval</u> $R_1= 35,7 \text{ m}$ $R_2= 32,67 \text{ m}$ $R_3= 34,41 \text{ m}$	2,51 2,05 2,15	1,68 1,39 1,44
Fonctionnement Normal	<u>Talus aval</u> $R_1= 36,52 \text{ m}$ $R_2= 35,68 \text{ m}$ $R_3= 25,74 \text{ m}$	2,27 2,13 2,66	1,49 1,47 1,74
Vidange Rapide.	<u>Talus amont</u> $R_1= 42,05 \text{ m}$ $R_2= 39,11 \text{ m}$ $R_3= 32,55 \text{ m}$	2,38 2,04 2,73	1,45 1,35 1,68

Conclusion :

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissibles avec et sans séisme

Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

Introduction

Les barrages sont habituellement équipés par des ouvrages annexes ont pour objectif L'établissement de la retenue et l'assurances de la sécurité du barrage.

Si on veut classer ces ouvrages d'après les critères de fonctionnement de chaque ouvrage, on distingue :

- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de la dérivation provisoire.

En plus dans chaque catégorie de ces ouvrages on les trouve différentes variantes, représentants des avantages et des inconvénients, ça nous simplifier de choisir le type d'ouvrage le plus approprié (fonctionnement - économie) à notre retenue.

VI.1. 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 crée d'érosion en aval risquant d'être dommageable pour la digue.

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

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

1. la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
2. les difficultés de réalisation.
3. les exigences typographiques 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.1.2. 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 anti-vortex (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 déversant.

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 peut élever.
- 2) 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.1.3. Choix de la variante

➤ L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles 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 ; tous ces problèmes ramènent 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 déversant 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.

La variante d'évacuateur de crues à retenir est celle d'un évacuateur latéral à entonnement frontal.

VI.2. 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.2.1. Type de prise

a) Prise d'eau flottante

Elle permet un prélèvement d'eau à une profondeur constante et permet aussi la réparation des fonctions de prises et de vidange ; mais, c'est un système qui comporte des inconvénients puisqu'il nécessite des mécanismes relativement sophistiqués qui demandent un entretien périodique à leurs pièces hydromécaniques. Vu ces inconvénients, cette variante est rejetée.

b) Prise d'eau fixée à un tour de prise

C'est un dispositif coûteux du point de vue technique, il est préférable puisqu'il permet le prélèvement d'eau à plusieurs niveaux et d'autre part, les fonctions prises et vidange sont séparées.

Cette variante est rejeté parce que il est coûteux et très compliqué pour ta réalisation et aussi ce système et utilise pour grand barrage.

c) Conduite de vidange et de prise d'eau en charge

Cette variante est économique étant donné que les deux ouvrages (prise et vidange) sont regroupés en un seul ouvrage.

Cette variante est envisageable lorsque le débit prélevé est inférieur à 3 m³/s et pas de risque de l'apport solide.

Malgré il y a des inconvénients pour ce système mais nous avons adopté parce que le plus économique et le plus simple pour la réalisation.

VI.2.2.Choix de la variante

Vu la destination du retenue (irrigation des parcelles adjacentes), le prélèvement des eaux peut être effectué à un niveau unique, la qualité des eaux n'est pas d'une grande turbidité vu les apports solides faibles. L'ouvrage de prise en conduite permet la prise avec faible perte de charge, et un coût relativement faible par rapport aux deux autres variantes (flottantes, tour de prise), cela rend celle-ci la variante la plus adéquate.

La variante de l'ouvrage à retenir est celle d'une tour de prise.

VI.3. Ouvrage de vidange

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

- ✓ D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus aval).
- ✓ De vider la tranche morte en fin saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire (prise, parement amont de la digue).
- ✓ De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

VI.3.1. 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.3.2. Conduites à écoulement libre

Deux types de conduites peuvent être employés 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.

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.3.3. 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.

La variante de l'ouvrage de vidange à retenir est celle d'une conduite en charge.

VI.3.4.Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange

- 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'ont 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) 300 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 avale.

H : Hauteur du barrage en [m].

V : Volume d'eau stocké en [M m³].

Pour le conduite de vidange on prévoit une surélévation par rapport à la galerie de dérivation pour éviter tout risques d'envasement pouvant à la suite bloquer la vanne.

L'ouvrage de vidange sera constitué de deux vannes, une vanne de garde. (Batardeau) en amont et une autre en aval.

VI.4. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange**VI.4.1. Calcul du débit de vidange**

La plupart des barrages réservoirs doivent être munis d'un ouvrage de vidange placé en fond de la retenue et ayant une capacité d'évacuation plus importante.

Les rôles de cet organe sont les suivants :

- Laisser passer le débit courant de la rivière ou une petite crue éventuelle, pendant la construction du barrage.
- Vider la retenue pour la surveillance, l'entretien et les réparations du barrage et de ses ouvrages annexes, ou en cas de danger.
- Accessoirement remplacer la prise d'eau ou permettre la répartition de celle-ci en cas de défaillance.

Un dispositif de vidange est absolument indispensable pour tout barrage de retenue qui représente un investissement notable.

La conduite de vidange est généralement disposée sous le barrage. Exceptionnellement, pour les gros ouvrages, il peut être intéressant de prévoir une galerie latérale. Elle peut fonctionner sous pression si son diamètre est petit ou moyen, ou en écoulement à surface libre lorsqu'elle est de gros diamètre.

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

La capacité de la conduite doit permettre la vidange en huit (8) jours.

Le débit de vidange du volume utile est de

$$Q = \frac{V_U}{T} + Q_0. \quad (VI.1)$$

Avec : Q_0 : Débit moyen entrant de l'Oued pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

V_U : volume utile de retenue ($V_U = 240716 \text{ m}^3$)

T : temps de vidange en seconde estimé à 10 jours.

On trouve : **$Q=0,3 \text{ m}^3/\text{s}$**

VI.4.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et sa diamètre :

On a :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \quad (VI.2)$$

D'où :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}} \quad (VI.3)$$

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 : $\mu \in [0,8 - 0,85]$.A.N :

$$S = \frac{0,3}{0,8 \cdot \sqrt{2g \cdot 13,8}} = 0,023 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,023}{\pi}} = 0,171 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D_{vf} = 200 \text{ mm}$$

*Correction du coefficient de débit μ :

On a :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \quad (VI.4)$$

 $\sum \xi_I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).✚ Coefficients des pertes de charge linéaires:

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \quad (VI.5)$$

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \quad (VI.6)$$

 λ : Coefficient de perte de charge.n : Coefficient de rugosité [$n = 0,014 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$].D : Diamètre de la conduite [$D = 200 \text{ mm}$].

L : longueur de la conduite de vidange en [m] (l = 100 m).

A.N :

$$\lambda = 0.041$$

$$\sum \xi_l = 20.94 \text{ m}$$

 Coefficient des pertes de charge singulières:

On a :

$$\xi_{\text{entrée}} = 0,5$$

$$\xi_{\text{sortie}} = 1$$

$$\xi_{\text{vannes}} = (0,1 + 0,1) = 0,2$$

Donc :

$$\sum \xi_s = 1,2 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (20.94 + 1,2)}} = 0,21$$

Et :

$$S = \frac{0,3}{0,21 \cdot \sqrt{2g \cdot 13,8}} = 0,087 \text{ m}^2$$

D'ou :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,087}{\pi}} = 0,332 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$D_{vf} = 400 \text{ mm}$

L'ouvrage de vidange sera édifié en tête du tunnel de la dérivation à environ 100m de l'axe du barrage. La conduite étant en acier de diamètre 400mm.

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$V_s = \frac{Q_{vf}}{S_{con}}$$

AN :

$V_s = \frac{0,3}{0,087} = 3,44 \text{ m/s}$
--

VI.5) Dimensionnement de la prise d'eau :

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (les besoin de l'irrigation).

D'après le Tableau III.37, le volume maximum demandé est celui du mois de juillet.

$$V_{\max} = 0,09638 \text{ Mm}^3.$$

Donc :

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{0,096.10^6}{31 \cdot 86400} = 0,035 \text{ m}^3/\text{s}$$

T : Temps de prise (T = 31 jours). à raison de 8 heures par jour

$$Q_{\max} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

μ : coefficient de débit : $\mu = 0.3$

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval.

A.N :

$$S = \frac{0,035}{0,3 \cdot \sqrt{2g \cdot 6}} = 0,011 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,011}{\pi}} = 0,118 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D = 160 \text{ mm}$$

***Correction du coefficient de débit μ :**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}}$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Donc :

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D}$$

AN :

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{0,03 \cdot 100}{0,160} = 21,56 \text{ m}$$

Donc :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 21,56}} = 0,30$$

C'est le même coefficient de débit donc :

D = 160 mm

*** Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau**

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\text{max}}}{S} = \frac{0,035}{0,011} = 3,18 \text{ m/s}$$

Conclusion

Une vanne papillon de 400 mm de diamètre sera placée dans la chambre de commande des vannes en aval de la conduite de vidange. Les vannes peuvent être soit opérées manuellement soit à distance par des organes de commande hydrauliques.

Introduction

Les évacuateurs de crues sont des dispositifs de sécurité placés dans les barrages pour assurer convenablement l'évacuation des trop-pleins et leur restitution adéquate dans le thalweg en aval. Ces trop-pleins sont calculés sous forme de crues exceptionnelles.

VII.1 Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues

Le choix du type de l'évacuateur, de son dimensionnement est une phase essentielle dans la conception d'un barrage, car sa sécurité et sa longévité en dépendent.

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.

1. Rive gauche

On remarque que l'implantation de l'évacuateur de crues sur cette rive est difficile. Car la pente est importante. Ceci peut entraîner des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression, instabilité de l'écoulement) qui par conséquent influent sur la stabilité de l'ouvrage.

2. Rive droite

L'évacuateur de crues implanté sur cette rive sera rectiligne sur toute sa partie déversante et ses ouvrages intermédiaires (coursier, chenal), 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 déversant de 22 m 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, donc on n'aura aucun risque de submersion.

Les calculs hydrauliques seront donc établis pour la même largeur déversant (22 m) et pour la même charge ($h_{\text{dév}} = 1,31 \text{ m}$) et le même débit déversant ($70.13 \text{ m}^3/\text{s}$).

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 :

$$V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}} \quad (VII.1)$$

Q : Débit à évacuer [m³/s].

Scan : Section du canal en [m²] et Scan = H x b.

H : Charge d'eau [m] et H = h + P.

P : Hauteur de pelle en [m].

h : Lane déversante en [m].

A.N.:

$$V_{ap} = \frac{70.13}{22 \cdot (1,31 + 1,5)} = 1,13 \text{ m/s}$$

$V_{ap} \leq V_{adm}$ tel que V_{adm} compris entre 4,4 et 10m/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 :

$$Y = \frac{X^{1.85}}{2H^{0.85}} \quad (VII.2)$$

H : Charge sur le déversoir (m).

Les coordonnées du déversoir sont données par le tableau si dessous et le profil du déversoir est représenté par la Figure N°VII.1.

Tableau N°VII.1: Coordonnées de profil

X	Y
0.00	0
0.47	-0.1
0.69	-0.2
0.86	-0.3
1.00	-0.4
1.13	-0.5
1.25	-0.6
1.36	-0.7
1.46	-0.8
1.56	-0.9
1.65	-1
1.73	-1.1
1.82	-1.2
1.90	-1.3
1.98	-1.4
2.05	-1.5

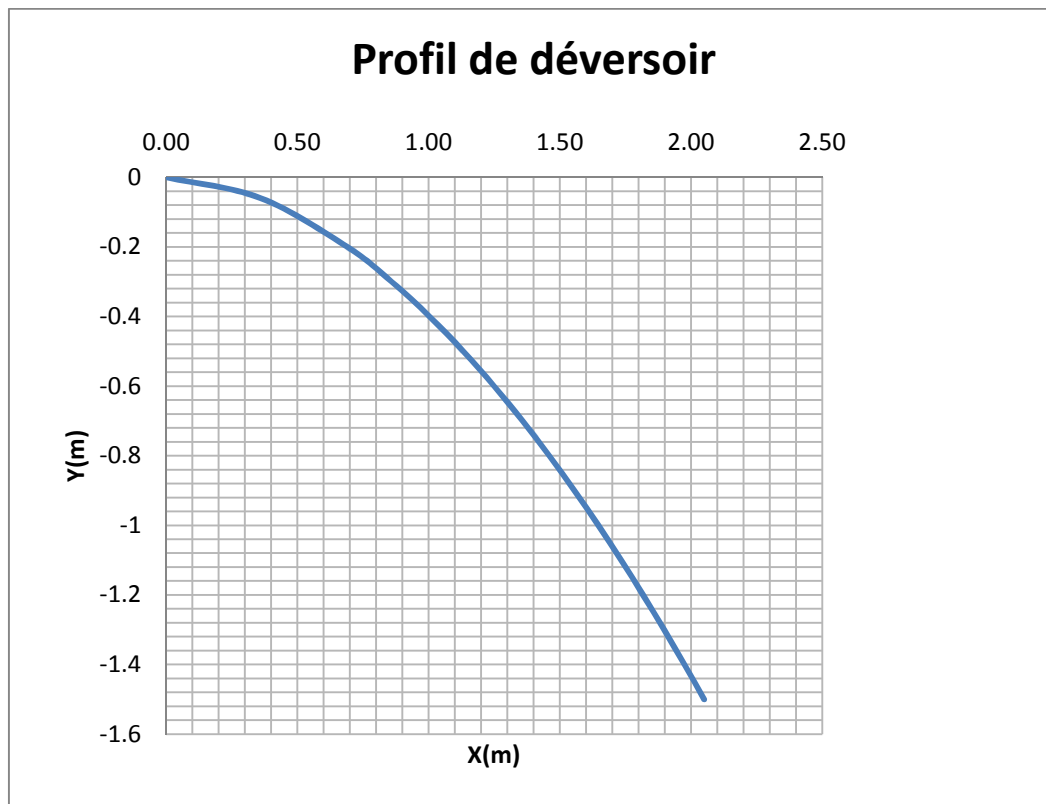


Fig N°VII.1 : Profil Creager (Quadrant aval)

VII.2.3 Chenal d'écoulement

La trace du chenal doit être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieure à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial

La longueur du chenal est égale à 14.5 m

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique " y_c " et la pente critique.

- profondeur critique

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b} \right)^2} \quad (\text{VII.3})$$

Ou :

Q : débit de projet lamine ($Q = 70.13 \text{ m}^3/\text{s}$);

b : la largeur de déversoir.

A.N :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9,81} \cdot \left(\frac{70.13}{22} \right)^2} = 1,01 \text{ m}$$

- pente critique

La pente critique se détermine par la formule de Manning

$$Q = K \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Avec :

R_H : rayon hydraulique en [m];

I : pente en [m/m];

S : section mouillée;

K : coefficient de Manning –Strickler ($K = 71$) [$\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s}^{-1}$]

Pour une section rectangulaire

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + (2 \cdot y_c)^{2/3})}{K \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2 \quad (\text{VII.3})$$

A.N :

$$I_{cr} = \left[\frac{70.13 \cdot (22 + (2 \cdot 1,28))^{2/3}}{71 \cdot (22 \cdot 1,28)^{5/3}} \right]^2 \cdot 100\% = 0,202\%$$

$I_{cr} = 0.202 \% > 0.1\%$, donc la condition est vérifiée

VII.2.4 Calcul du convergent

Le convergeant 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.

α est calcul par la formule suivante :

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{1}{2F_1} \left(\frac{L_1}{L_2} - 1 \right) \quad (\text{VII.4})$$

l_1 : est la largeur au plafond du bief amont

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle

A.N : $\tan \alpha = \frac{(\Delta l / 2)}{L}$ donc : La longueur du convergent est : **L = 10 m** (VII.5)

VII.2.5 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 :

$$B = Q^{0.4} \text{ (m)}$$

A.N :

$$B = 70.13^{0.4} = 5.47 \text{ m}$$

On prend : **B = 7m**

02- Longueur du coursier

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est **32 mètres**.

03- La profondeur critique

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} = 1. \quad (\text{VII.5})$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}} \quad (\text{VII.6})$$

B : est la largeur du coursier égale à 7 m.

A.N :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{70.13^2}{g \cdot 7^2}} = 2,17$$

04- Pente critique

$$I_{cr} = \left(\frac{Q}{C_{cr} \cdot S_{cr} \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2 \quad (VII.7)$$

S_{cr} : Section critique (m²).

R_{cr} : Rayon critique (m).

C_{cr} : Coefficient de CHEZY

$$C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6}$$

A.N :

$$S_{cr} = B \cdot h_{cr} = 7 \cdot 2,75 = 19,25 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = B + 2 \cdot h_{cr} = 7 + 5,5 = 12,5 \text{ m}$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = \frac{19,25}{12,5} = 1,54 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{0,014} 1,54^{1/6} = 76,75$$

Donc :

$$I_{cr} = \left(\frac{70.13}{76,75 \cdot 19,25 \cdot 1,54^{1/2}} \right)^2 \cdot 100\% = 0,146\%$$

$I_{\text{coursier}} > I_{cr}$

05- Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Le calcul de la ligne d'eau est effectué par moyen informatique ; avec logiciel CANAL21.

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)
70.13	71	0,175	0,55	2,17	NT	40

Tableau N°VII.03: Calcul de la ligne d'eau

Section	Abscisse	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)	V(m/s)
Amont	0	4	2,17	1,00	3,26	4.61
1	4	4	1,43	1,86	3,93	7.00
2	8	4	1,23	2,32	4,58	8.1
3	12	4	1,18	2,7	5,21	8.96
4	16	4	1,03	3,04	5,82	9.69
5	20	4	0,97	3,35	6,41	10.33
6	24	4	0,92	3,63	6,97	10.93
7	28	4	0,88	3,89	7,52	11.41
8	32	4	0,84	4,13	8,04	11.88
9	36	4	0,81	4,36	8,54	12.31
Aval	40	4	0,79	4,57	9,03	12.71

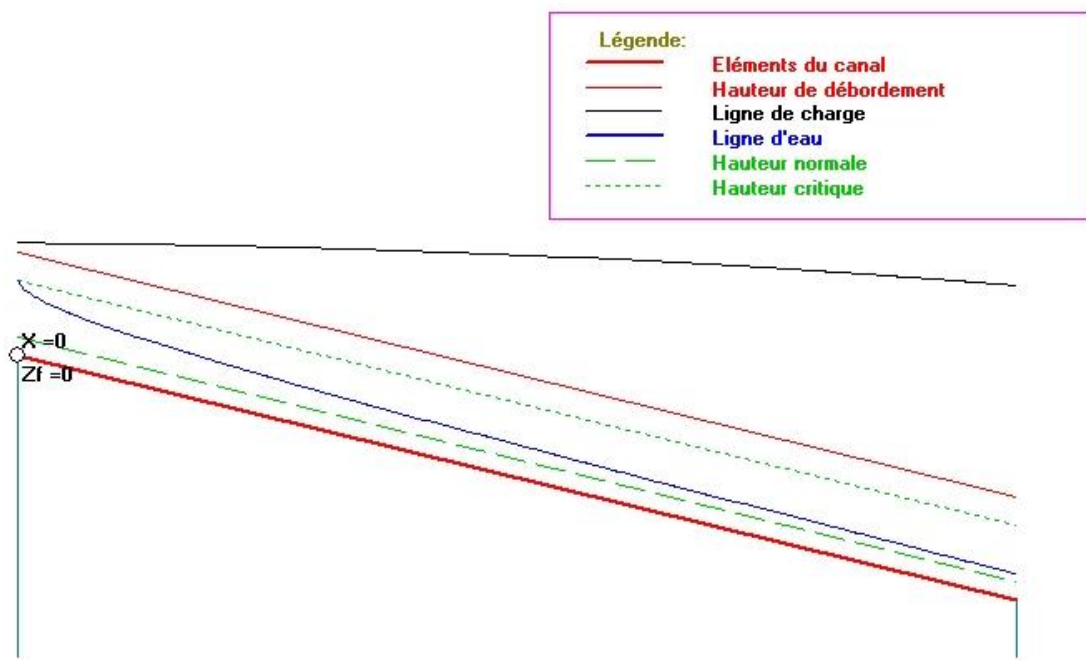


Fig VII.N°2 : Graphe de la ligne d'eau

On a :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g h_c}} \quad (VII.8)$$

Où :

Fr : nombre de froude;

V : Vitesse de sortie du coursier tel que $V = \frac{Q}{S}$.

AN :

$$V = \frac{70.13}{7 \cdot 0,79} = 12,68 \text{ m/s}$$

Donc :

$$Fr = \frac{12,68}{\sqrt{9,81 \cdot 0,79}} = 4,57$$

VII.2.6 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 :

$1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.

$1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.

$2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant.

$4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

$Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Pour notre cas :

$FR \geq 4.5$ et $V < 15 \text{ m/s}$ Donc on doit projeter un bassin de dissipation « **type II** ».

Voire l'Annexe 4.

- Dimensionnement du bassin

De l'abaque de l'Annexe "C" On a :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 6.8 \quad \text{Et on a aussi} \quad Y_1 = 0,79$$

Donc :

$$Y_2 = 6,8 \cdot 0,79 = 5,37 \text{ m}$$

- Longueur du bassin

De l'abaque de l'Annexe N°6 on a :

$$\frac{L_{bas}}{Y_2} = 2,2$$

Donc :

$$L_{bas} = 2,2 \times 5,37 = 11,81 \text{ m.}$$

On prend

$L_{bas} = 12 \text{ m}$

- Dimensionnement des blocs Chute

- La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = Y_1 = 0,79 \text{ m.}$
- La largeur des blocs de chutes : $l_1 = Y_1 = 0,79 \text{ m.}$
- Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = Y_1 = 0,79 \text{ m.}$
- Nbre des blocs de chutes : $N = 4$

Dimensionnement des blocs Chicanes

De l'abaque II de l'Annexe N°6 on a : $\frac{h_2}{Y_1} = 1,3$

- La hauteur des blocs de chicanes : $h_2 = Y_2 \cdot 1,3 = 1,03 \text{ m.}$
- La largeur des blocs de chicanes : $L = 0,75 \cdot h_2 = 0,78 \text{ m.}$
- Espacement entre deux blocs chicanes: $e = 0,75 \cdot h_2 = 0,78 \text{ m.}$
- Epaisseur des blocs de chicanes : $ep = 0,2 \cdot h_2 = 0,2 \text{ m}$
- Nbr des blocs de chicanes : $N = 3$

Dimensionnement de seuil terminal

De l'abaque II de l'Annexe "B" on a : $\frac{h_4}{Y_1} = 1,2$

- La hauteur de seuil terminal : $h_4 = Y_1 \cdot 1,2 = 0,94 \text{ m.}$
- La pente de seuil terminal : $m = 2$

VII.2.7 Canal de restitution

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec une talus 1/1 se $I_c = 0,6 \%$ et un talus de a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

*) La hauteur critique

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,015 \cdot \sigma_{cr}^2 \right) \cdot K \quad (\text{VII.9})$$

$$\text{Avec: } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} \quad \text{et : } \sigma = \frac{K \cdot m}{b} \quad [m = 1].$$

Donc : $K = \sqrt[3]{\frac{70.13^2}{g \cdot 7^2}} = 2,56$ et $\sigma = \frac{2,56 \cdot 1}{7} = 0,36$

D'où :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{0,36}{3} + 0.015 \cdot 0,36^2\right) \cdot 2,56 = 2,05 \text{ m}$$

***) Pente critique**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \quad (\text{VII.10})$$

$$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr} \quad \text{donc :} \quad S_{cr} = 18,55 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2} \quad \text{Donc :} \quad P_{cr} = 9,89 \text{ m}$$

$$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr} \quad \text{donc :} \quad R_{cr} = 1,87 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6} \quad \text{donc :} \quad C_{cr} = 79$$

$$I_{cr} = \frac{70.13^2}{18,55^2 \cdot 79^2 \cdot 1,87} \cdot 100\% = 0,4\%$$

***) La profondeur normale**

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le « CANAL21 » et on a :

$$h_n = 0.51 \text{ m}$$

***) La vitesse de l'écoulement**

$$V = Q/S = C\sqrt{RI} \quad (\text{VII.11})$$

A.N :

$$V = 79 \cdot \sqrt{1,87 \cdot 0,004} = 6,83 \text{ m/s}$$

$V \geq V_{adm}$ (1,8 à 2,2) m/s ; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

VII.3 Conception de l'évacuateur de crues

Après le dimensionnement hydraulique des éléments de l'évacuateur de crues, et le calcul de la ligne d'eau ; on doit vérifier l'apparitions des phénomènes hydrauliques pour prévoir la hauteur finale des bajoyers.

VII.3.1 Hauteur des murs bajoyers**1) Hauteur des murs à l'entrée du déversoir**

On a :

$$h_m = h_e + r$$

h_m : Hauteur des murs bajoyers en [m].

h_e : Lamé d'eau sur le déversoir [m].

r : Revanche de sécurité (m) donnée par $[r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}]$.

A.N:

$$V = 70.13 / (22.1,31) = 2,43 \text{ m/s}$$

donc :

$$r = 0.79 \text{ m.}$$

$$h_m = 1,31 + 0,79 = 2,10 \text{ m}$$

2) Hauteur des murs du chenal

Sur le long du chenal d'écoulement, la hauteur des bajoyers doit atteindre la crête du barrage.

3) Hauteur des murs au début du coursier

$$[r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}].$$

$$V = 70.13 / (7.2,17) = 4,6 \text{ m/s}$$

donc :

$$r = 0.84 \text{ m.}$$

$$h_m = 2,17 + 0,84 = 3 \text{ m}$$

4) Hauteur des murs à la fin du coursier

$$[r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}].$$

$$V = 70.13 / (7.0,79) = 12,68 \text{ m/s}$$

donc :

$$r = 0.93 \text{ m.}$$

$$h_m = 0,79 + 0,79 = 1,58 \text{ m.}$$

5) Hauteur de murs de bassin de dissipation

$$r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$$

$$V = 70.13 / (7.1,31) = 2,43 \text{ m/s}$$

donc :

$$r = 0.79 \text{ m.}$$

$$h_m = 0,79 + 0,79 = 1,58 \text{ m}$$

Remarque

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d'une épaisseur de 0.5m le long de tous les éléments de l'évacuateur de crues. Ces murs assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

VII.4 Vérification de l'apparition des vagues roulantes

Les vagues roulantes apparaissent si les deux conditions sont vérifiées :

$$\frac{b}{h} \geq (10 \div 12) \quad \text{et} \quad Fr^2 \geq 40 .$$

h: Profondeur d'eau minimale dans le coursier.

Donc :

$$\frac{b}{h} = 8,86 \leq (10 \div 12) \quad \text{et} \quad Fr^2 = 4.55 \leq 40$$

Les vagues roulantes n'apparaissent pas sur tout le long du coursier.

Introduction

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts.

L'organisation de chantier consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopte une mécanisation de plus en plus poussée ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient ;

VIII.1 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, 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 peut distinguer les installations suivantes :

VIII.1.1 Installations destinées au personnel

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VIII.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciment 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 choix entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

VIII.1.3 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.1.4 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.1.5 les 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 et est plus adapté lorsque la zone d'emprunt est éloigné du barrage ou a un relief très marqué.

La méthode de construction du noyau en argile se fait suivant la manière classique (terrassement et compactage) en respectant les normes ou exigences de règles d'humidité optimale et densité maximale.

VIII.2 Planification**VIII.2.1 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.2.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

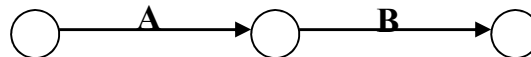
VIII.2.2.1 méthodes basées sur le réseau

VIII.2.2.1.1 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 :

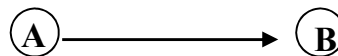
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



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.2.2.1.2 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.2.2.1.3 Différentes méthodes basées sur le réseau**VIII.2.2.1.3.1 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 pour jour, selon l'unité de temps retenue ;
- 3^{ème} phase :** adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VIII.2.2.1.3.2 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.2.2.1.3.3 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.2.2.2 Méthodes basées sur le graphique**VIII.2.2.2.1 Méthode linéaire (ligne of balance technic)**

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

VIII.2.2.2.2 Méthode à barres

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail)

V.2.2.3 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.2.2.3.1 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.2.2.3.2 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.2.2.3.3 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.2.2.3.4 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.2.3 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 :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

VIII.2.3.1 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 :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

VIII.2.3.2 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:

$$T = \frac{Q.N}{n}$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VIII.2.4 les plannings

Il existe trois types de plan de travail :

VIII.2.4.1 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.2.4.2 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.2.4.3 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.3 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 éscience la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action 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 asservie 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.4 Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau IX.01 : symboles des opérations

Travaux	Opérations	Duré (mois)
Travaux routiers	A	2
Installation de chantier	B	1
Pré batardeau	C	1
Tunnel de dérivation	D	2
Batardeau	E	3
Excavation du barrage	F	3
Recharges du barrage	G	7
Excavation de l'évacuateur de crue	H	2
Construction de l'évacuateur de crue	I	5
Bassin d'amortissement de E.C	J	2
Puits des vannes	K	1
Embouchure vidange	L	1
Prise d'eau et conduite	M	2
<i>Travaux de finition</i>	<i>N</i>	4

VIII.5 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).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans ANNAEX N°5

D'après le chemin critique, le temps de réalisation égale à 23 mois.

VIII.6 Conclusion

La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. D'après nos calculs, le temps de réalisation de la retenue collinaire d'Oued TAMZA est estimé à 23 mois.

Introduction

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

IX.1 Causes des accidents de travail

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

IX.1.1 Causes humaines

Ces causes peuvent être :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Adoption de la solution de facilité.

IX.1.2 Causes techniques

- Les mauvaises conditions de travail.
- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- Le manque d'éclairage.

IX.2 Conditions dangereuses dans le chantier

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.

- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

IX.3 Actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

IX.4 Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- Les abris doivent être aérés et chauffés.

Conclusion général

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de l'étude de retenue collinaire sur l'oued TAMZA ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- La construction d'une retenue sur l'oued TAMZA est réalisable et n'implique aucune difficulté technique particulière. De plus, le choix d'un barrage du type "en terre" comme digue principale permet l'utilisation exclusive de matériaux disponibles in situ, ce qui permettra un emploi intensif de main-d'oeuvre locale.
- Le retenue collinaire peut assurer la pérennité de l'irrigation, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres, l'intensification et la diversification des cultures
- La réalisation d'une retenue collinaire sur oued TAMZA offrira un grand nombre d'emplois dans les secteurs de l'exploitation du barrage, de l'agriculture et des services, que ce soit à court terme durant la phase de construction ou à long terme une fois le barrage en exploitation.
- L'exécution du projet entraînerait sans doutes des effets négatifs tels que : l'impacte sur la faune et la flore, la privation des viverrins de l'alimentation en eau apartir du fil d'eau de l'oued etc...Une étude d'impacte sur l'environnement est cependant nécessaire pour la proposition de mesures compensatoires.

En fin, On peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude de retenue collinaire et d'exécution d'une retenue et ces ouvrages annexes et on souhaite qu'on a fait les efforts nécessaires que ce travail soit acceptable et plus proche aux études réels au niveau de bureau d'étude professionnels.

Références bibliographiques

- [01]: **TOUAIBIA.B. (2004)** : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.
- [02]: **TOUAIBIA.B et BENLAOUKLI.B. (2004)** : Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida.
- [03]: **DEGOUTTE.G.(1977)**: Petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemagref. France.
- [04]: **CIGB.(1984)** : Choix de la crue de projet ; méthodes actuelles. Bulletin 82.
- [05] : **VOLKOV.V.(1986)**: Guide de la thèse de fin d'étude. ENSH blida.

Annexe N°2

T	0.2	0.5	1	1.5	1.72	2	3	8	12	16	20	24
Ptc(100)	16.73	22.63	28.45	32.52	34.03	35.76	40.88	56.51	64.60	71.03	76.46	81.20
Ptc(50)	15.33	20.74	26.07	29.80	31.18	32.77	37.46	51.78	59.19	65.08	70.06	74.40
Ptc(20)	13.45	18.20	22.88	26.15	27.36	28.76	32.88	45.44	51.95	57.12	61.49	65.30
Ptc(10)	12.01	16.25	20.43	23.35	24.43	25.68	29.35	40.57	46.38	51.00	54.90	58.30
Itc(100)	83.64	45.27	28.45	21.68	19.78	17.88	13.63	7.06	5.38	4.44	3.82	3.38
Itc(50)	76.63	41.48	26.07	19.87	18.13	16.38	12.49	6.47	4.93	4.07	3.50	3.10
Itc(20)	67.26	36.40	22.88	17.44	15.91	14.38	10.96	5.68	4.33	3.57	3.07	2.72
Itc(10)	60.05	32.50	20.43	15.57	14.20	12.84	9.78	5.07	3.86	3.19	2.74	2.43

Annexe N°3. Le calcul du volume des différents matériaux des variantes :

I. Barrage Homogène en argile avec drain vertical :

Tableau I.01 : volumes des recharges (argile).

N°	Si(m2)	Smoy(m2)	Di(m)	V(m3)
0	0	94.16375	30.08	2832.45
1	188.3275			
2	787.7475	488.0375	132	64420.95
3	197.6475	492.6975	15	7390.46
4	0	98.82375	23	2272.95
Volume total				76916.80

Tableau I.02 : volume des recharges (filtre et drain)

N°	Si(m2)	Smoy(m2)	Di(m)	V(m3)
0	0	11.4	30.08	342.912
1	22.8			
2	70.3	46.55	132	6144.6
3	23.6	46.95	15	704.25
4	0	11.8	23	271.4
Volume total				7463.162

Tableau I.03 : volume des recharges rip-rap .

N°	Si(m2)	Smoy(m2)	Di(m)	V(m3)
0	0	6.6	30.08	198.528
1	13.2			
2	30.93	22.065	132	2912.58
3	13.68	22.305	15	334.575
4	0	6.84	23	157.32
Volume total				3603.003

Tableau I.04 : volume des recharges (drain vertical)

N°	Si(m2)	Smoy(m2)	Di(m)	V(m3)
0	0	3	30.08	90.24
1	6			
2	13.5	9.75	132	1287
3	6.5	10	15	150
4	0	3.25	23	74.75
Volume total				1601.99

II. Barrage zoné à noyau d'argile :**Tableau II.01** : volume du noyau.

N°	Si(m2)	Smoy(m2)	Di(m)	V(m3)
0	0	20.57225	30.08	618.81
1	41.1445			
2	135.4605	88.3025	132	11655.93
3	42.32081	88.8906525	15	1333.36
4	0	21.1604025	23	486.69
Volume total				14094.79

Tableau II.02 : volumes des recharges.

N°	Si(m2)	Smoy(m2)	Di(m)	V(m3)
0	0	73.5915	30.08	2213.63
1	147.183			
2	652.287	399.735	132	52765.02
3	155.3267	403.806848	15	6057.10
4	0	77.6633475	23	1786.26
Volume total				62822.01

Tableau II.03 : volume du rip-rap.

N°	Si(m2)	Smoy(m2)	Di(m)	V(m3)
0	0	6.6	30.08	198.528
1	13.2			
2	30.93	22.065	132	2912.58
3	13.68	22.305	15	334.575
4	0	6.84	23	157.32
Volume total				3603.003

Tableau II.04 : volume des graviers.

N°	Si(m2)	Smoy(m2)	Di(m)	V(m3)
0	0	2.2	30.08	66.176
1	4.4			
2	10.31	7.355	132	970.86
3	4.56	7.435	15	111.525
4	0	2.28	23	52.44
Volume total				1201.001

Tableau II.05 : volume des sables.

N°	Si(m2)	Smoy(m2)	Di(m)	V(m3)
0	0	2.2	30.08	66.176
1	4.4			
2	10.31	7.355	132	970.86
3	4.56	7.435	15	111.525
4	0	2.28	23	52.44
Volume total				1201.001

III. Barrage en enrochement avec masque en béton :

Tableau III.01 : volume des recharges (enrochements).

N°	Si(m2)	Smoy(m2)	Di(m)	V(m3)
0	0	94.16375	30.08	2832.4456
1	188.3275			
2	787.7475	488.0375	132	64420.95
3	197.6475	492.6975	15	7390.4625
4	0	98.82375	23	2272.94625
Volume total				76916.80435

Tableau III.02 : volume du béton.

N°	Si(m2)	Smoy(m2)	Di(m)	V(m3)
0	0	5.5	30.08	165.44
1	11			
2	25.775	18.3875	132	2427.15
3	11.4	18.5875	15	278.8125
4	0	5.7	23	131.1
Volume total				3002.5025

Annexe N°4

Cas de fin de construction (talus amont)

R=28.29

N°Tr	bi	hsat	hsec	Sin α	Cos α	Gn	Tn=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	Fc=C*dli	tangø	N*tangø	Ui=gw*h	P=Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	(a*Gn*dn)/R
-3	2.8	0	1.79	-0.27	0.96	9.02	-2.5	8.7	2.91033	11.64	0.19	1.6	0	0	0	28.77	1.33
-2	2.93	0	3.49	-0.18	0.98	18.41	-3.3	18.1	2.97966	11.92	0.19	3.4	0	0	0	27.07	2.55
-1	2.93	0	4.87	-0.09	1.00	25.68	-2.3	25.6	2.94218	11.77	0.19	4.9	0	0	0	27.05	3.56
0	2.93	0	5.95	0.00	1.00	31.38	0.0	31.4	2.93	11.72	0.19	6.0	0	0	0	26.42	4.25
1	2.93	0	6.74	0.09	1.00	35.55	3.2	35.4	2.94218	11.77	0.19	6.7	0	0	0	25.99	4.73
2	2.93	0	7.27	0.18	0.98	38.34	7.0	37.7	2.97966	11.92	0.19	7.2	0	0	0	25.77	5.06
3	2.93	0	7.41	0.27	0.96	39.08	10.7	37.6	3.04545	12.18	0.19	7.1	0	0	0	25.74	5.15
4	2.93	0	7.25	0.36	0.93	38.24	13.9	35.6	3.14533	12.58	0.19	6.8	0	0	0	25.93	5.08
5	2.93	0	6.71	0.45	0.89	35.39	16.1	31.5	3.28946	13.16	0.19	6.0	0	0	0	26.23	4.76
6	2.93	0	5.71	0.55	0.84	30.11	16.4	25.2	3.49583	13.98	0.19	4.8	0	0	0	26.86	4.14
7	2.93	0	4.13	0.64	0.77	21.78	13.9	16.8	3.79834	15.19	0.19	3.2	0	0	0	27.57	3.08
8	2.93	0	1.72	0.73	0.69	9.07	6.6	6.2	4.26897	17.08	0.19	1.2	0	0	0	28.42	1.32
somme							79.6	309.8		154.91		58.871002			0		45.01

Kss	2.685908
Kas	1.715655

Cas de fin de construction (talus amont)

R=40.29

N°Tr	bi	hsat	hsec	Sin α	Cos α	Gn	Tn=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	Fc=C*dli	tangø	N*tangø	Ui=gw*h	P=Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	(a*Gn*dn)/R
-3	2.2	0	0.3	-0.3	1.0	1.2	-0.3	1.1	2.3	9.1	0.2	0.2	0.0	0.0	0.0	39.1	0.2
-2	4.03	0	2.63	-0.2	1.0	19.1	-3.5	18.8	4.1	16.4	0.2	3.6	0.0	0.0	0.0	38.1	2.7
-1	4.03	0	4.53	-0.1	1.0	32.9	-3.0	32.7	4.0	16.2	0.2	6.2	0.0	0.0	0.0	37.3	4.6
0	4.03	0	6.02	0.0	1.0	43.7	0.0	43.7	4.0	16.1	0.2	8.3	0.0	0.0	0.0	36.8	6.0
1	4.03	0	7.11	0.1	1.0	51.6	4.7	51.4	4.0	16.2	0.2	9.8	0.0	0.0	0.0	36.5	7.0
2	4.03	0	7.79	0.2	1.0	56.5	10.3	55.6	4.1	16.4	0.2	10.6	0.0	0.0	0.0	36.5	7.7
3	4.03	0	8.03	0.3	1.0	58.2	15.9	56.0	4.2	16.8	0.2	10.6	0.0	0.0	0.0	36.8	8.0
4	4.03	0	7.81	0.4	0.9	56.7	20.6	52.8	4.3	17.3	0.2	10.0	0.0	0.0	0.0	37.2	7.8
5	4.03	0	7.07	0.5	0.9	51.3	23.3	45.7	4.5	18.1	0.2	8.7	0.0	0.0	0.0	38.0	7.3
6	4.03	0	5.7	0.5	0.8	41.3	22.6	34.7	4.8	19.2	0.2	6.6	0.0	0.0	0.0	39.0	6.0
7	4.4	0	3.38	0.6	0.8	26.8	17.0	20.6	5.7	22.8	0.2	3.9	0.0	0.0	0.0	40.2	4.0
somme							107.6	413.0		184.6		78.5		0.0	0.0		61.2

Kss	2.445
Kas	1.55

Cas de fin de construction (talus amont)

R=41.04

N°Tr	bi	hsat	hsec	Sin α	Cos α	Gn	Tn=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	Fc=C*dli	tangø	N*tangø	Ui=gw*h	P=Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	(a*Gn*dn)/R
-3	2.8	0	1.79	-0.27	0.96	9.02	-2.5	8.7	2.91033	11.64	0.19	1.6	0	0	0	28.77	1.33
-2	2.93	0	3.49	-0.18	0.98	18.41	-3.3	18.1	2.97966	11.92	0.19	3.4	0	0	0	27.07	2.55
-1	2.93	0	4.87	-0.09	1.00	25.68	-2.3	25.6	2.94218	11.77	0.19	4.9	0	0	0	27.05	3.56
0	2.93	0	5.95	0.00	1.00	31.38	0.0	31.4	2.93	11.72	0.19	6.0	0	0	0	26.42	4.25
1	2.93	0	6.74	0.09	1.00	35.55	3.2	35.4	2.94218	11.77	0.19	6.7	0	0	0	25.99	4.73
2	2.93	0	7.27	0.18	0.98	38.34	7.0	37.7	2.97966	11.92	0.19	7.2	0	0	0	25.77	5.06
3	2.93	0	7.41	0.27	0.96	39.08	10.7	37.6	3.04545	12.18	0.19	7.1	0	0	0	25.74	5.15
4	2.93	0	7.25	0.36	0.93	38.24	13.9	35.6	3.14533	12.58	0.19	6.8	0	0	0	25.93	5.08
5	2.93	0	6.71	0.45	0.89	35.39	16.1	31.5	3.28946	13.16	0.19	6.0	0	0	0	26.23	4.76
6	2.93	0	5.71	0.55	0.84	30.11	16.4	25.2	3.49583	13.98	0.19	4.8	0	0	0	26.86	4.14
7	2.93	0	4.13	0.64	0.77	21.78	13.9	16.8	3.79834	15.19	0.19	3.2	0	0	0	27.57	3.08
8	2.93	0	1.72	0.73	0.69	9.07	6.6	6.2	4.26897	17.08	0.19	1.2	0	0	0	28.42	1.32
somme							79.6	309.8		154.91		58.871002			0		45.01

Kss	2.49
Kas	1.57

Cas de fin de construction (talus aval)

R=34.41

N°Tr	bi	hsat	hsec	Sin α	Cos α	Gn	Tn=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	Fc=C*dli	tangø	N*tangø	Ui=gw*h	P=Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	(a*Gn*dn)/R
-2	3.8	0	1.67	-0.18	0.98	11.42	-2.1	11.2	3.8644	15.4576	0.19	2.1	0	0	0	33.59	1.67
-1	3.44	0	3.5	-0.09	1.00	21.67	-2.0	21.6	3.4543	13.8172	0.19	4.1	0	0	0	32.66	3.09
0	3.44	0	4.99	0.00	1.00	30.90	0.0	30.9	3.44	13.76	0.19	5.9	0	0	0	31.83	4.29
1	3.44	0	6.12	0.09	1.00	37.90	3.4	37.7	3.4543	13.8172	0.19	7.2	0	0	0	31.36	5.18
2	3.44	0	6.91	0.18	0.98	42.79	7.8	42.1	3.4983	13.9932	0.19	8.0	0	0	0	31.03	5.79
3	3.44	0	7.33	0.27	0.96	45.39	12.4	43.7	3.5755	14.3022	0.19	8.3	0	0	0	30.93	6.12
4	3.44	0	7.35	0.36	0.93	45.51	16.5	42.4	3.6928	14.7712	0.19	8.1	0	0	0	31.31	6.21
5	3.44	0	6.92	0.45	0.89	42.85	19.5	38.2	3.862	15.4481	0.19	7.3	0	0	0	31.46	5.88
6	3.44	0	5.96	0.55	0.84	36.90	20.1	30.9	4.1043	16.4173	0.19	5.9	0	0	0	32.07	5.16
7	3.44	0	4.26	0.64	0.77	26.38	16.8	20.3	4.4595	17.8379	0.19	3.9	0	0	0	32.9	3.78
8	2.77	0	1.5	0.73	0.69	7.48	5.4	5.1	4.0359	16.1434	0.19	1.0	0	0	0	33.96	1.11
somme							97.9	324.2		165.765		61.59133			0		48.2702376

Kss	2.32
Kas	1.55

Cas de fin de construction (talus aval)

R=35.7

N°Tr	bi	hsat	hsec	Sin α	Cos α	Gn	Tn=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	Fc=C*dli	tangø	N*tangø	Ui=gw*h	P=Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	(a*Gn*dn)/R
-2	3.57	0	0.48	-0.18	0.98	3.08	-0.6	3.0	3.6305	14.5221	0.19	0.6	0	0	0	35.47	0.46
-1	2.7	0	2.38	-0.09	1.00	11.57	-1.1	11.5	2.7112	10.8449	0.19	2.2	0	0	0	34.52	1.68
0	2.7	0	3.92	0.00	1.00	19.05	0.0	19.1	2.7	10.8	0.19	3.6	0	0	0	33.63	2.69
1	2.7	0	5.1	0.09	1.00	24.79	2.3	24.7	2.7112	10.8449	0.19	4.7	0	0	0	32.81	3.42
2	2.7	0	5.92	0.18	0.98	28.77	5.2	28.3	2.7458	10.9831	0.19	5.4	0	0	0	32.69	3.95
3	2.7	0	6.35	0.27	0.96	30.86	8.4	29.7	2.8064	11.2255	0.19	5.6	0	0	0	32.8	4.25
4	2.7	0	6.38	0.36	0.93	31.01	11.3	28.9	2.8984	11.5937	0.19	5.5	0	0	0	33.17	4.32
5	2.7	0	5.93	0.45	0.89	28.82	13.1	25.7	3.0312	12.125	0.19	4.9	0	0	0	33.76	4.09
6	2.7	0	4.93	0.55	0.84	23.96	13.1	20.1	3.2214	12.8857	0.19	3.8	0	0	0	34.57	3.48
7	2.7	0	3.23	0.64	0.77	15.70	10.0	12.1	3.5002	14.0007	0.19	2.3	0	0	0	35.06	2.31
8	2.2	0	0.51	0.73	0.69	2.02	1.5	1.4	3.2054	16.143	0.19	0.3	0	0	0	35.55	0.30
somme							63.2	204.4		132.647		38.83615			0		30.9549925

Kss	2.71
Kas	1.82

Cas de fin de construction (talus aval)

R=32.67

N°Tr	bi	hsat	hsec	Sin α	Cos α	Gn	Tn=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	Fc=C*dli	tangø	N*tangø	Ui=gw*h	P=Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	(a*Gn*dn)/R
-2	4.1	0	1.94	-0.18	0.98	14.32	-2.6	14.1	4.1695	16.678	0.19	2.7	0	0	0	31.72	2.09
-1	3.27	0	3.68	-0.09	1.00	21.66	-2.0	21.6	3.2836	13.1344	0.19	4.1	0	0	0	30.85	3.07
0	3.27	0	5.09	0.00	1.00	29.96	0.0	30.0	3.27	13.08	0.19	5.7	0	0	0	30.05	4.13
1	3.27	0	6.1	0.09	1.00	35.90	3.3	35.8	3.2836	13.1344	0.19	6.8	0	0	0	29.61	4.88
2	3.27	0	6.88	0.18	0.98	40.50	7.4	39.8	3.3254	13.3017	0.19	7.6	0	0	0	29.29	5.45
3	3.27	0	7.31	0.27	0.96	43.03	11.7	41.4	3.3988	13.5954	0.19	7.9	0	0	0	29.21	5.77
4	3.27	0	7.34	0.36	0.93	43.20	15.7	40.2	3.5103	14.0413	0.19	7.6	0	0	0	29.35	5.82
5	3.27	0	6.93	0.45	0.89	40.79	18.5	36.3	3.6712	14.6847	0.19	6.9	0	0	0	29.72	5.57
6	3.27	0	6.02	0.55	0.84	35.43	19.3	29.7	3.9015	15.606	0.19	5.6	0	0	0	30.32	4.93
7	3.27	0	4.44	0.64	0.77	26.13	16.6	20.2	4.2391	16.9564	0.19	3.8	0	0	0	31.12	3.73
8	4.5	0	1.97	0.73	0.69	15.96	11.6	11.0	6.5564	26.225	0.19	2.1	0	0	0	32.09	2.35
somme							99.6	320.0		170.438		60.79418			0		47.7902154

Kss	2.32
Kas	1.56

Cas de fonctionnement normal (talus aval)

R=25.74

N°Tr	bi	hsat	hsec	Sin α	Cos α	Gn	Tn=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	Fc=C*dli	tangø	N*tangø	Ui=gw*h	P=Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	(a*Gn*dn)/R
-3	2.57	0	0.93	-0.25	0.97	4.30	-1.1	4.2	2.6543	10.6171	0.19	0.8	0	0	0	25.3	0.63
-2	2.57	0	2.57	-0.17	0.99	11.89	-2.0	11.7	2.6065	10.4258	0.19	2.2	0	0	0	24.48	1.70
-1	2.57	0	3.94	-0.08	1.00	18.23	-1.5	18.2	2.579	10.3159	0.19	3.5	0	0	0	23.78	2.53
0	2.57	0	5.05	0.00	1.00	23.36	0.0	23.4	2.57	10.28	0.19	4.4	0	0	0	23.15	3.15
1	2.57	0	5.9	0.08	1.00	27.29	2.3	27.2	2.579	10.3159	0.19	5.2	0	0	0	22.81	3.63
2	2.57	0	6.49	0.17	0.99	30.02	5.0	29.6	2.6065	10.4258	0.19	5.6	0	0	0	22.57	3.95
3	2.57	0	6.8	0.25	0.97	31.46	7.9	30.5	2.6543	10.6171	0.19	5.8	0	0	0	22.64	4.15
4	2.57	0	6.82	0.33	0.94	31.55	10.5	29.7	2.7259	10.9036	0.19	5.7	0	0	0	22.66	4.17
5	2.57	0	6.5	0.42	0.91	30.07	12.5	27.3	2.8271	11.3084	0.19	5.2	0	0	0	22.99	4.03
6	2.57	0	5.78	0.50	0.87	26.74	13.4	23.2	2.9676	11.8703	0.19	4.4	0	0	0	23.49	3.66
7	2.57	0	4.55	0.58	0.81	21.05	12.3	17.1	3.1641	12.6565	0.19	3.2	0	0	0	24.17	2.96
8	3.3	0	2.59	0.67	0.75	15.38	10.3	11.5	4.4274	17.7097	0.19	2.2	0	0	0	24.99	2.24
somme							69.5	253.5		137.446		48.15936			0		36.7946073

Kss	2.66
Kas	1.74

Cas de fonctionnement normal (talus aval)

R=36.52

N°Tr	bi	hsat	hsec	Sin α	Cos α	Gn	Tn=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	Fc=C*dli	tangø	N*tangø	Ui=gw*h	P=Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	(a*Gn*dn)/R
-3	3.95	0	0.46	-0.25	0.97	3.27	-0.8	3.2	4.0795	16.3182	0.19	0.6	0	0	0	35.66	0.48
-2	3.65	0	2.8	-0.17	0.99	18.40	-3.1	18.1	3.7018	14.8071	0.19	3.4	0	0	0	34.5	2.61
-1	3.65	0	4.74	-0.08	1.00	31.14	-2.6	31.0	3.6627	14.651	0.19	5.9	0	0	0	33.5	4.28
0	3.65	0	6.31	0.00	1.00	41.46	0.0	41.5	3.65	14.6	0.19	7.9	0	0	0	32.6	5.55
1	3.65	0	7.52	0.08	1.00	49.41	4.1	49.2	3.6627	14.651	0.19	9.4	0	0	0	32.12	6.52
2	3.65	0	8.36	0.17	0.99	54.93	9.2	54.2	3.7018	14.8071	0.19	10.3	0	0	0	31.79	7.17
3	3.65	0	8.8	0.25	0.97	57.82	14.5	56.0	3.7697	15.0788	0.19	10.6	0	0	0	31.9	7.58
4	3.65	0	8.82	0.33	0.94	57.95	19.3	54.6	3.8714	15.4856	0.19	10.4	0	0	0	31.93	7.60
5	3.65	0	8.37	0.42	0.91	54.99	22.9	50.0	4.0151	16.0606	0.19	9.5	0	0	0	32.41	7.32
6	3.65	0	7.35	0.50	0.87	48.29	24.1	41.8	4.2147	16.8586	0.19	7.9	0	0	0	33.15	6.58
7	3.65	0	5.6	0.58	0.81	36.79	21.5	29.9	4.4938	17.9751	0.19	5.7	0	0	0	34.13	5.16
8	3.65	0	2.66	0.67	0.75	17.48	11.7	13.0	4.897	19.588	0.19	2.5	0	0	0	35.36	2.54
somme							120.7	442.5		190.881		84.07883			0		63.3776626

Kss	2.27
Kas	1.49

Cas de fonctionnement normal (talus aval)

R=35.68

N°Tr	bi	hsat	hsec	Sin α	Cos α	Gn	Tn=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	Fc=C*dli	tangø	N*tangø	Ui=gw*h	P=Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	(a*Gn*dn)/R
-2	3.7	0	1.2	-0.20	0.98	7.99	-1.6	7.8	3.7763	15.1052	0.19	1.5	0	0	0	35.1	1.18
-1	3.57	0	3.1	-0.10	0.99	19.92	-2.0	19.8	3.588	14.3519	0.19	3.8	0	0	0	34.14	2.86
0	3.57	0	4.64	0.00	1.00	29.82	0.0	29.8	3.57	14.28	0.19	5.7	0	0	0	33.28	4.17
1	3.57	0	5.82	0.10	0.99	37.40	3.7	37.2	3.588	14.3519	0.19	7.1	0	0	0	32.79	5.16
2	3.57	0	6.63	0.20	0.98	42.60	8.5	41.7	3.6436	14.5745	0.19	7.9	0	0	0	32.64	5.85
3	3.57	0	7.07	0.30	0.95	45.43	13.6	43.3	3.7424	14.9695	0.19	8.2	0	0	0	32.33	6.17
4	3.57	0	7.09	0.40	0.92	45.56	18.2	41.8	3.8952	15.5808	0.19	7.9	0	0	0	32.47	6.22
5	3.57	0	6.65	0.50	0.87	42.73	21.4	37.0	4.1223	16.4891	0.19	7.0	0	0	0	32.85	5.90
6	3.57	0	5.65	0.60	0.80	36.31	21.8	29.0	4.4625	17.85	0.19	5.5	0	0	0	33.47	5.11
7	3.57	0	3.94	0.70	0.71	25.32	17.7	18.1	4.999	19.996	0.19	3.4	0	0	0	23.49	2.50
somme							101.4	305.7		157.549		58.07418			0		45.1164088

Kss	2.13
Kas	1.47

Cas de vidange rapide (talus amont)

R=32.55

N°Tr	bi	hsat	hsec	Sin α	Cos α	Gn	Tn=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	Fc=C*dli	tangø	N*tangø	Ui=gw*h	P=Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	(a*Gn*dn)/R
-3	3.26	1.26	0	-0.250	0.968	8.215	-2.054	7.954	3.367	13.468	0.190	1.511	1.260	4.242	0.806	32.190	1.219
-2	3.26	3.14	0	-0.167	0.986	20.473	-3.412	20.186	3.306	13.225	0.190	3.835	3.140	10.382	1.973	31.200	2.944
-1	3.26	4.68	0	-0.083	0.997	30.514	-2.543	30.407	3.271	13.086	0.190	5.777	4.680	15.310	2.909	30.350	4.268
0	3.26	5.88	0	0.000	1.000	38.338	0.000	38.338	3.260	13.040	0.190	7.284	5.880	19.169	3.642	29.680	5.244
1	3.26	6.76	0	0.083	0.997	44.075	3.673	43.922	3.271	13.086	0.190	8.345	6.760	22.115	4.202	29.390	5.969
2	3.26	7.31	0	0.167	0.986	47.661	7.944	46.995	3.306	13.225	0.190	8.929	7.310	24.169	4.592	28.990	6.367
3	3.26	7.51	0	0.250	0.968	48.965	12.241	47.410	3.367	13.468	0.190	9.008	7.510	25.286	4.804	28.970	6.537
4	3.26	7.33	0	0.333	0.943	47.792	15.931	45.058	3.458	13.831	0.190	8.561	7.330	25.345	4.816	29.180	6.427
5	3.26	6.73	0	0.417	0.909	43.880	18.283	39.889	3.586	14.344	0.190	7.579	6.730	24.135	4.586	29.520	5.969
6	3.26	5.63	0	0.500	0.866	36.708	18.354	31.790	3.764	15.057	0.190	6.040	5.630	21.193	4.027	30.220	5.112
7	3.26	3.86	0	0.583	0.812	25.167	14.681	20.442	4.014	16.055	0.190	3.884	3.860	15.493	2.944	31.010	3.596
8	2.6	0	1.15	0.667	0.745	5.382	3.588	4.012	3.488	13.953	0.190	0.762	0.000	0.000	0.000	31.940	0.792
somme							86.6854	376.40303		165.837		71.51658		206.837	39.2990554		54.443598

Kss	2.73
Kas	1.68

Cas de vidange rapide (talus amont)

R=39.11

N°Tr	bi	hsat	hsec	Sin α	Cos α	Gn	Tn=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	Fc=C*dli	tangø	N*tangø	Ui=gw*h	P=Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	(a*Gn*dn)/R
-2	3.91	1.69	0	-0.2	0.98	13.22	-2.64	12.95	3.99	15.96	0.19	2.46	1.69	6.74	1.28	37.96	1.92
-1	3.91	4.61	0	-0.1	0.99	36.05	-3.61	35.87	3.93	15.72	0.19	6.82	4.61	18.12	3.44	36.85	5.10
0	3.91	6.06	0	0	1.00	47.39	0.00	47.39	3.91	15.64	0.19	9.00	6.06	23.69	4.50	36.09	6.56
1	3.91	7.11	0	0.1	0.99	55.60	5.56	55.32	3.93	15.72	0.19	10.51	7.11	27.94	5.31	35.24	7.51
2	3.91	7.77	0	0.2	0.98	60.76	12.15	59.53	3.99	15.96	0.19	11.31	7.77	31.01	5.89	35.61	8.30
3	3.91	8.01	0	0.3	0.95	62.64	18.79	59.75	4.10	16.40	0.19	11.35	8.01	32.83	6.24	35.31	8.48
4	3.91	7.79	0	0.4	0.92	60.92	24.37	55.83	4.27	17.06	0.19	10.61	7.79	33.23	6.31	35.57	8.31
5	3.91	6.98	0	0.5	0.87	54.58	27.29	47.27	4.51	18.06	0.19	8.98	6.98	31.51	5.99	35.98	7.53
6	3.91	3.21	2.49	0.6	0.80	42.63	25.58	34.10	4.89	19.55	0.19	6.48	3.21	15.69	2.98	36.82	6.02
7	3.91	0	3.28	0.7	0.71	23.08	16.16	16.49	5.48	21.90	0.19	3.13	0.00	0.00	0.00	37.75	3.34
somme							123.64984	424.50584		171.972		80.65611		220.769	41.9461944		63.079568

Kss	2.04
Kas	1.35

Cas de vidange rapide (talus amont)

R=48.98

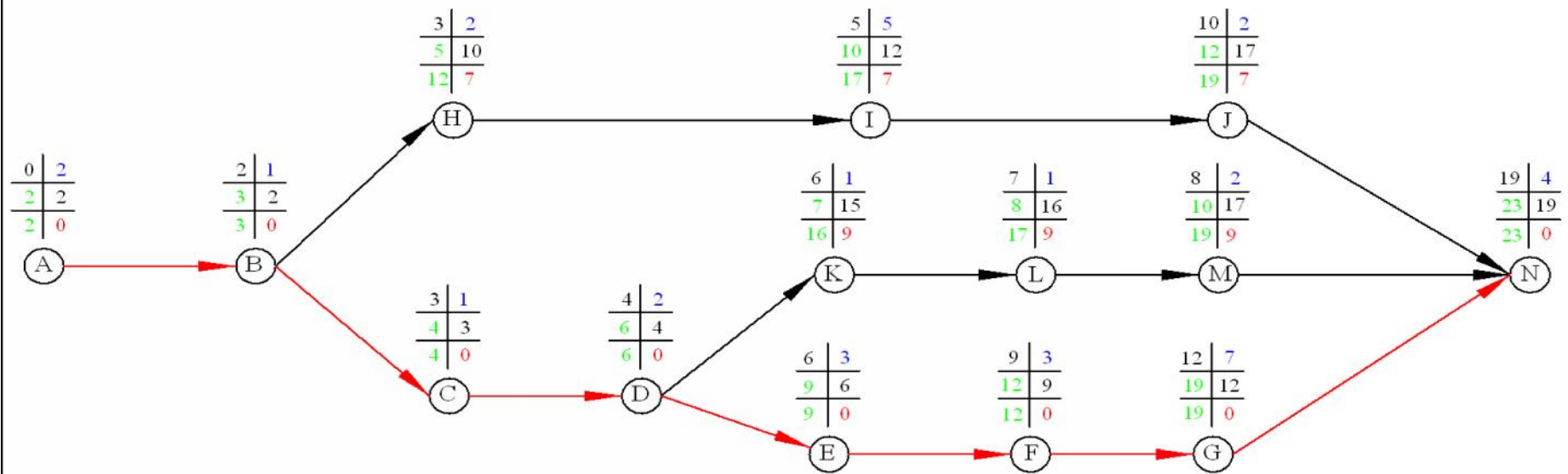
N°Tr	bi	hsat	hsec	Sin α	Cos α	Gn	Tn=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	Fc=C*dli	tangø	N*tangø	Ui=gw*h	P=Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	(a*Gn*dn)/R
-3	3.93	1.37	0	-0.250	0.968	10.768	-2.692	10.426	4.059	16.236	0.190	1.981	1.370	5.561	1.057	41.660	1.600
-2	4.2	3.8	0	-0.167	0.986	31.920	-5.320	31.474	4.260	17.038	0.190	5.980	3.800	16.186	3.075	40.400	4.600
-1	4.2	5.78	0	-0.083	0.997	48.552	-4.046	48.383	4.215	16.859	0.190	9.193	5.780	24.361	4.629	39.350	6.815
0	4.2	7.34	0	0.000	1.000	61.656	0.000	61.656	4.200	16.800	0.190	11.715	7.340	30.828	5.857	38.530	8.474
1	4.2	8.47	0	0.083	0.997	71.148	5.929	70.901	4.215	16.859	0.190	13.471	8.470	35.698	6.783	37.980	9.639
2	4.2	9.49	0	0.167	0.986	79.716	13.286	78.601	4.260	17.038	0.190	14.934	9.490	40.423	7.680	37.710	10.723
3	4.2	9.12	0	0.250	0.968	76.608	19.152	74.175	4.338	17.351	0.190	14.093	9.120	39.560	7.516	37.410	10.223
4	4.2	8.97	0	0.333	0.943	75.348	25.116	71.039	4.455	17.819	0.190	13.497	8.970	39.959	7.592	37.710	10.136
5	4.2	8.25	0	0.417	0.909	69.300	28.875	62.998	4.620	18.481	0.190	11.970	8.250	38.116	7.242	38.280	9.463
6	4.2	6.88	0	0.500	0.866	57.792	28.896	50.049	4.850	19.399	0.190	9.509	6.880	33.366	6.340	39.400	8.122
7	4.2	2.69	1.99	0.583	0.812	37.640	21.957	30.573	5.171	20.684	0.190	5.809	2.690	13.910	2.643	40.140	5.390
8	3.1	0	1.3	0.667	0.745	7.254	4.836	5.407	4.159	16.636	0.190	1.027	0.000	0.000	0.000	41.380	1.071
somme							135.98885	595.68138		211.199		113.1795		317.969	60.4141531		86.257073

Kss	2.38
Kas	1.45

Annexe N°5 :

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	2	0	2	0	2	0
B	1	2	3	2	3	0
C	1	3	5	10	12	7
D	2	3	4	3	4	0
E	3	5	10	12	17	7
F	3	4	6	4	6	0
G	7	10	12	17	19	7
H	2	6	7	15	16	9
I	5	6	9	6	9	0
J	2	7	8	16	17	9
K	1	9	12	9	12	0
L	1	8	10	17	19	9
M	2	12	19	12	19	0
N	4	19	23	19	23	0

Réseau à noeuds



Planning des travaux

— Chemin critique

	Désignation des travaux	Première année												Deuxième année										Commentaire			
		1 ^{er} Trimestre			2 ^{ème} Trimestre			3 ^{ème} Trimestre			4 ^{ème} Trimestre			5 ^{ème} Trimestre			6 ^{ème} Trimestre			7 ^{ème} Trimestre			8 ^{ème} Trimestre				
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22		23		
A	Travaux routiers																										
B	Installations de chantier																										
C	Pré-Batardeau																										
D	Galerie de dérivation																										
E	Batardeau																										
F	Excavations du barrage																										
G	Recharge du barrage																										
H	Excavation de l'évacuateur de crues																										
I	Construction de l'évacuateur de crues																										
J	Bassin d'amortissement de l'évacuateur de crues																										
K	Chambr des vannes																										
L	Embouchure vidange																										
M	Prise d'eau et conduite																										
N	Travaux de finition																										

Annexe N°6

CHAPITRE 2
CONCEPTION DES ÉVACUEURS
DE CRUES ET OUVRAGES ANNEXES

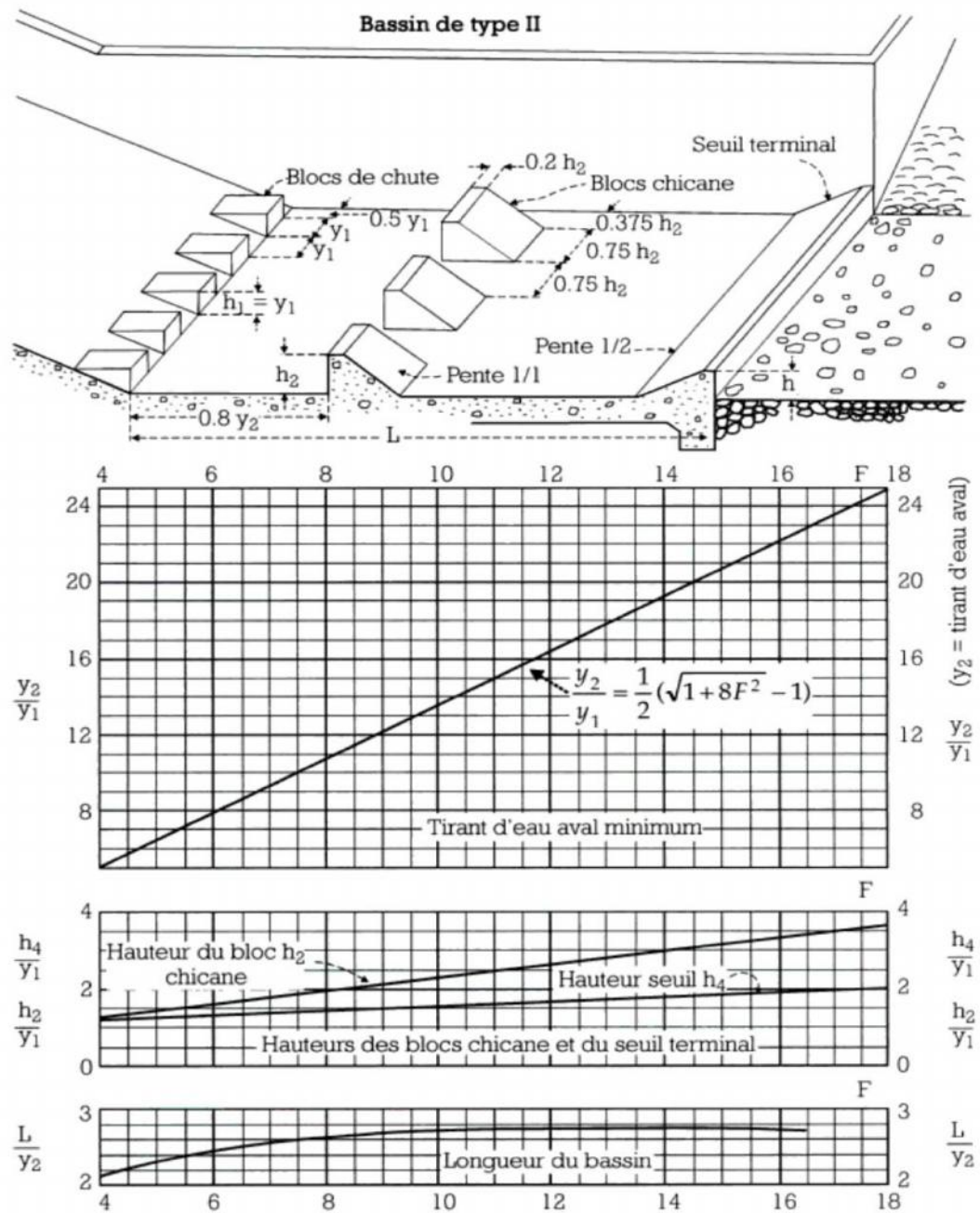


Figure 2.33 : détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de Froude supérieur à 4,5 et une vitesse de l'eau à l'entrée du bassin inférieure à 15 m/s (traduit de [5]).