

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET :

**ETUDE D'UN PETIT BARRAGE SUR L'OUED
LAZREG (W. KHENCHELA)**

PRESENTE PAR :
ARBAOUI NACERDINE

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr. A.HADJ SADOK	M.C.A	Président
Mr. A.ZEROUAL	M.C.B	Examineur
Mr. M.BOUZEIANE	M.A.A	Examineur
Mr. E.OSMANI	M.A.A	Examineur
Mr. S.TOUMI	M.C.B	Promoteur

Session - 2018

Dédicaces

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



Ma mère Rabia et *Mon* père laïche

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

Je le dédie également à :

Mes frères : Khaled et Younes.

Mes sœurs : Djamilia et Sabah .

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*



REMERCIEMENT :

J'exprime ma reconnaissance au docteur TOUMI SAMIR mon encadreur, le remerciant d'avoir accepté d'être à mon aval dans l'élaboration de cette étude.

Je désire remercier mes chers collègues SOUHILA AMRIOUNE, BENNIA MOUHAMED ELMAHDI MERABET KHALED, TOUATI HAMZA, KHELOUFI BILEL, AMARA FATMA, BOUTEMEDJET MANEL pour leurs accueils et la disponibilité tous le temps et leurs aides.

Je tiens à remercier aussi Dr. ZEROUAL AYOUB pour son aide et le partage de ses connaissances en hydrologie, et Mr DJELOUL Fateh pour son aide avec le logiciel ARCGIS.

Je tiens à exprimer ma gratitude aux membres du jury

- Mr. A. HADJ SADOK qui a présidé ce jury
- Mr. A. ZEROUAL, Mr. M. BOUZEIANE et Mr. E. OSMANI d'avoir examiné ce travail
- Mr. TOUMI SAMIR mon encadreur pour sa présence et son soutien lors de la présentation de ce travail.

J'adresse mes remerciements à tous ceux qui ont participé au bon déroulement de cette étude de près ou de loin; j'espère qu'ils trouveront dans ce travail le témoignage de ma gratitude et mon profond respect.

قمنا في هذا العمل بدراسة تقنية شاملة على مستوى واد لزررق بولاية خنشلة لإنشاء سد من أجل تزويد المنطقة بالمياه لسقي ما يقارب 93 هكتارا من الأراضي الفلاحية المجاورة. بعد دراسة جيولوجية وهيدرولوجية معمقة قمنا بتصميم السد الذي يبلغ ارتفاعه 15 مترا وسعته تقدر ب 1,21 مليون متر مكعب على امتداد يقارب 200 مترا ثم تحققنا من ثباته. أما فيما يتعلق بالإنجاز فقد قمنا بشرح وتنظيم جميع مراحل الأشغال.

Résumé

Dans le présent mémoire, nous avons fait une étude technique sur oued LAZREG Wilaya de Khenchela pour l'implantation d'un petit barrage, destiné à l'irrigation de 93 ha.

Après avoir fait une étude géologique, suivie d'une étude hydrologique approfondie, nous avons dimensionné notre ouvrage ayant une hauteur de 15 m, et une capacité de 1,21 million m³ pour une longueur en crête de 200 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 made a complete technical study about LAZREG valley, city of Khenchela for the establishment of a small dam to irrigate a perimeter of 93 ha. After a geological and hydrological study, we designed a 15 m height dam with a capacity of 1.21 million m³ for a crest length of 200 m, we examined the stability and all what is related to the realization and we established an organized plan during the realization in the work site.

SOMMAIRE :

INTRODUCTION GENERALE :	1
--------------------------------------	----------

Chapitre I : Etude topographique et synthèse

I.1 Généralités	2
I.2 L'objectif du barrage	2
I.3 Situation géographique de la commune	2
I.3.1 Choix du site du barrage :	4
I.3.2 Localisation de l'ouvrage	4
I.4 Documentation consultée	4
I.5 caractéristique morphologiques :	5

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

II.1 Etude géologique	6
II.1.1 Géologie régionale	6
II.1.2 Géologie locale	6
II.1.3 Description lithostratigraphique	7
II.1.4 Hydrogéologie sommaire de la région	10
II.1.5 Analyse lithologique de la cuvette	10
II.1.6 Hydrogéologie de la cuvette	11
II.1.8 Analyse hydrogéologique de la zone d'emprise de la digue	12
II.1.9 Fondation de la digue et ses ouvrages annexes	12
II.1.10 Stabilité des versants de la cuvette	12
II.1.11 Sismicité du site	13
II.1.12 Matériaux de construction de la retenue collinaire	13
II.1.12 Conclusions générales	14
II.2 Synthèse des essais géotechniques	15
II.2.1 Prospection géotechnique de terrain	15
II.2.2 Prospection géotechnique de laboratoire	15
II.2.3. Les essais	16
II.2.4 Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire et leur interprétation ..	16
II.2.5 Matériaux pour filtres, transitions et drains	19
II.2.6 Matériaux d'enrochement (R i p – R a p)	19

II.2.7	Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue	19
II.2.8	Conclusions générales.....	21
Chapitre III : Hydrologie et régularisation des débits		
	Introduction.....	22
III.1	Bassin versant	22
III.1.1	Caractéristique géographiques du bassin versant	22
III.1.2	Caractéristiques géométriques du bassin versant	24
III.1.3	Caractéristiques morphologiques du bassin versant :	25
III.1.4	Hypsométrie du bassin versant	26
III.1.5	Les Indices :	30
III.1.6	Caractéristiques hydrographiques du bassin versant.....	32
III.2	Caractéristiques climatologiques	36
III.2.1	Températures	37
III.2.2	Le vent :	37
III.2.4	Evaporation :.....	38
III.3	Pluviométrie.	39
III.3.1	Stations et données disponibles	39
III.3.2	Les précipitations maximales journalières.....	40
III.4	Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :....	48
III.5	Etudes des apports.....	51
III.5.1	Estimation de l'apport moyen annuel A_0	52
III.5.2	Caractéristiques de l'écoulement	53
III.5.3	Les apports fréquentiels.....	55
III.6.1	Formules empiriques pour la détermination de la crue	57
III.6.3	Choix de la crue de projet.....	61
III.7	Les apports solides et Estimation du volume mort :	64
III.7.1	Les apports solides	64
III.7.2	Estimation du volume mort.....	65
III.8	Régularisation.....	65
III.8.1	Répartition mensuel de l'apport 80% :.....	66

III.8.2 Répartition mensuel des besoins :	66
III.8.3 Courbes « Hauteurs – Capacités - Surfaces »	66
III.8.4 Calcul du volume utile	68
III.9 Laminage des crues	73
III.9.1 Principe de la méthode de solution	74
III.9.2 Application de la méthode de Muskingum pour une largeur de déversoir b=15m 75	
III.10 Etude d'optimisation	80
III.10.1 La revanche.....	80
III.10.2 Le tassement.....	81
III.11 Calcul des coûts	82
III.11.1 Le coût de la digue.....	82
III.11.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues.....	84
III.11.3 Le coût total	86
Conclusion :	87

Chapitre IV : Etude des variantes de la digue

Introduction.....	88
IV.1 Choix du type de barrage.....	88
IV.1.1 Barrage Homogène en argile avec drain vertical	88
IV.1.2 Barrage à zones.....	88
IV.1.3 Barrage en enrochement avec masque en béton:	88
IV.2 Définition de profil général du barrage :	89
IV.2.1 Hauteur de barrage :	89
IV.2.2 Largeur en crête	90
IV.2.2 La longueur en crête.....	90
IV.2.3 pentes des talus	90
IV.2.4 Les bermes.....	91
IV.3 Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus :	91
IV.3.1 Etanchéité du barrage.....	92
IV.3.2. Les drains	94
IV.3.3 Les filtres	95

IV.4. Calcul du volume des différents matériaux.....	96
IV.5. Estimation du coût des variantes	96
Conclusion :	97

Chapitre V : Etude de la variante retenue

V.1. Définition du profil général du barrage.....	98
V.2. Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus	98
V.3. Dispositif de drainage du remblai.....	99
V.3.1. Drain vertical.....	99
V.3. Drainages	100
V.3.1. Prisme de drainage.....	100
V.3.2. Le tapis drainant sous le talus aval.....	101
V.4. Calcul des filtres.....	101
V.4.1. Règles des filtres	101
V.4.2. Détermination de la courbe granulométrique des Filtres	102
V.4.3. Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres.....	103
V.4.3. Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain :	103
V.5. Protection de la Crête	104
V.5.1. Calcul d'infiltration à travers la digue et la fondation.....	104
V.5.2. Tracer de la ligne de saturation	105
V.5.3. Calcul du débit d'infiltration (débit de fuite)	106
V.5.4. Calcul du débit d'infiltration à travers la fondation	107
V.6. Calcul de stabilité.....	107
V.6.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus).....	107
V.6.2. Conséquences de l'instabilité des talus.....	108
V.6.3. Ordre de calcul (Méthode des tranches).....	108
V.6.4. Calcul des forces appliquées à chaque tranche	110
V.6.5. Classement des forces	111
V.6.6. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement.....	111
Conclusion :	114

Chapitre VI : Etude des variantes des ouvrages annexes

Introduction.....	115
VI.1. Ouvrage d'évacuateur de crues.....	115
VI.1.1. Critères de choix de l'évacuateur de crue	115
VI.1.2. Différents types des évacuateurs de crues	116
VI.1.3. Choix de la variante.....	117
VI.2. Ouvrage de Prise d'eau	117
VI.2.1. Type de prise	118
VI.2.2. Choix de la variante.....	118
VI.3. Ouvrage de vidange.....	118
VI.3.1. Conduite de vidange en charge	119
VI.3.2. Conduites à écoulement libre	119
VI.3.3. Choix de la variante.....	119
VI.3.4. Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange	120
VI.4. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange.....	121
VI.4.1. Calcul du débit de vidange.....	121
VI.4.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :.....	122
VI.5 Dimensionnement de la prise d'eau :.....	124
Conclusion	125

Chapitre VII : Etude de la variante retenue de l'évacuateur

Introduction.....	126
VII.1 Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues.....	126
VII.2 Dimensionnement hydraulique.....	126
VII.2.1 Canal d'amenée.....	127
VII.2.2. Déversoir	127
VII.2.3 Chenal d'écoulement	129
VII.2.4 Calcul du convergent	130
VII.2.5 Le coursier	130
VII.2.6 Dissipateur d'énergie	133
VII.2.7Canal de restitution.....	134
VII.3 Conception de l'évacuateur de crues.....	135
VII.3.1 Hauteur des murs bajoyers	135
VII.4 Vérification de l'apparition des vagues roulantes.....	136

Conclusion:	137
-------------------	-----

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Introduction.....	138
VIII.1 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise.....	138
VIII.1.1 Installations destinées au personnel.....	138
VIII.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux	138
VIII.1.3 Installations destinées à la réparation des engins.....	138
VIII.1.4 Installation destinées pour la préfabrication	139
VIII.1.5 les moyens de chantier	139
VIII.2 Planification	139
VIII.2.1 Définition.....	139
VIII.2.2 Techniques de la planification.....	140
VIII.2.3 les paramètres de la méthode C.P.M	142
VIII.2.4 les plannings.....	143
VIII.3 délai de construction et programme des travaux	143
VIII.4 Symboles des différentes opérations	144
VIII.5 Détermination des chemins critiques.....	144
Conclusion	145

Chapitre IX : Protection et sécurité de travail

Introduction.....	146
IX.1 Causes des accidents de travail	146
IX.1.1 Causes humaines.....	146
IX.1.2 Causes techniques.....	146
IX.2 Conditions dangereuses dans le chantier	146
IX.3 Actions dangereuses	147
IX.4 Mesures préventives	147
Conclusion :	147
CONCLUSION GENERALE :.....	148

Liste des tableaux

Tableau II. 01	Caractéristiques géotechniques au niveau de la fouille FN° 5.....	17
Tableau II. 02	Résultats des essais géotechniques.....	18
Tableau II. 03	Résultats des essais géotechniques	20
Tableau III. 01:	Récapitulatif des caractéristiques géométriques du BV.....	25
Tableau III. 02:	Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	27
Tableau III. 03:	Tableau récapitulatif des résultats précédents.....	31
Tableau III. 04:	Longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau	32
Tableau III. 05:	Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).....	32
Tableau III. 06:	Tableau récapitulatif du calcul du temps de concentration.....	36
Tableau III. 07:	Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant.....	37
Tableau III. 08:	Caractéristique de la série pluviométrique (43 ans)	42
Tableau III. 09:	Teste d'homogénéité de Mood	43
Tableau III. 10:	Récapitulatif des conditions de la méthode de Mood	44
Tableau III. 11:	Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL.....	46
Tableau III. 12 :	Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon	46
Tableau III. 13:	Résultat de l'ajustement à la loi de GALTON	48
Tableau III. 14:	Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence.....	49
Tableau III. 15:	Pluies de courtes durées et leurs Intensités pour différentes fréquences.....	50
Tableau III. 16:	Pluies de courtes durées et leurs Intensités pour différentes fréquences.....	51
Tableau III. 17:	Tableau récapitulatif de l'apport moyen	54
Tableau III. 18:	Tableau récapitulatif du calcul du coefficient de variation	56
Tableau III. 19:	L'Apport moyen annuel pour différentes périodes de retour	57
Tableau III. 20:	Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel.....	57
Tableau III. 21:	Récapitulatif de la formule de Mallet-Gauthier.....	59
Tableau III. 22:	Résultats de la formule de SOKOLOVSKY	59
Tableau III. 23:	Résultat de la formule de POSSENTI.....	60
Tableau III. 24:	Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ	61
Tableau III. 25:	Débits fréquentiels pour une construction d'hydrogramme de crue	62
Tableau III. 26:	Crue de projet recommandée	63
Tableau III. 27:	Choix de la crue de projet.	64
Tableau III. 28:	Résultat du calcul du Volume mort.....	66
Tableau III. 29:	Répartition mensuelle de l'apport 80%	67
Tableau III. 30:	Répartition mensuelle des besoins en eau.....	67
Tableau III. 31:	Courbe topographiques et volumétriques :	68
Tableau III. 32:	Résultat de calcul de la période de bonne hydraulité	70
Tableau III. 33:	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm3).....	71
Tableau III. 34:	Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm3).....	73
Tableau III. 35:	Calcul de la courbe caractéristique du barrage	77
Tableau III. 36:	Calcul de l'hydrogramme de sortie	78
Tableau III. 37:	Hydrogramme laminé pour les différentes largeurs b	79
Tableau III. 38:	Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum et Volume forcé 80	
Tableau III. 39:	Récapitulatif du calcul de la Revanche	82
Tableau III. 40:	Résultats de calcul de la largeur en crête.....	83
Tableau III. 41:	Calcul du volume et cout de la digue pour une hauteur de barrage de 17.80m.....	84
Tableau III. 42:	Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs de déversement	84
Tableau III. 43 :	Résultat de calcul du Coût du coursier	86
Tableau III. 44 :	Coût total pour chaque charge déversante.....	87
Tableau III. 45:	Tableau récapitulatif	88

Tableau IV.01 : Résultats du calcul.....	89
Tableau IV.02 : Valeurs indicatives des pentes des talus.....	90
Tableau IV.03 : Valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.....	91
Tableau IV.04: Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.....	91
Tableau IV.05 : Coûts des différentes variantes étudiées.....	96
Tableau V.01: Caractéristique du Rip-rap.....	98
Tableau V.02: épaisseur minimal de drain (Gérard DEGOUTTE ,1997).....	100
Tableau V.03 : Les coordonnées de la parabole.....	105
Tableau V.04 : Valeurs de K1, K2 en fonction de pente de talus (V.volkov, 1986)	108
Tableau V.05: Caractéristiques géotechniques des sols	108
Tableau V.06: Coefficient de stabilité admissible des talus	111
Tableau V.07 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement	113
Tableau VI.01 : type de vidange de fond en fonction de $H^2 \cdot \sqrt{V}$	119
Tableau VII.01 : Coordonnées de profil	127
Tableau VII.02 : Calcul de la ligne d'eau	130
Tableau VII.03 : Calcul de la ligne d'eau	131
Tableau VIII.01 : symboles des opérations.....	143

Liste des figures

Figure I.01 Carte de situation de la Commune de Bouhamama.....	3
Figure I.02 Site du barrage.....	5
Figure II.01 Extrait de la carte géologique 1/50000 de Khenchela.....	9
Figure II.02 Carte du zonage sismique algérien montrant. (RPA 9/REV.2003).....	13
Figure III. 1: Extrait de la légende de la carte topographique de Khenchela (INCT-Alger).....	22
Figure III. 2: Plan d'orientation de site du barrage source : Google Earth	24
Figure III. 3: Représentation graphique de la loi de Galton.....	48
Figure III. 4: Pluies de Courte durée	52
Figure III. 5: Intensité-durée-fréquence	52
Figure III. 6: Répartition mensuelle des apports 80%	57
Figure III. 7: Hydrogrammes de crue pour différentes période de retour	62
Figure III. 8: Hydrogramme de crue 1 000ans.....	64
Figure III. 9: Courbe Surface-hauteur ; Capacité-hauteur	68
Figure III. 10: Représentation graphique de l'hydrogramme d'entrée et de sortie.....	75
Figure III. 11: Courbe surface-hauteur au-dessus du NNR.....	76
Figure III. 12: Hydrogramme d'entrée et de sortie	80
Figure III. 13: Courbe d'optimisation.....	87
Figure V.01 : Calcul l'infiltration qui travers le corps de la digue.....	105
FigureV.02 : Schéma de calcul statique	112
Figure VII.01 : Profil Creager (Quadrant aval).....	127
Figure VII.02 : Graphe de la ligne d'eau	131
Figure VII.03: Bassin dissipation type USBR III.....	132

Listes des planches :

Planche 01 : Vue en plan de l'aménagement de l'oued LAZREG W. KHENCHELA

Planche 02 : Coupe géologique de l'axe de la digue de l'oued LAZREG W. KHENCHELA

Planche 03 : Différents types de la digue de l'oued LAZREG W. KHENCHELA avec détails

Planche 04 : Schéma de calcul de la stabilité du petit barrage de l'oued LAZREG W. KHENCHELA

Planche 05 : Schéma de calcul de la stabilité et l'infiltration du petit barrage de l'oued LAZREG W. KHENCHELA avec détails

Planche 06 : Evacuateur de crues du petit barrage sur l'oued LAZREG W. KHENCHELA

Introduction générale

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 2 % 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 du petit barrage dans la commune de BOUHMAMA (Oued LAZREG) dans la Wilaya de KHENCHELA 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 quantitative et qualitative de la géologie et la géotechnique, une fois le site est fixé, on doit passer par une étude hydrologique qui permettra les différents paramètres à partir d'un traitement des séries pluviométrique pour l'obtention de hydro-gramme 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'hydro-gramme de crue et aussi l'estimation de la crue de projet, on pousse cette étude par une 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 un 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 détaillée de stabilité .on déterminera par un aperçu sur l'organisation de chantier .

I.1 Généralités

Pour la réalisation d'un barrage, il est nécessaire de bien examiner les objectifs qui en découlent pour les caractéristiques de l'ouvrage à concevoir et son implantation, en tenant en compte 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, on devra choisir la meilleure solution d'un point de vue technique et économique.

I.2 L'objectif du barrage

Ce barrage est destiné à l'irrigation.

I.3 Situation géographique de la commune

La commune de Bouhamama occupe la partie Est du territoire de la daïra de Bouhamama, elle a une population de l'ordre de 11 436 habitants en 2015

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.

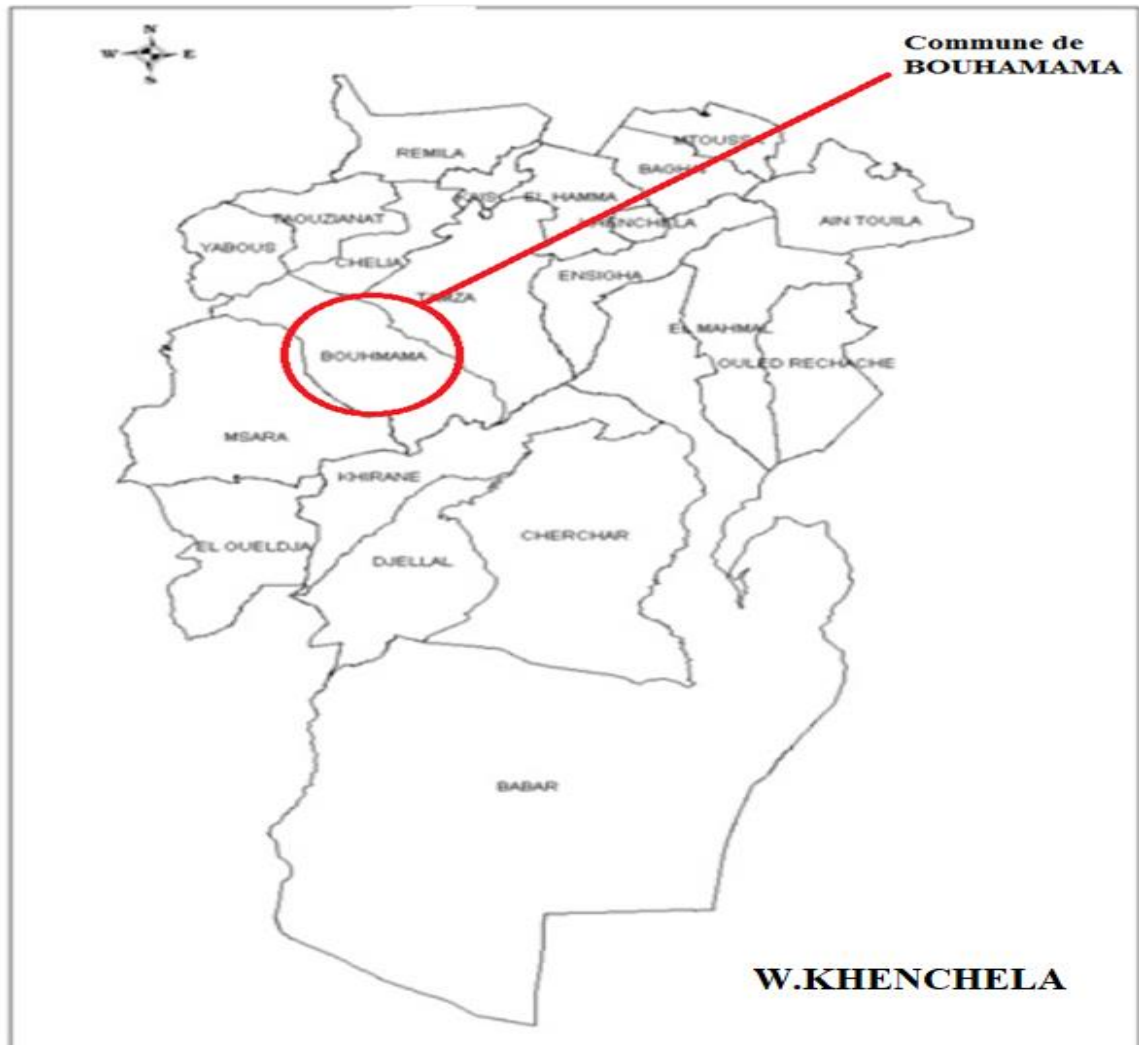


Figure I. 1: Carte de situation de la Commune de Bouhamama

L'agglomération de chef-lieu de la commune est située au Sud-Ouest de la commune à environ 60km du chef-lieu de la wilaya, elle est desservie par la RN°88 la reliant au reste de la wilaya au Sud et d'une part et avec la wilaya de Batna au Nord d'autre part.

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'un barrage, 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 pour minimiser le volume du barrage.
- ✓ Choisir l'emplacement rapproché et facile des zones d'accès existantes, afin d'éviter la création d'autres voies pour les engins et les mains d'œuvre.
- ✓ Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

Lors de la préparation d'un inventaire de sites possibles pour 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.

Les coordonnées UTM de l'exutoire sont comme suit (système Nord Sahara 1959 UTM Zone 32 N) :

$$X = 296\ 809\ m$$

$$Y = 3\ 909\ 775\ m$$

$$Z = 1\ 095\ m\ NGA$$

I.3.2 Localisation de l'ouvrage

Le site proposé pour le barrage se trouve dans la wilaya de Khenchela, à environ 52km au sud-ouest de la ville de Khenchela et à 14.5 Km au sud-est de Bouhamama, sur l'oued LAZREG

I.4 Documentation consultée

L'intérêt accordé à la collecte de données fiable, 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 de faisabilité du barrage et la justification des conceptions de l'étude consiste en les documents cartographiques suivants :

- ✓ Carte d'état-major de Khenchela (annexe01)
- ✓ levé topographique du site du barrage échelle 1/100.
- ✓ carte pluviométriques de l'Algérie du nord.

I.5 caractéristique morphologiques :

La zone d'étude du barrage présente un relief accidenté, 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

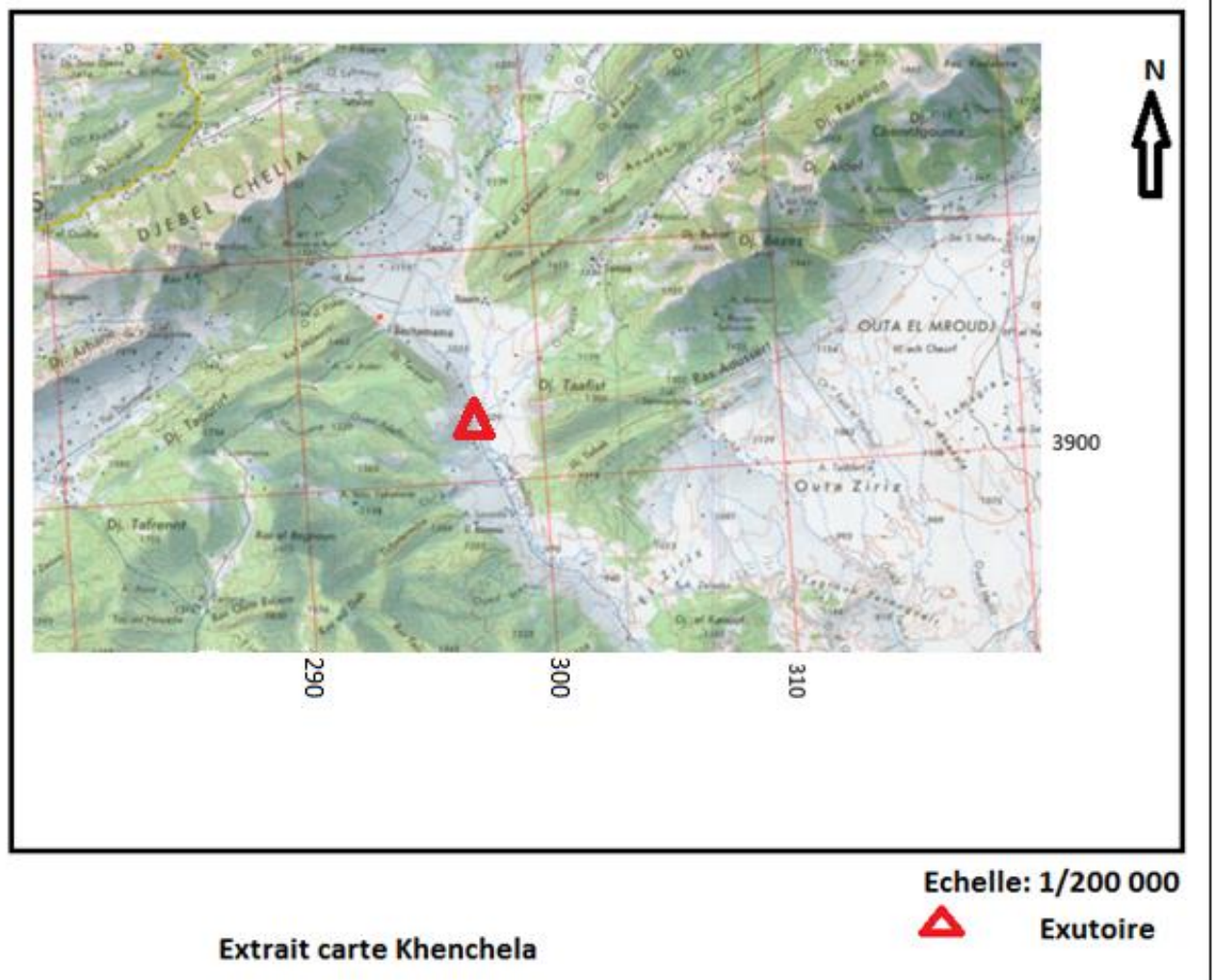


Figure I. 2: Site du barrage

Le climat de la région de Bouhamama 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 **52.76mm.**

Le moi le moins pluvieux est **juillet** avec une moyenne de **12.41mm.**

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté le site du petit barrage LAZREG en présentant des données climatiques ainsi que son morphologie et son accès.

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 coffrés.

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.

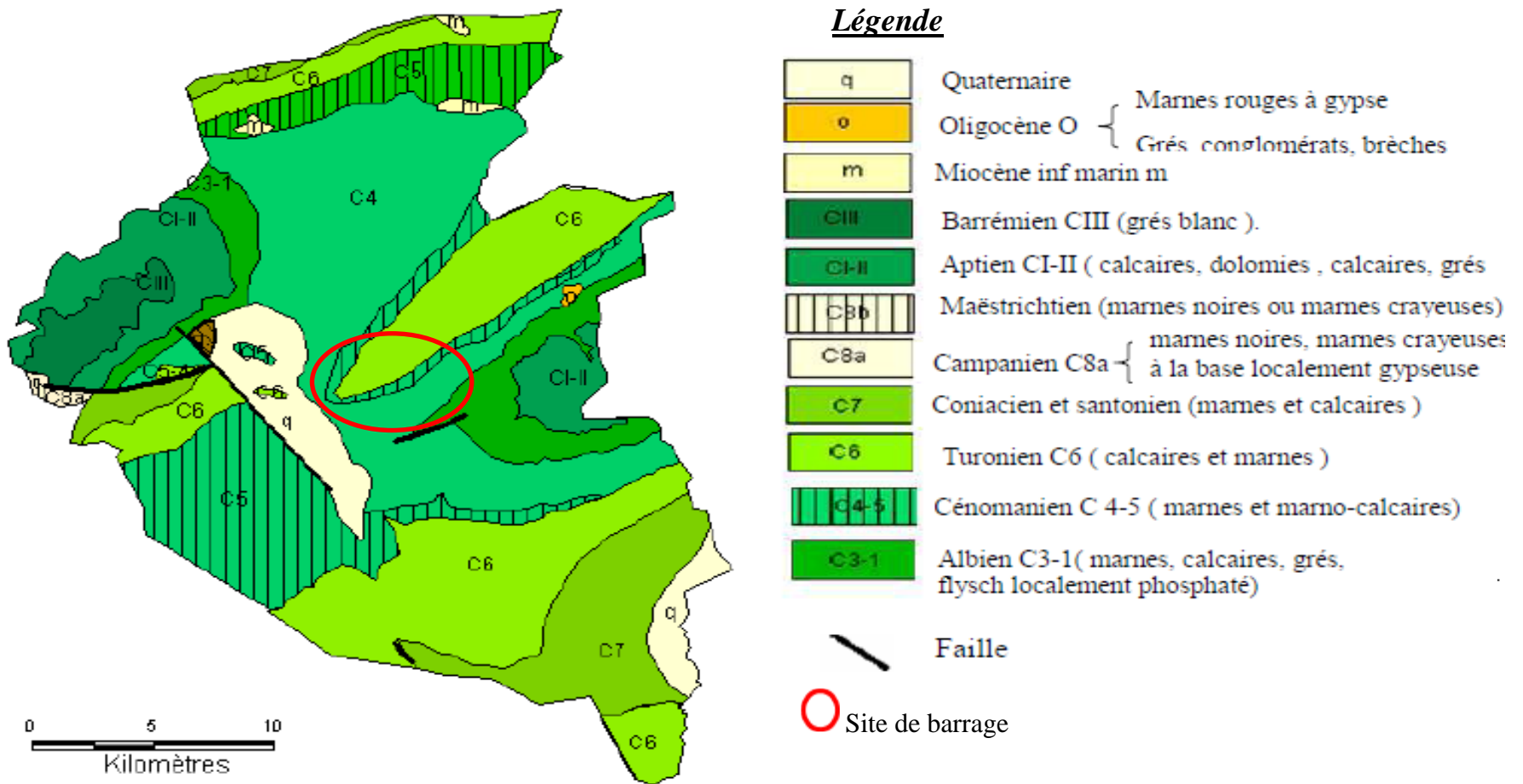


Fig N° II.1 : Extrait de la carte géologique 1/50000 de Khenchela

II.1.4 Hydrogéologie sommaire de la région

La région d'étude où se situe notre site du petit barrage 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 sont peu faibles dans la région, cette hypothèse est confirmée par la présence de peu faible de milieux aquifères dans cette région.

On note la présence des exutoires peu faibles 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 petit barrage LAZREG d'oued LAZREG 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 afin 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 dépasse 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 calcareuse 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 du présent petit barrage, la digue du petit barrage LAZREG 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 du petit barrage, 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 du petit barrage LAZREG – Commune de Bouhmama - wilaya de Khenchela est situé dans la zone « I » (zone caractérisée par une faible intensité sismique d’après R.P.A).

Le petit barrage 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 limité 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.

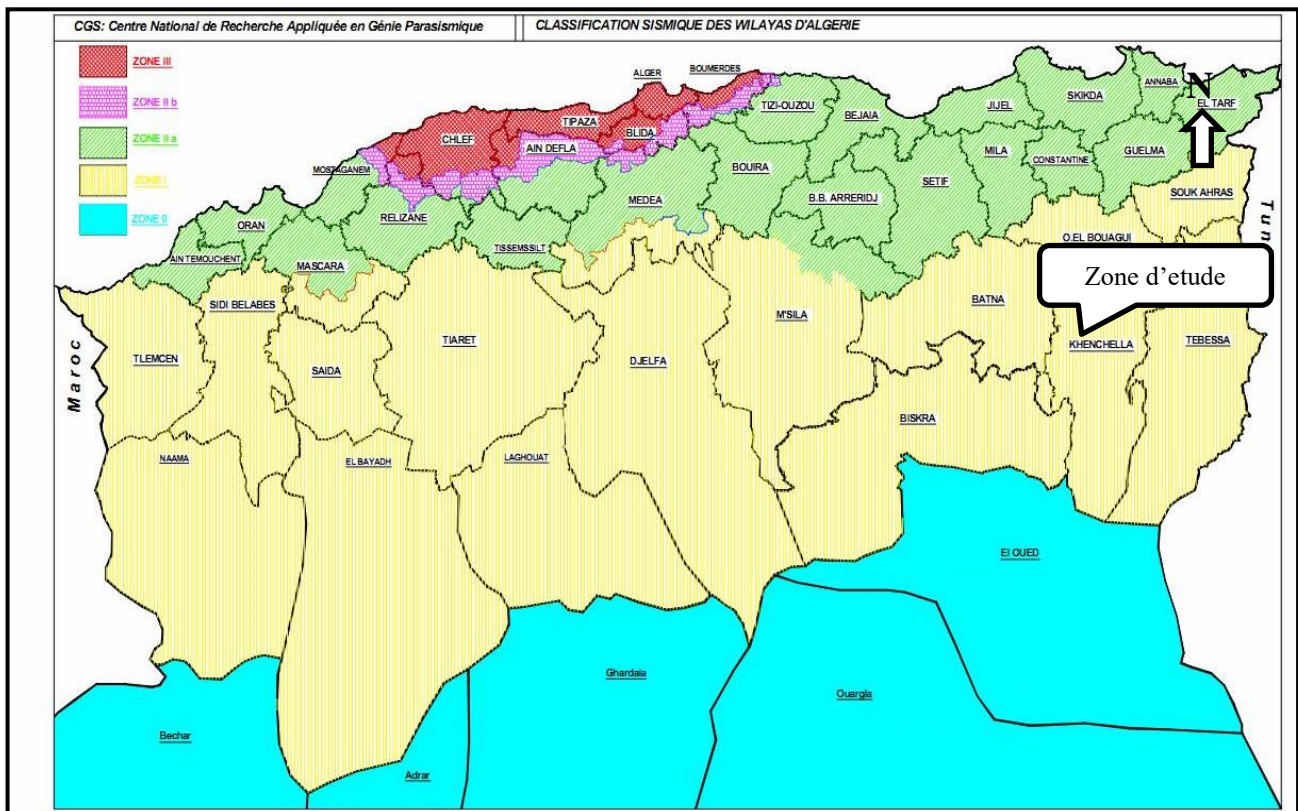


Fig N°II 02: Carte du zonage sismique algérien montrant. (RPA 9/REV.2003).

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 Conclusion générale

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 LAZREG 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 colinéaire

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 ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$).....	06 essais
Teneur en matières organiques (MO)	06 essais

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
	Degrè 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.2.3 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.2.4 Matériaux d'encrochement (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 région. 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.2.5 Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue

II.2.5.1 Terrains d'assise et de fondation de la digue

- **Marnes argileuses du substratum créacé**
 - ✓ 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.2.5.2 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 Ll (%)	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.2.6 Conclusion

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 du présent petit barrage (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 du petit barrage 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 du petit barrage

Les matériaux nécessaires à la protection de la digue (blocs d'encrochement) 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 du petit barrage en terre homogène sur le site d'oued LAZREG commune de BOUHMAMA Wilaya de KHENCHELA.

Introduction :

L'étude hydrologique est donc, une étape importante dans le processus de détermination de la faisabilité d'un barrage. C'est pourquoi, les paramètres hydrologiques, sont déterminants, car ils sont traités comme tâches initiales à effectuer lors de cette étape du travail.

Ces paramètres, nous permettent de connaître les capacités du bassin versant à produire des écoulements. Ils nous conduisent à l'évaluation, de manière sommaire et approximative, des paramètres qui conditionnent le dimensionnement des différents ouvrages annexes, leurs coûts et surtout leur capacité de stockage. Enfin, ils nous permettent d'arrêter les caractéristiques des ouvrages d'évacuation de crues (évacuateur de crues, etc.)

En vue de l'absence de stations hydrométriques sur le long de l'oued, les apports provenant au barrage seront estimés en utilisant les formules empiriques et les données pluviométriques des stations les plus proches pour aboutir à des résultats satisfaisants, et aussi proches que possible des conditions naturelles.

III. 1 Bassin versant :**III.1.1 Caractéristique géographiques du bassin versant :**

Le petit barrage LAZREG, se situe sur l'Oued LAZREG au Sud-Est de la petite localité de Bouhamama, Wilaya de Khenchela.

Au cours de cette étude hydrologique, nous avons utilisé une carte topographique à l'échelle (1/200.000 système géodésique Nord Sahara projection UTM fuseau 32) (Annexe 01)

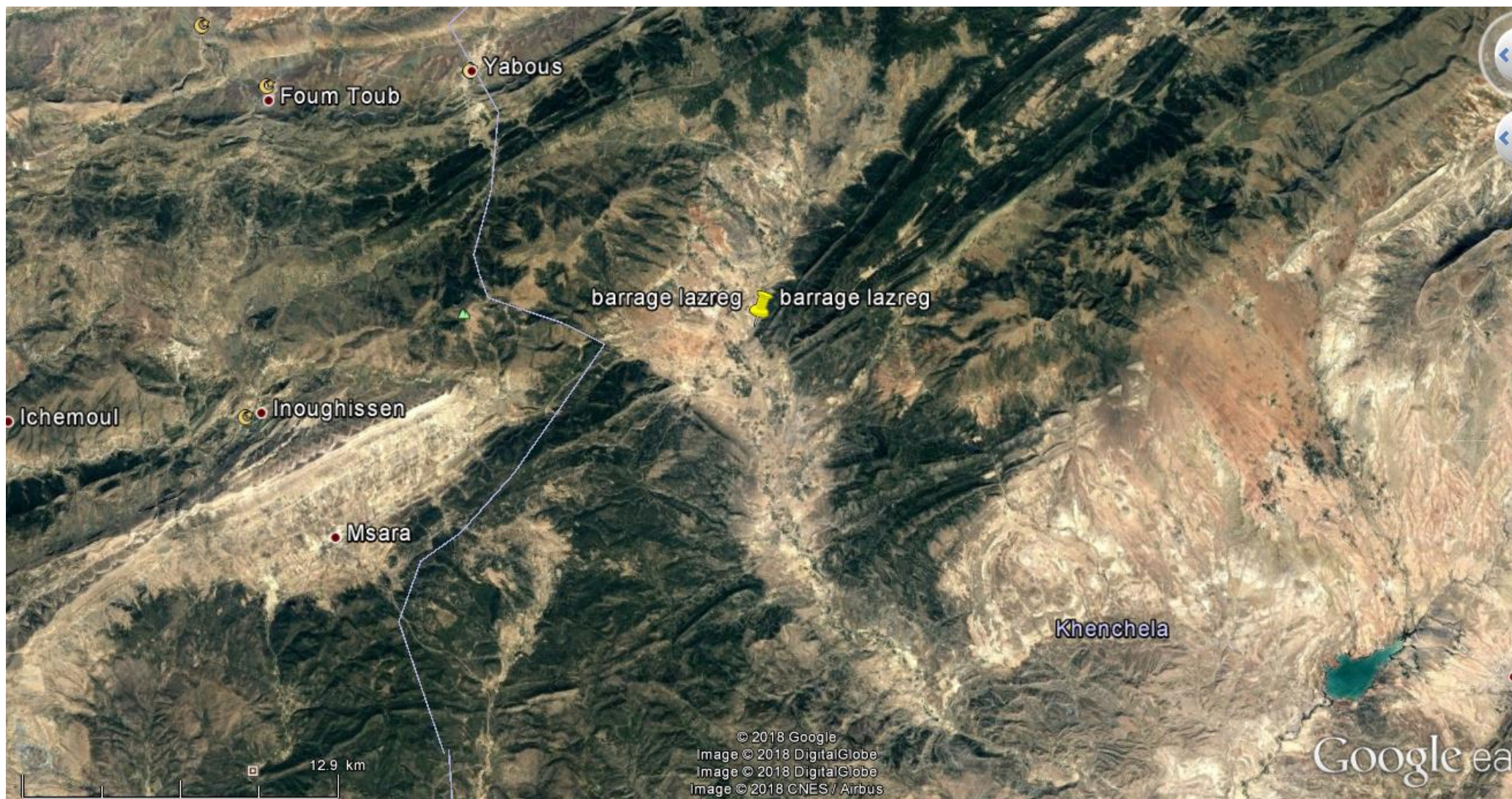


Figure III. 2: Plan d'orientation de site du barrage source : Google Earth

III.1.2 Caractéristiques géométriques du bassin versant

Caractéristiques	Unités	Site
Superficie totale	Km ²	106.1
Périmètre	km	45.72
Altitude maximale	m NGA	2085
Altitude minimale	m NGA	1095
Altitude moyenne	m NGA	1598
Longueur du talweg principal	km	19

III.1.2.1 Surface du bassin versant

La surface du bassin versant du petit barrage LAZREG a été obtenue par le logiciel ARCGIS. Nous avons déduit que le bassin versant occupe une superficie de **S = 106.1 km²**.

III.1.2.2 Périmètre du bassin versant

Le périmètre du bassin versant mesuré est de **P=45.72km**

III.1.2.3 Longueur du thalweg principal

La longueur du thalweg principal à pour valeur L= **19km**

III.1.2.4 Altitude du bassin versant

Les Altitudes extrêmes du bassin versant sont :

Altitude maximale 2085 m.

Altitude minimale 1095 m.

L'altitude moyenne du bassin est de 1598 m.

Tableau III. 1: Récapitulatif des caractéristiques géométriques du BV.

III.1.2 Pente moyenne de l'Oued

La pente moyenne de l'Oued est calculée sur la base de la relation suivante :

$$I_o = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \quad (\text{III.01})$$

On aura donc : $I_0=5,21 \%$

III.1.3 Caractéristiques morphologiques du bassin versant :

III.1.3.1 Indice de compacité

L'indice de compacité K_c d'un bassin versant est défini comme étant le rapport entre le périmètre du bassin et la circonférence du cercle ayant la même superficie que celle du bassin versant et qui sert à déterminer la forme du bassin versant. Il dépend de la surface du bassin et de son périmètre. Nous avons :

$$K_c = \frac{P}{P_c} \quad (\text{III.02})$$

D'où: $P_c = 2\pi.R_c$; $S = \pi.R_c^2$

$$R_c = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \text{ Donc : } K_c = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{0,28.P}{\sqrt{S}} = \frac{0,28 \cdot 45,72}{\sqrt{106,1}} = 1,24$$

Avec :

K_c : Indice de compacité (sans dimension).

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

P : Périmètre du bassin versant [Km].

P_c : Périmètre du cercle [Km].

D'après la formule de K_c on distingue trois cas :

$K_c = 1$: Lorsque le bassin est parfaitement circulaire.

$K_c = 1,12$ Lorsque le bassin est carrée.

$K_c > 1,12$ Lorsque le bassin est relativement allongé.

Dans notre cas nous avons : **$K_c = 1,24$**

Comme **$K_c > 1,12$** nous concluons que la forme de notre bassin versant est relativement allongé ;

III.1.3.2 Coefficient d'allongement

Est obtenu par la formule suivante :

$$K_p = \frac{P^2}{S} \quad (\text{III.03})$$

Avec :

P : La longueur du talweg principal.

S : La superficie du bassin versant.

Nous aurons, donc : $K_p = 45,72^2 / 106,1 = 19,7$

Plus K_p est grand, plus le bassin versant est allongé, plus le temps de concentration (le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus loin en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire) est grande et plus la crue est moins violente

III.1.3.3 Dimension du rectangle équivalent

Le rectangle équivalent est une transformation purement géométrique par laquelle on assimile un bassin versant à un rectangle ayant le même périmètre et la même superficie.

Ce paramètre permet de comparer les bassins, entre eux, du point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P=2. (L+l) \text{ et } S=L. l \quad (\text{III.04})$$

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

$$Kc=0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{III.05})$$

De (I.03) et (I.04) les grandeurs Lr et lr sont données par les formules suivantes :

$$L = \frac{Kc\sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{Kc} \right)^2} \right] \quad (\text{III.06})$$

$$l = \frac{Kc\sqrt{S}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{Kc} \right)^2} \right] \quad (\text{III.07})$$

avec :

Lr : Longueur du rectangle équivalent [Km]

lr : Largeur du rectangle équivalent [Km]

Donc :

$$Lr = 16.3 \text{ Km}$$

$$lr = 6.51 \text{ Km.}$$

Conclusion : D'après l'indice de compacité et le dimensionnement du rectangle équivalent, nous pouvons conclure que notre bassin est d'une forme relativement allongée.

III.1.4 Hypsométrie du bassin versant

III.1.4.1 Le relief :

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

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent, en outre, servir pour la détermination de la

pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications comme le comportement hydrologique et hydraulique du bassin versant et de son système de drainage.

Cette dernière, a été identifiée à partir des résultats des calculs de la répartition du bassin versant par tranches d'altitudes, après planimétrie des surfaces partielles. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci - après :

Tableau III. 2: Coordonnées de la courbe hypsométrique

Elévation(m)	Elévation moyenne(m)	Surfaces entre courbes		Surfaces cumulées		Si*Hi
		Si(Km2)	Si(%)	Si(Km2)	Si(%)	
2050-2085	2068	0,03	0,03	0,03	0,03	62,04
1900-2050	1875	0,82	0,77	0,85	0,8	1537,5
1750-1900	1825	1,32	1,24	2,17	2,04	2409
1600-1750	1675	3,52	3,32	5,69	5,36	5896
1450-1600	1525	10,28	9,69	15,97	15,05	15677
1300-1450	1375	37,01	34,88	52,98	49,93	50888,75
1150-1300	1225	48,10	45,33	101,08	95,26	58922,5
1095-1150	1123	5,02	4,73	106,1	100	5637,46
		106.1				141030,3

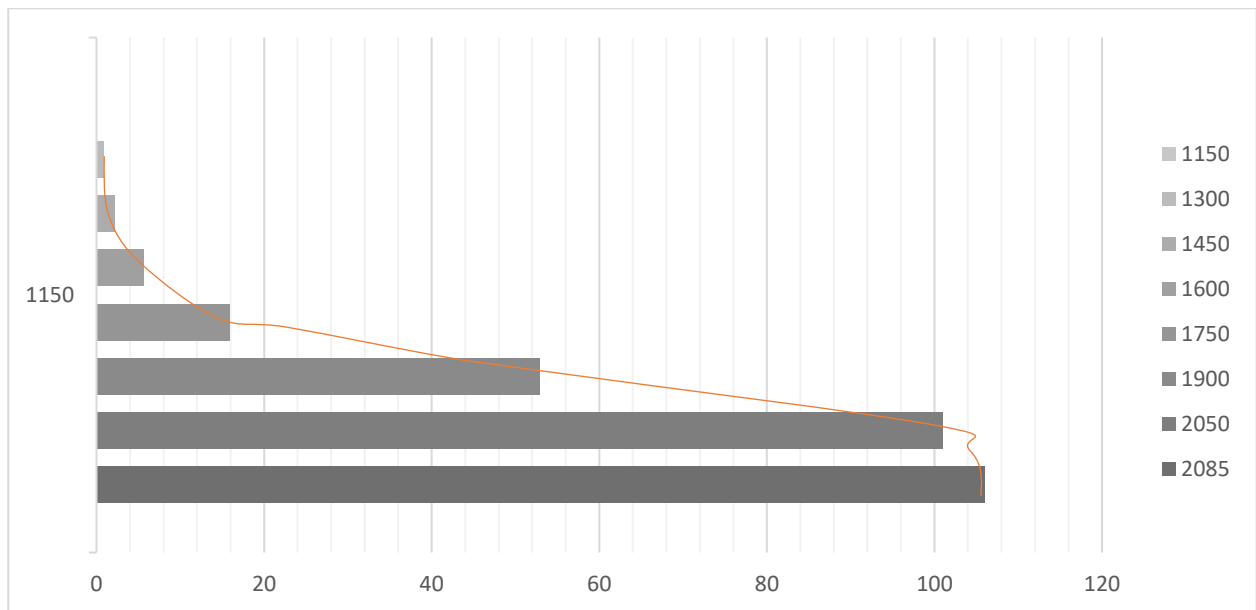


Figure III. 3 : Courbe hypsométrique du bassin versant

D'après le graphe, nous pouvons tirer H5% et H95%

H5% = 1670m NGA

H95% = 1200m NGA

B) -Altitude moyenne du Bassin Versant

Celle-ci est obtenue à l'aide de deux procédés

Le premier est graphique

C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondant à la surface 50%.

C'est, donc, l'altitude médiane. **H50% = 1380m.**

Le second est analytique : Il se présente comme suit :

$$H_{moy} = \sum \left(\frac{S_i \times H_i}{S} \right) \quad (III.08)$$

Avec :

S_i : Surface partielle entre deux courbes de niveau (Km^2).

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives **n-1** et **n** en (m)

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

Dans ce cas, on opte pour une altitude moyenne :

Hmoy=1329m.

L'altitude moyenne est peu représentative de la réalité. Toutefois, elle est parfois utilisée dans l'évaluation de certains paramètres hydrométéorologiques ou bien dans la mise en œuvre des modèles hydrologiques.

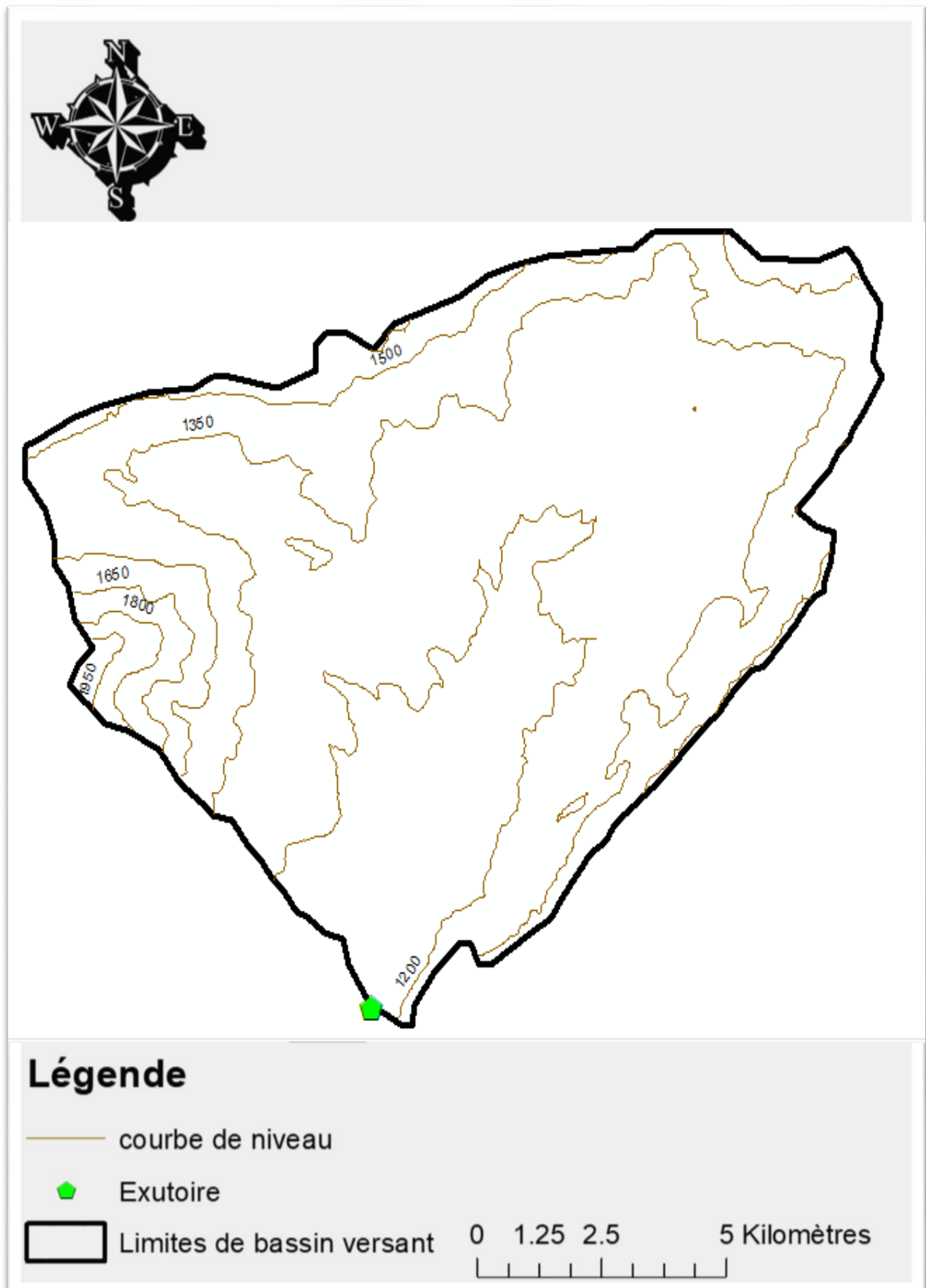


Figure III. 4 : Répartition des courbes de niveau

Tableau récapitulatif des altitudes déterminées :

Tableau III. 3: Tableau récapitulatif des résultats précédents

Altitudes	Valeur (m.NGA)
Hmoyenne	1329
Hmédiane	1380
H95%	1200
H5%	1670
Hmax	2085
Hmin	1095

III.1.5 Les Indices :

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

Indice de la pente globale : Il est calculé à partir de la relation suivante :

$$I_p = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L_r} \tag{III.09}$$

Donc, nous aurons : **Ip=24.74m/km** d'où **Ip=2.47%**

Indice de pente moyenne Im : L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

$$I_m = \frac{\Delta H}{\Delta L} \tag{III.10}$$

Avec : $\Delta H = H_{max} - H_{min} = 2085 - 1095 = 990$ m

Donc : **Im=6.07%**

Pente moyenne du bassin versant Im : Il est obtenu par la formule suivante :

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

Avec :

ΔH : Dénivelée (100m).

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

S : Surface du bassin versant (Km²).

Tableau III. 4: Longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau

altitude (m)	longueur (km)
1095	0,08
1150	14,06
1300	42,99
1450	40,56
1600	14,02
1750	4,33
1900	2,71
2050	0,42
2085	0,08

D'après le tableau III.4, nous avons : **$I_m = 168.48 \text{ m/km}$**

Conclusion : En conclusion, nous pouvons dire que l'indice de pente moyenne est moyen. On assiste, donc, à un écoulement faible.

D) Densité spécifique : Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes. D'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M, appliquée à tous les bassins versant de différentes surfaces. Elle est calculée à partir de la formule suivante :

$$D_s = I_g \sqrt{S} \quad (\text{III.12})$$

Avec :

I_g : Pente globale [m / Km].

S : Surface totale du bassin versant [Km²].

AN :

$$D_s = 0.86 * \sqrt{106.1} = 8.8 \text{ m}$$

$$D_s = 9 \text{ m}$$

Tableau III. 5: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

relief		Ds(m)
1	Très faible	<10
2	faible	25
3	Assez faible	50
4	Modéré	100
5	Assez modéré	250
6	Fort	500
7	Très fort	>500

Conclusion : Le relief de notre bassin versant est très faible ($D_s = 9 < 10$).

III.1.6 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

III.1.6.1 Réseau hydrographique

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les mêmes cartes, citées pour la détermination de l'altitude moyenne. Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau.

Il existe plusieurs classifications, la plus courante est la classification de SCHUM. Dans cette classification de SCHUM est considéré « ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de deux cours d'eau d'ordre (x) »

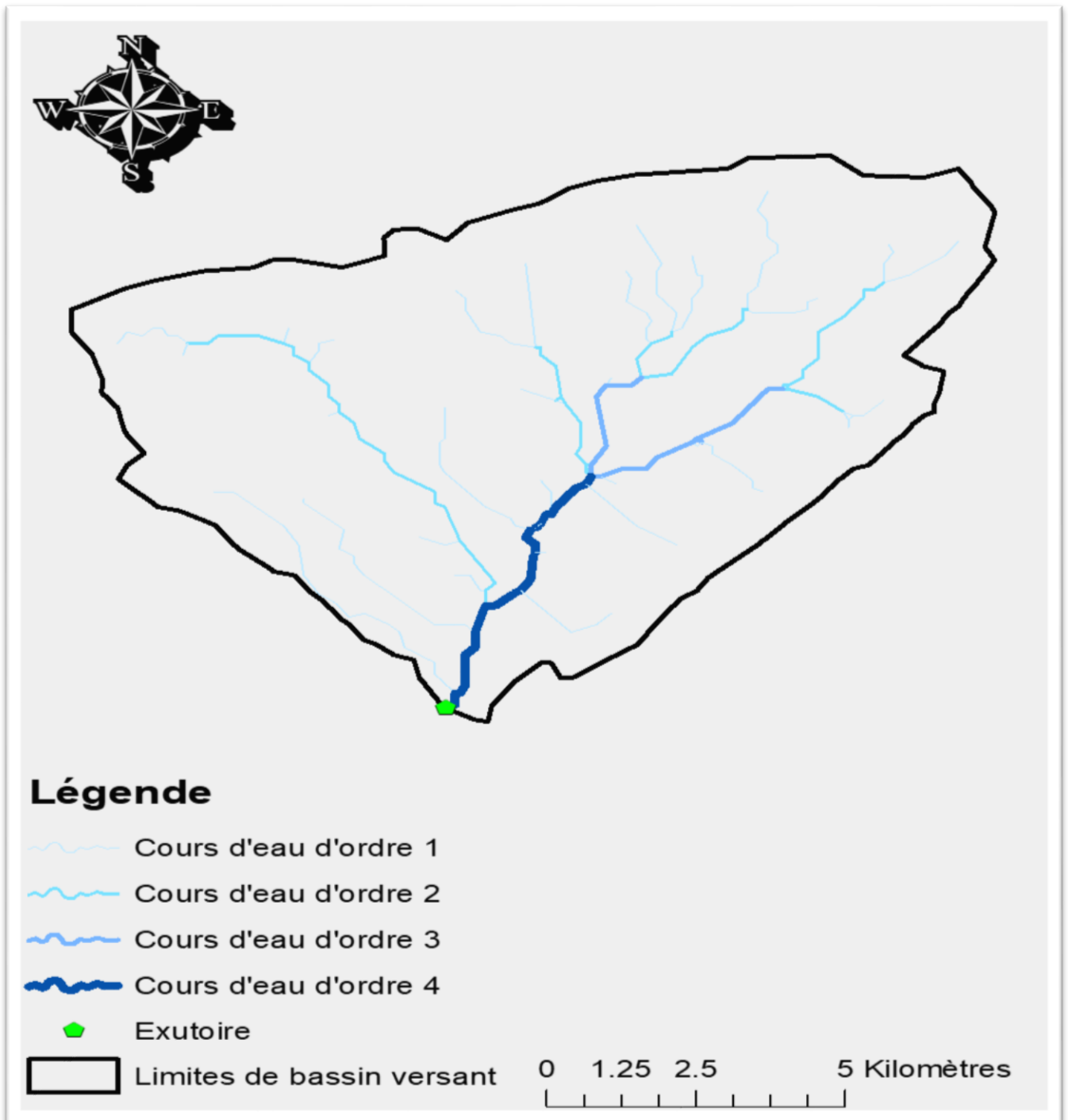


Figure III. 5: Réseau hydrographique d'Oued LAZREG

A) Densité de drainage : La densité de drainage est définie pour un bassin versant donné de superficie S , comme la longueur totale des cours d'eau de tous les ordres sur la surface drainée.

$$Dd = \frac{\sum_{i=1}^n l_i}{S} \quad (\text{III.13})$$

avec :

l_i : Longueur totale des cours d'eau d'ordre i [Km].

n : L'ordre le plus élevé dans la classification. $n=4$

AN:

$$Dd=1,0 \text{ Km/Km}^2$$

B) Densité du thalweg élémentaire

$$F1 = \frac{N_1}{S} \quad (\text{III.14})$$

Avec :

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1=45$

S : Superficie du bassin versant.

AN :

$$F_1=1,58 \text{ thalweg/Km}^2$$

C) Coefficient de torrentialité :

Il est défini comme étant

$$C_t = Dd \cdot F_1 \quad (\text{III.15})$$

AN:

$$C_t= 1, 58 \text{ Km}^{-3}$$

D) Temps de concentration

Définition : Le temps de concentration est le temps qui sépare la fin de la pluie efficace de la fin du ruissellement direct. C'est le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire. C'est une caractéristique importante de tout bassin versant.

Calcul du temps de concentration : L'estimation du temps de concentration est obtenue grâce à des formules empiriques, et par l'étude des données de pluie - débit concomitantes lorsqu'elles sont disponibles.

Formule de KIRIPCH

$$t_c = 0.6615 * L^{0.77} I^{-0.385} \quad (\text{III.16})$$

L : Longueur du thalweg principal en (Km). 19 km

Im : Pente moyenne du cours d'eau en (%). 5.21 %

D'où : Tc = 3.38 h.

Formule de SCS : (Soil Conservation Service, USA)

$$T_c = \left(0.87 \times \frac{L^3}{H} \right)^{0.387} \quad (\text{III.17})$$

Avec :

L : Longueur du thalweg principal (Km).

H : Différence entre altitude max. et altitude min.

$$H = 2085 - 1095 = 990 \text{ m.}$$

AN:

$$T_c = \left(0.87 * \frac{19^3}{990} \right)^{0.387} = 2 \text{ h}$$

D'où: Tc = 2 h

Formule de GIANDOTTI

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \quad (\text{III.18})$$

Avec :

S : Surface du bassin versant en (Km²).

L : Longueur du thalweg principal (Km).

$$H_{\text{moy}} - H_{\text{min}} = 1329 - 1095 = 234 \text{ m.}$$

AN :

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{106.1} + 1.5 \cdot 19}{0.8 \cdot \sqrt{234}} = 5.7 \text{ h}$$

D'où : Tc = 5.7 h

Formule de PASSINI :

$$t_c = 4 \left[\frac{(S*L)^{1/3}}{I^{1/2}} \right]^{0.75} = 14.43 \text{ h} \quad (\text{III.19})$$

Avec :

I : Pente moyenne du cours d'eau (%).

S : Surface du bassin versant (Km²).

L : Longueur du thalweg principal (Km).

D'où : Tc = 14.43 h

Tableau III. 6: Tableau récapitulatif du calcul du temps de concentration

Formule utilisée	Tc : temps de concentration trouvés (heures)
Formule de KIRIPCH	3.38
Formule de SCS	2
Formule de GIANDOTTI	5.7
Formule de PASSINI	14.43

Le temps de concentration nous renseigne du temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire, qui nous permettra de dimensionner l'évacuateur de crue par rapport à la crue la plus importante d'où on prend le temps de concentration le plus petit pour étudier le cas le plus défavorable.

Donc Tc= 2 h

E) 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 météorologiques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. C'est, tout simplement, le rapport entre la longueur parcourue par le temps de concentration.

$$V_r = \frac{L}{T_c} \quad (\text{III.20})$$

Avec :

L : Longueur du thalweg principal en (Km).

Tc : Temps de concentration en (h).

AN:

$$V_r = \frac{19}{2} = 9.5 \text{ km/h.}$$

Tableau III. 7: Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	106.1
Périmètre		P	km	45.72
Longueur du thalweg principal		L	km	19
Indice de compacité		KC	/	1,24
Coefficient d'allongement		KP	/	19.7
Rectangle équivalent	longueur	Lr	km	16.3
	largeur	lr	Km	6.51
Altitudes	maximale	Hmax	m	2085
	moyenne	Hmoy	m	1329
	médiane	Hmed	m	1380
	minimale	Hmin	M	1095
Indice de pente globale		Ig	m/Km	9.79
Indice de pente moyenne		Im	m/Km	6.07
DENSITE SPECIFIQUE		Ds	m	8.8
Densité de drainage		Dd	Km/Km ²	1
Coefficient de torrentialité		Ct	Km ⁻³	1,58
Temps de concentration		Tc	H	2
Vitesse de ruissellement		Vr	Km/h	9.5

III.2 Caractéristiques climatologiques

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

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

Les précipitations avec leur 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.2.1 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 figurent dans le tableau ci-dessous

Tableau III.8 : Températures moyennes mensuelles

MOIS	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	T° _{moyannuelle}
T° _{moymax}	11,8	13,5	16,1	20	25,6	31,1	34,6	34,1	28,8	23,3	17	12,8	22,39
T° _{moymin}	1,3	2,21	4,4	7,05	11,5	15,4	18,1	18,3	15,2	11,3	6,65	2,9	9,53
T° _{moy}	8	10,5	13,8	19,1	23,7	27,2	26,5	22	17,4	12	7,9	8	16,34

(ONM)

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

On remarque que la température maximale est enregistrée au mois de juillet (34.6°) et la température minimale au mois de janvier (1.3°).

La température annuelle moyenne est de (16.34°)

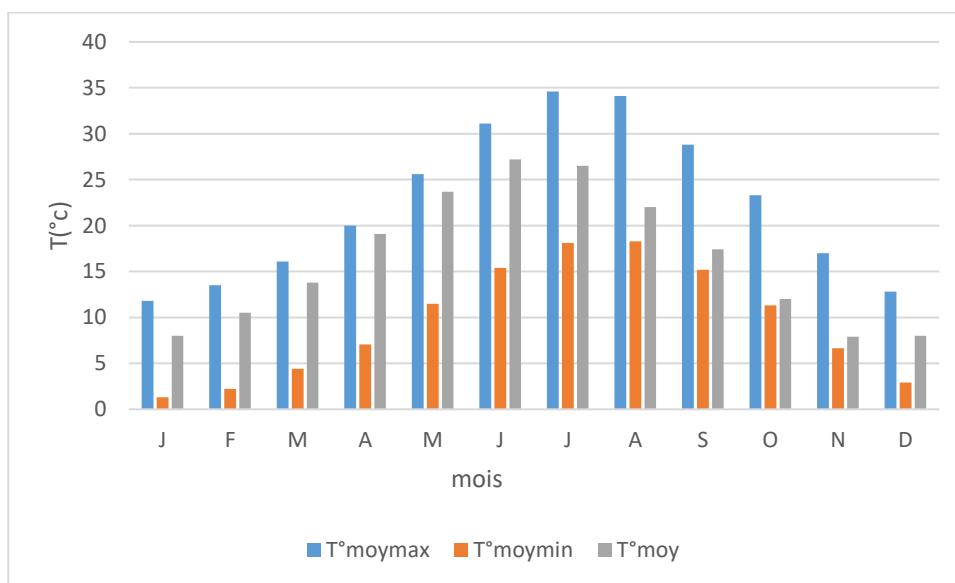


Figure III. 6: Répartition mensuelle des températures

III.2.2 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 de la vitesse du vent est représentée dans le tableau ci-dessous.

Tableau III. 9: Vitesses moyennes du vent en m/s

MOIS	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Vmoy
V (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	3,02

(ONM)

III.2.3 Humidité :

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

Tableau III. 10: Humidité relative moyenne à Khenchela

MOIS	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout	Hmoy
humidité(%)	57	64	70	74	73	68	65	61	55	47	41	46	60,08

(ONM)

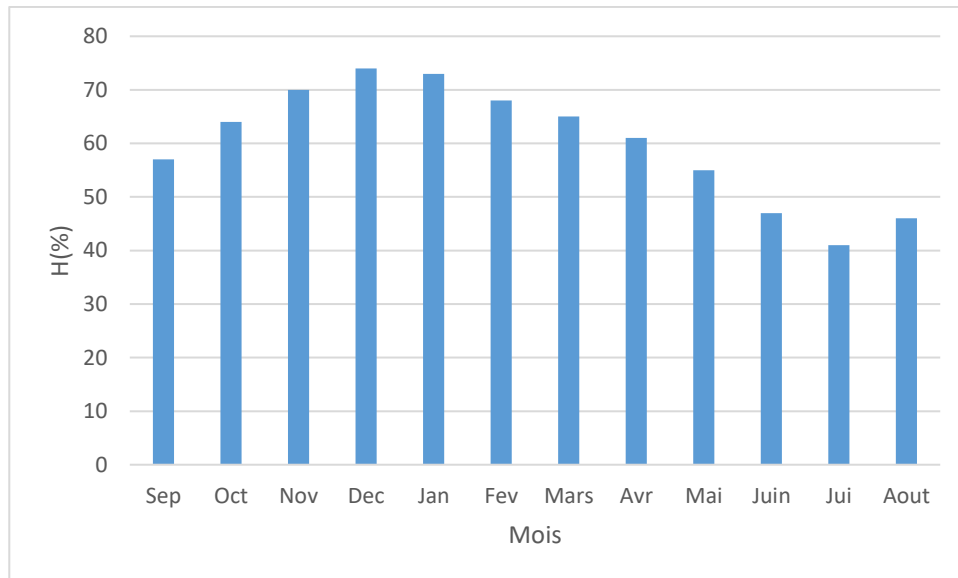


Figure III. 7: Diagramme de la répartition mensuelle de l’humidité

III.2.4 Evaporation :

L’estimation de ce paramètre a été faite en utilisant les données disponibles au niveau de la station de Khenchela. L’évaporation moyenne annuelle retenue est de 1560mm/an, comme on le remarque dans le tableau III.11 ci-après, elle est minimale durant les mois d’hivers (décembre, janvier et février), tandis qu’elle est maximale pour les mois (juin, juillet et août)

Tableau III. 11: Evaporation station Khenchela

MOIS	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout	Eannuelle
Evap (mm)	165	101	57	40	39	57	98	119	162	222	278	223	1 561

(ONM)

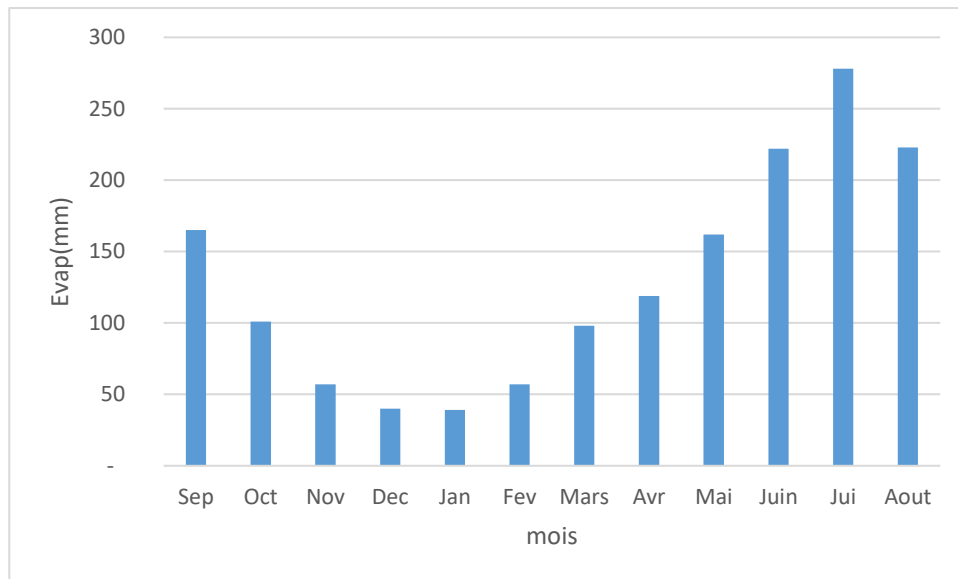


Figure III. 8: Diagramme de la répartition mensuelle de l'évaporation

III.3. Pluviométrie.

L'étude pluviométrique sera effectuée à partir des données des précipitations mensuelles et journalières enregistrées au niveau de la station la plus proche de la zone d'étude.

III.3.1 Stations et données disponibles

Les caractéristiques de la station pluviométrique disponible pour cette étude sont données dans le tableau III.12 dans le cadre de cette étude. On utilisera principalement les données pluviométriques se trouvant dans notre zone et qui sont la station de BOUHAMAMA & KTEF ES SOUDA.

Tableau III. 12: Stations pluviométriques.

Station	Code	Source	Coordonnée			Année de service	N (ans)
			X	Y	Z(m)		
BOUHAMAMA	061803	A.N.R.H	867	228.5	1140	1968-2010	43
KTE ES SOUDA.	061811	A.N.R.H	883.75	212.25	845	1991-2010	19

(ANRH)

III.3.1.1 Répartition de la pluie moyenne dans l'année

La station de BOUHAMAMA est la plus proche du site avec une période d'observation de 1968-2010 soit 43ans.

Tableau III. 13: Répartition des précipitations dans la station de BOUHAMAMA

M OIS	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout	P _{moyenne} annuelle
P(m m)	44,42	32,48	36,81	36,80	14,34	34,01	43,04	37,14	41,48	25,03	17,03	25,65	388,2

Notons une pointe enregistrée au mois de septembre avec 44.42mm,

La moyenne annuelle des pluies est de 388.23mm.

La répartition mensuelle des précipitations est présentée dans la figure III.9

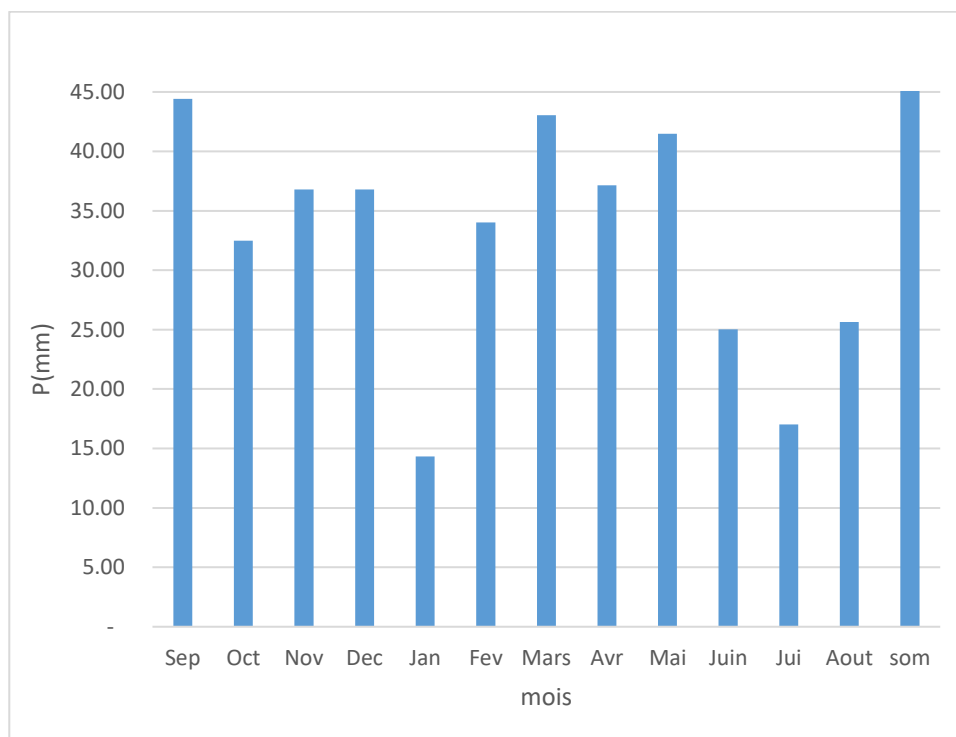


Figure III. 9: Répartition mensuelles des précipitations en mm de la station de BOUHAMAMA

III.3.2 Les précipitations maximales journalières

La série des pluies maximales journalières enregistrées à la station pluviométrique 150401 a été choisie comme étant la plus représentative des maxima journaliers pouvant se produire dans la zone d'étude.

Estimation des pluies journalières maximales

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières à l'aide d'une loi théorique afin de déterminer l'intensité de pluie pour une période retour.

Pour cela, il serait nécessaire de passer par les étapes suivantes :

- 1) Classer la série des précipitations par ordre croissant ;
- 2) Calculer la fréquence expérimentale ;
- 3) Calculer les caractéristiques empiriques de la série de données ;
- 4) Ajuster graphiquement la loi choisie ;
- 5) Calculer le quantile et son intervalle de confiance ;

L'étude fréquentielle des pluies journalières maximales a pour objectif 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.

Les caractéristiques de notre série pluviométrique sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau III. 8: Caractéristique de la série pluviométrique (43 ans)

Caractéristiques :	Formule :	Valeurs :
La somme des Pmaxj en (mm)	$\sum_{i=1}^n Xi$	2062.20
La moyenne des Pmaxj en (mm)	$X = \frac{\sum_{i=1}^{i=43} Xi}{n}$	32,27
L'écart type « σ_x » (mm) Pour n > 30 ans	$\sigma_x = \frac{\sum_{i=1}^{i=42} (Xi - nx)}{n - 1}$	16.96

Remarque :

L'exposant climatique pour notre région (b=0.33) est donné par l'ARNH d'Alger.

III.3.2.1 Homogénéité de la série pluviométrique :

On teste la série en s'appuyant que le teste de la médiane ou Mood

Classer la série dans l'ordre croissant.

Calculer la médiane **M** et Déterminer Ns et Ts et vérifier leurs conditions.

Sachant que :

M est une constante de telle sorte que 50% des éléments de la série soit inférieures et 50% lui soit supérieures

Ns : nombre total de série de + ou de -

Ts : taille de la plus grande série de + ou de -

$$Ns > \frac{1}{2}(N + 1 - U_{1-a/2}\sqrt{N + 1}) \tag{III.21}$$

$$Ts < 3.3\log_{10}(N + 1) \tag{III.22}$$

Tableau III. 9: Teste d’homogénéité de Mood

Année	Pmaxj(mm)		série	année	Pmaxj(mm)		série	
1968	31	-	-1	1990	32,2	-	-5	
1969	35,2	-		1991	32,3	-		
1970	47,7	+	+1	1992	37,3	+	+5	
1971	29,2	-	-2	1993	67,7	-	- 6	
1972	40,4	-		1994	33,8	+	+6	
1973	87,6	+	+2	1995	74,9	-	-7	
1974	56	+		1996	38,1	+	+7	
1975	56	+		1997	75	+		
1976	63,3	+		1998	42,8	+		
1977	82	+		-3	1999	42	-	-8
1978	21,6	-	2000		18	-		
1979	26	-	2001		32	+	+8	
1980	30	-	2002		61,4	+		
1981	25,7	-	2003		60	+		
1982	29,1	-	+3	2004	43,8	+	+9	
1983	60,2	+		2005	74,5	-		-9
1984	71,5	+		2006	29,2	+		
1985	57,5	+	-4	2007	82,3	+		
1986	18,5	-		2008	56,7	+		
1987	37,2	-	+4	2009	40,5	+		
1988	42,8	+		2010	67,2	+		
1989	72	+						

Tableau III. 10: Récapitulatif des conditions de la méthode de Mood

	Symbole	résultats
Taille de l'échantillon	N	43
Médiane	M	42
Taille plus grande série	Ts	5
Nombre de série + et -	Ns	18
Condition Ts	$Ts < 3.3 \log_{10}(N + 1)$	5.42
Condition Ns	$Ns > \frac{1}{2}(N + 1 - U_{1-\alpha/2} \sqrt{N + 1})$	15.49

Conclusion :

Les conditions (1) et (2) sont vérifiées, ce qui signifie que notre série est homogène.

III.3.2.2 Choix de la loi d'ajustement :

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de :

La loi de probabilité ;

La taille de l'échantillon ;

Certaines caractéristiques de l'échantillon ;

Toutefois, de nombreuses études comparatives, empiriques et théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement choisies sont :

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

2-la loi de GUMBEL

III.3.2.2.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel « HYFRAN » disponible au centre de calcul de l'E.N.S.H de Blida.

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

$$F(X) = e^{-e^{-\frac{x-X_0}{\alpha}}} \quad (\text{III.23})$$

La formule de GUMEBL s'écrit : $F(X) = e^{-e^{-y}}$

Tel que : $y = \frac{X - X_0}{\alpha}$; et on peut écrire : $y = -\ln(-\ln(F(X)))$.

Avec :

$1/\alpha$: La pente de la droite de GUMBEL

Y : Variable réduite de GUMBEL

X : Précipitation maximale journalière (mm)

X_0 : Paramètre de position (mode)

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

Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3.....n.

Calculer, pour chaque valeur de précipitation, la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(X) = \frac{m - 0,5}{n} \quad (\text{III.24})$$

Avec :

m : Rang de précipitation.

n : Nombre d'observations (36).

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

Calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x_0 »

Représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier GUMBEL.

Calcul des paramètres d'ajustement de la loi de GUMBEL

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/\alpha)y + x_0 \quad (\text{III.25})$$

Avec :

$(1/\alpha)$: La pente de la droite de GUMBEL

Les résultats d'ajustement par la loi de « GUMBEL » sont résumés dans le tableau suivant :

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

$T = 1/(1-q)$

Tableau III. 11: Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour T (ans)	Probabilité de fréquence (q)	P _{jmax} (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0,9999	178	22,5	134-223
2000	0,9995	153	18,7	117-190
1000	0,9990	143	17	110-176
200	0,9950	119	13,2	92,8-145
100	0,9900	108	11,6	85,6-131
50	0,9800	97,7	9,93	78,3-117
20	0,9500	83,7	7,77	68,5-98,9
10	0,9000	72,8	6,15	60,8-84,9
5	0,8000	61,5	4,56	52,6-70,5

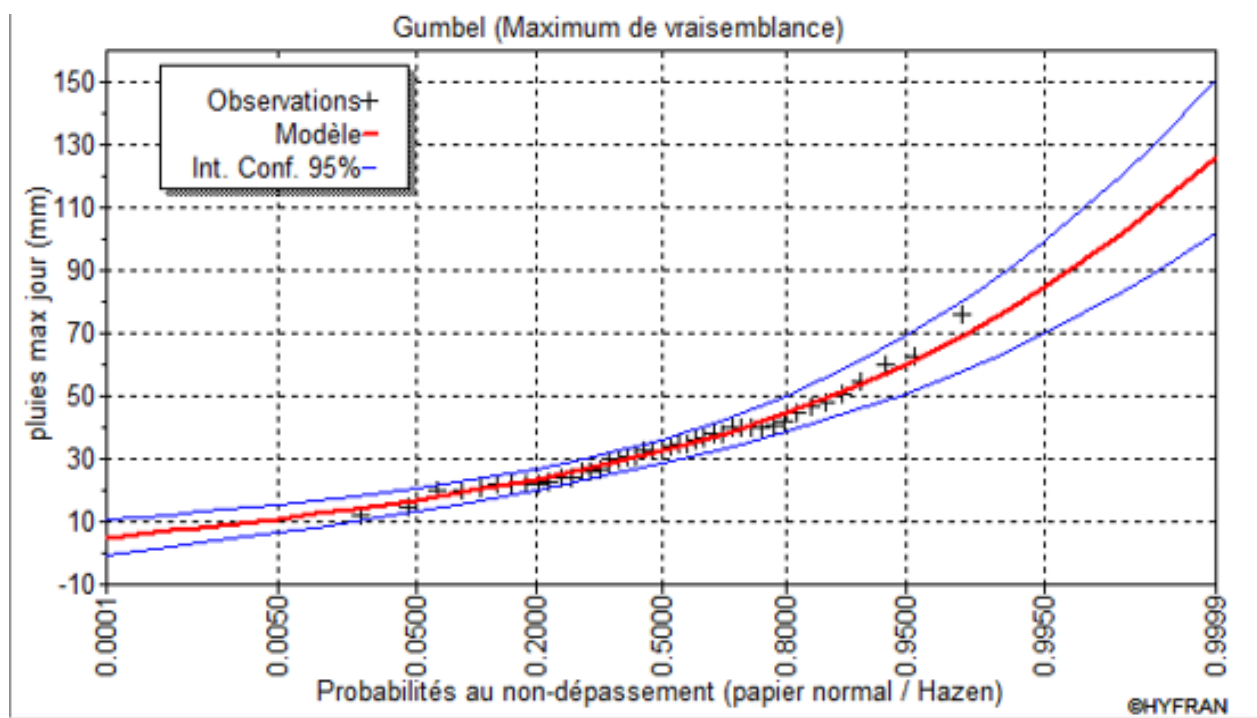


Figure III. 10: Graphique d'ajustement à la loi de Gumbel

Tableau III. 12 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	18.1
Maximum	Aucun	87
Moyenne	47.6	47.6
Ecart-type	19.3	19.3
Médiane	44.5	42
Coefficient de variation (Cv)	0.406	0.406
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.381
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	1.86
Teste de « Khi carré » χ^2	10.79	

III.3.2.2.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normal)

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de GUMBEL, seul la représentation graphique change où elle est faite sur papier GUMBEL, comme le montre la figure III-07).

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{III.26})$$

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

L'équation de la droite de Galton est la suivante : $\text{Log } x (p \%) = \overline{\text{Log } x} + \text{Log } u (p \%)$.

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{433} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \quad (\text{III.27})$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log-Normal « GALTON » sont résumés dans le tableau III. 16

Quantiles :

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

$T = 1/(1-q)$ Log normale (Maximum de vraisemblance).

Tableau III. 13: Résultat de l'ajustement à la loi de GALTON

Période de retour T ans	Probabilité de fréquence	Précipitation (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0,9999	214	39,5	136-291
2000	0,9995	178	29,6	120-236
1000	0,9990	163	25,8	113-214
200	0,9950	131	17,9	96,2-166
100	0,9900	118	14,9	88,8-147
50	0,9800	105	12,1	81,2-129
20	0,9500	88,2	8,86	70,7-106
10	0,9000	75,6	6,67	62,5-88,6
5	0,8000	62,6	4,75	53,3-71,9

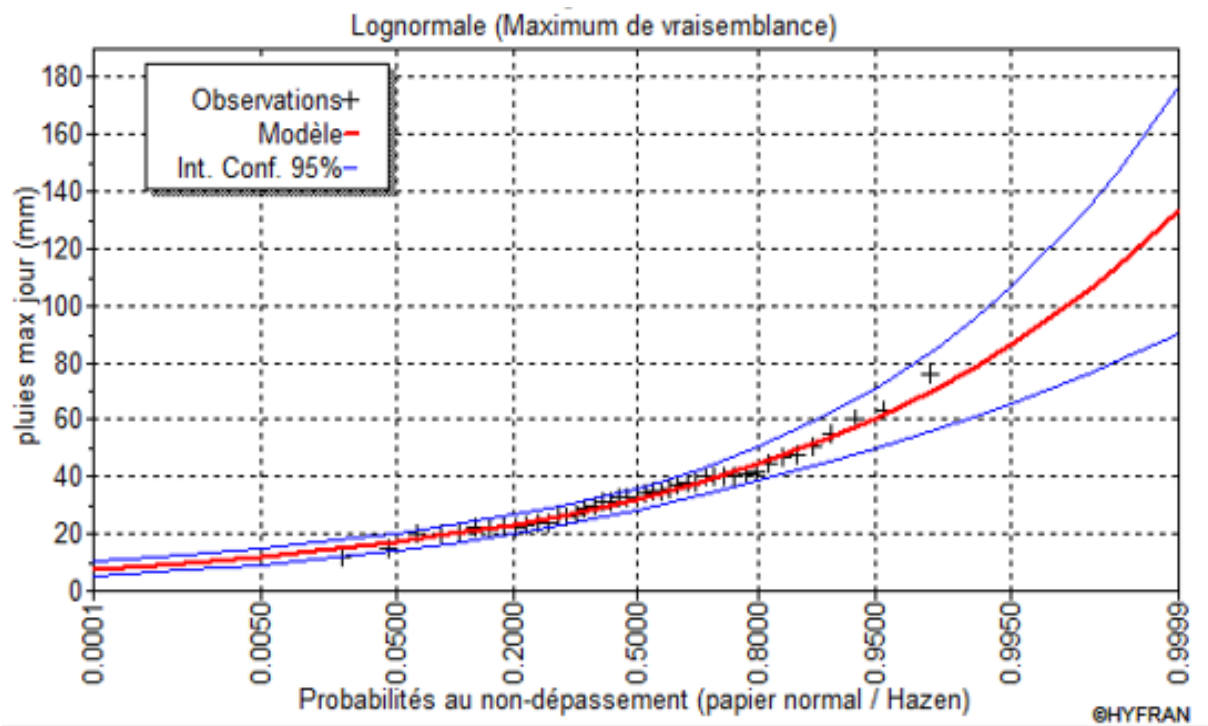


Figure III. 1: Représentation graphique de la loi de Galton

Tableau III. 20: Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	18
Maximum	Aucun	87
Moyenne	47.9	47.6
Ecart-type	21.4	19.3
Médiane	43.7	42
Coefficient de variation (Cv)	0.447	0.406
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.43	0.381
Coefficient d'aplatissement (Ck)	6.84	1.86
Teste de « Khi carré » χ^2	4.51	

Conclusion : D'après les deux schémas, nous pouvons conclure que la pluie maximale journalière suit la loi de GALTON (droite de Henry), car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de GUMBEL. Notons que la Loi de GALTON est plus favorable avec les pluies max journaliers.

III.4 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

$$P_{cr} = p_{max} \times \left(\frac{t}{24}\right)^b \tag{III.28}$$

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

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

T : Temps en heures.

b : Exposant climatique (donnée) b = 0,33

$$I_0 = \left(\frac{P_{max}}{24}\right) \times \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \tag{III.29}$$

I₀: Pluie de courte durée (mm/h)

Tableau III. 14: Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

Période	10000	1000	100	50	20	10	5
Fréquence	0,01	0,1	1	2	5	10	20
P _{maxj} p%(mm)	214	163	118	105	88.2	75.6	62.6

III.5 Etudes des apports

La détermination des apports est orientée de préférence vers les observations hydrométriques, lorsqu'elles existent sur le bassin versant propre du site à étudier, ou par analogie avec un bassin voisin. A défaut de ces dernières, des modèles et des formules empiriques basées sur la pluviométrie peuvent être utilisés. Ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit.

III.5.1 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 de formules empiriques valables pour le Nord de l'Algérie

A) - Formule de l'ANRH :

On a :

$$A_{\text{moy}} = 0.915 \cdot P^{2.684} \cdot S^{0.842} \quad (\text{III.29})$$

P : Pluie moyenne annuelle (m).

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

$$AN : \boxed{A_{\text{moy}} = 3.67 \text{ Hm}^3}$$

B) - Formule de Derie II:

$$A_0 = 0.513 \cdot P^{2.603} \cdot D_d^{0.5} \cdot S^{0.842} \quad (\text{III.30})$$

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n l_i}{S} = 1 \text{ Km/Km}^2 \quad (\text{III.31})$$

P : Précipitation annuelle (m)

S : Surface du bassin versant (Km^2)

D_d : Densité de drainage (Km/Km^2)

$$AN: \boxed{A_{\text{moy}} = 2.22 \text{ Hm}^3}$$

C) - Formule de MEDINGER:

On a:

$$L_e = 1,024 (P_{\text{moy}} - 0,26)^2 \quad (\text{III.32})$$

L_e : Lamme d'eau écoulée (mm).

P : Pluie moyenne annuelle (m).

$$AN : \boxed{L_e = 16.84 \text{ mm}}$$

On a encore :

$$A_0 = L_e * S \quad (\text{III.33})$$

AN: $A_0 = 1.8Hm^3$

D)- Formule de MALLET-GAUTHIER:

$$L_e = 0,6 \cdot P_{\text{moy}} (1 - 10^{-0,36 \cdot P_{\text{moy}}^2}) \quad (\text{III.34})$$

Le : Lamme d'eau écoulée (m)

On a encore :

$$A_0 = Le * S$$

AN: $A_0 = 2.91Hm^3$

E)- Formule de SAMIE :

$$Le = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \quad (\text{III.35})$$

$$Le = 40.75 \text{ mm}$$

$$A_0 = Le \cdot S$$

AN : $A_0 = 4.32Hm^3$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau III.17 :

Tableau III. 15: Tableau récapitulatif de l'apport moyen

Formule	A ₀ (Hm ³)
ANRH	3.67
Derie II	2.22
MEDINGUER	1.8
MALLET-GAUTHIER	2.91
SAMIE	4.32
MOYENNE	2.984

L'apport moyen qu'on prendra est celui de la formule de MALLET-GAUTHIER c'est l'apport le plus proche de la moyenne

$$A_0 = 2.91 \text{ Hm}^3$$

III.5.2 Caractéristiques de l'écoulement

A) -Module de l'écoulement

Il est donné par :

$$Me = A_0 / T \quad (\text{III.36})$$

A₀ : Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année en secondes T = 3,1536.107 s

$Me = 92.28 \text{ l/s}$

B) -Module de l'écoulement relatif

On a :

$$M_0 = M_e / S \quad (\text{III.37})$$

M_e : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km²).

$$M_0 = 0.87 \text{ l/s/Km}^2$$

C) -Lame d'eau écoulée

$$L_e = A_0 / S \quad (\text{III.38})$$

$$L_e = 27.45 \text{ mm}$$

D) -Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par :

$$C_e = L_e / P_{moy} \quad (\text{III.39})$$

$$C_e = 0.207$$

E) - Coefficient de variation :

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

➤ **Formule de SOKOLOVSKY :**

$$C_v = a - 0.063 \log_{10}(S + 1) \quad (\text{III.40})$$

Avec:

$$a = 0.78 - 0.29 \log_{10}(M_{er}) \quad (\text{III.41})$$

M_{er} : Module d'écoulement relatif (l/s/km²)

S : surface du bassin (km²)

AN: a=0.80

$$C_v = 0.80 - 0.063 \log(S + 1)$$

$$AN \quad C_v = 0.67$$

➤ **Formule de KRISTLY MENKEL:**

$$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_0^{0.27}) \quad (\text{III.42})$$

M_0 : module de l'écoulement relatif

AN: $Cv = 0.66$

➤ **Formule de N.N PADOUM:**

Cette formule donne de bons résultats de l'estimation du coefficient de variation de l'apport annuel en plus d'être établie à partir d'une analyse statistique de 42 oueds de l'Algérie du nord.
 $Cv=0.93 K / M_0^{0.23}$ (III.43)

Avec : K : Coefficient de réduction K= (0.25-1.00), on prend K=0.65

M_0 : module de l'écoulement relatif

AN: $Cv = 0.62$

Tableau III. 16: Tableau récapitulatif du calcul du coefficient de variation

Formule	Le coefficient de variation
SOKOLOVSKI	0.67
KRISTEKL MENKEL	0.66
Algérienne <i>N.N PADOUM</i>	0.62
Moyenne	0.65

On opte pour la formule de **SOKOLOVSKI** car elle nous donne la valeur la plus défavorable de coefficient de variation c-à-d :

$Cv=0.67$

III.5.3 Les apports fréquentiels

Le calcul des apports fréquentiels se fait par l'ajustement de la série des apports rapportée au site.

III.5.3.1 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 :

$$A_p\% = \frac{A_0}{\sqrt{Cv^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(Cv + 1)}} \quad (III.43)$$

A% : Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss.

A_0 : Apport moyen annuel (Hm^3).

Cv : Coefficient de variation.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau

Tableau III. 17: L'Apport moyen annuel pour différentes périodes de retour

Période de retour (ans)	5//4	10	20	50	100	1000
Fréquences P(%)	80	10	5	2	1	0,1
Variable de Gauss	0,84145	1,28229	1,64308	2,05046	2,32723	3,08
Apport (Mm ³)	4,01	6,22	8,93	13,42	17,70	37,57

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des Précipitations ; on a $A_{80\%}=4.01 \text{ Mm}^3$

Remplissage garanti de 8 années sur 10

III.5.3.2 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 III. 18: Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Somme
P(mm)	44,4 2	32,4 8	36,8 1	36,8	20,3 4	34,0 1	43,0 4	37,1 4	35,4 8	25,0 3	17,0 3	25,6 5	388,2 3
A(%)	11,4	8,4	9,5	9,5	5,2	8,8	11,1	9,6	9,1	6,4	4,4	6,6	100
A(Mm ₃)	1,87	1,37	1,55	1,55	0,86	1,43	1,82	1,57	1,50	1,06	0,72	1,08	16,38

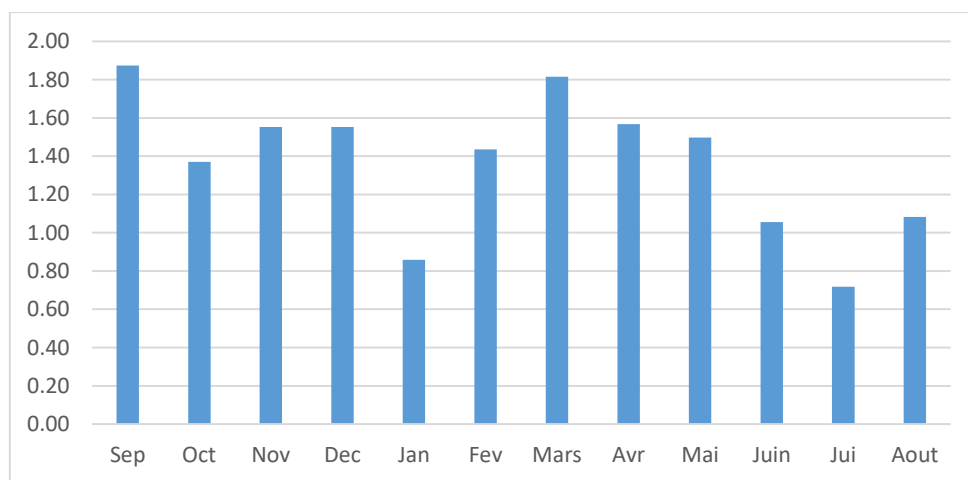


Figure III. 2: Répartition mensuelle des apports 80%

III.6 Etude des crues :

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Leur étude a pour but de déterminer les Hydrogrammes des crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maximums probables correspondants.

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

Les paramètres définissant une crue sont :

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

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, on fait appel aux formules empiriques vu l'absence de station hydrométrique dans la région.

III.6.1 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 caractéristique géographique et climatique du bassin versant.

On a:

$$Q_{max\ p\%} = 2K \log(1 + A \cdot P_{moy}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \quad (\text{III.44})$$

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

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

S : Superficie du bassin versant (Km^2)

L : Longueur du talweg principal (Km).

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : $1 < K < 3$

On prend $K = 2.5$

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

T : Période de retour (an).

Tableau III. 19: Récapitulatif de la formule de Mallet-Gauthier

période de retour	10000	1000	100	50	20	10	5
Qmax(m3/s)	485	415	331	301	256	216	167

b. Formule de SOKOLOVSKY :

On a:

$$Q_{\max, p\%} = 0,28 \cdot \frac{(X_{p\%t_c} - H_0) \cdot \alpha_{p\%} \cdot S \cdot f}{t_m = t_c} \quad (\text{III.45})$$

$X_{P\%, t}$: Précipitation en mm, de probabilité P% correspondant à un t_c .

H_0 : La perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie (7÷14) mm

$\alpha_{P\%}$: Coefficient de ruissèlement pour la crue probable.

S : Surface du bassin versant en km².

f : Coefficient de forme de la crue.

t_c : temps de concentration du bassin versant en heure.

0.28 : coefficient de changement d'unité.

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

$$f = 12 / (4 + 3\gamma) \quad (\text{III.46})$$

Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable $2 \leq \gamma \leq 2.5$

Pour un bassin boisé $3 \leq \gamma \leq 4$.

On prend : $\gamma = 3$ D'où : **f = 0.92**

Pluie de courte durée : à partir des pluies journalières maximales nous tirons les pluies de courte durée du (**tableau III.22**).

Tableau III. 20: Résultats de la formule de SOKOLOVSKY

periode de retour	10000	1000	100	50	20	10	5
fréquence(%)	0,01	0,1	1	2	5	10	20
Qmax(m3/s)	902	687	497	442	372	319	264

c. Formule de POSSENTI :

On a:

$$Q_{p\%} = \frac{\mu P_{\max j\%} S}{L_p} \quad (\text{III.47})$$

$P_{\max j\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée.

μ : Coefficient compris entre 700 – 800 ; On prend $\mu = 750$.

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

Tableau III. 21: Résultat de la formule de POSSENTI

Période	10000	1000	100	50	20	10	5
Fréquence	0,01	0,1	1	2	5	10	20
$P_{\max j p(\%)}$	214	163	118	105	88,2	75,6	62,6
$Q_{\max}(\text{m}^3/\text{s})$	896	683	494	440	369	317	262

Conclusion :

On opte pour la Formule de SOKOLOVSKI

III.6.2 Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il détermine ses caractéristiques principales qui sont :

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

Pour tracé l'hydrogramme de crue, nous sommes tenus de suivre la méthode de **Sokolovski** qui le divise en deux parties non symétriques, calculé à partir des temps de montée et de la décrue.

a) Pour le temps de la montée

$$Q_{\text{monté}} = Q_{\max} \left[\frac{T}{T_m} \right]^2 \quad (\text{III.48})$$

$T_m = T_c = 2 \text{ h}$: Temps de montée selon **Sokolovski**

b) Pour la décrue

$$Q_{déc} = Q_{max} \left(\frac{T_d - T}{T} \right)^3 \quad (\text{III.49})$$

Avec :

$Q_{monté}$: Débit instantané de la montée (m^3/s) ;

$Q_{déc}$: Débit instantané de la décrue (m^3/s) ;

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

t_d : Temps de la décrue en heures ;

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

Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :

$-t_d = \delta * t_m$;

Où δ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

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

Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 – 2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3,0 – 4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4,0 – 7,0

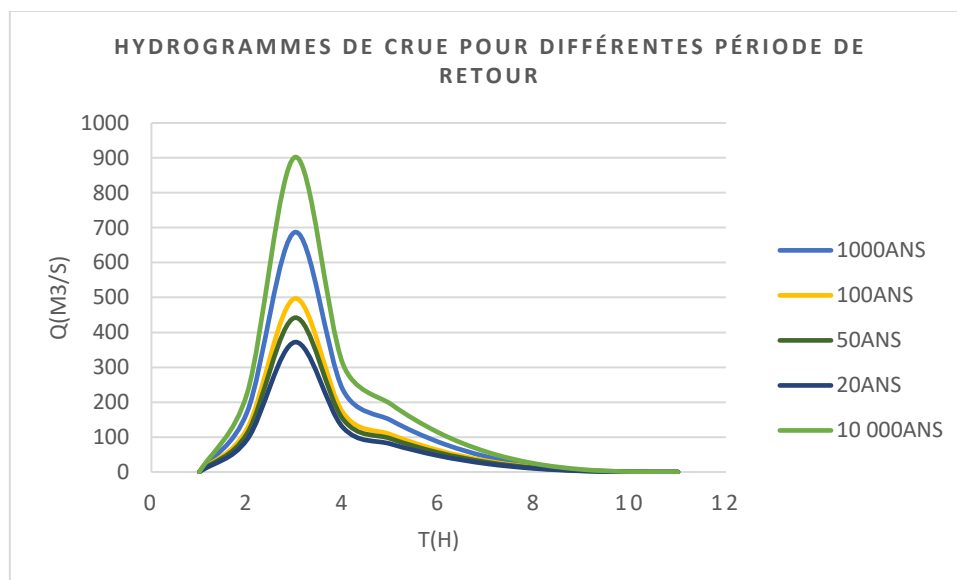
On prend $\delta=4$

$t_d = 4 * 2 = 8$ heures.

Les hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III. 23: Débits fréquentiels pour une construction d'hydrogramme de crue

période de retour		10000	1000	100	50	20	10	5
T(h)	T(h)							
1	1	225.5	171.75	124.25	110.50	93.00	79.75	66.00
2	0	902.00	687.00	497.00	442.00	372.00	319.00	264.00
3	1	309.39	235.64	170.47	151.61	127.60	109.42	90.55
4	2	194.83	148.39	107.35	95.47	80.35	68.90	57.02
5	3	112.75	85.88	62.13	55.25	46.50	39.88	33.00
6	4	57.73	43.97	31.81	28.29	23.81	20.42	16.90
7	5	24.35	18.55	13.42	11.93	10.04	8.61	7.13
8	6	7.22	5.50	3.98	3.54	2.98	2.55	2.11
9	7	0.90	0.69	0.50	0.44	0.37	0.32	0.26
10	8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

**Figure III. 3:** Hydrogrammes de crue pour différentes période de retour

III.6.3 Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée. Alors que le choix de la crue de ce projet dépend, essentiellement, de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent se produire à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Rappelons qu'une petite submersion d'un barrage en terre peut engendrer la rupture totale de celui-ci, contrairement aux barrages en béton où on peut faire des réparations lors du passage d'une crue exceptionnelle. Rappelons, aussi que pour la détermination de la crue de projet, deux approches sont à notre disposition :

- L'approche déterministe qui est basée sur l'observation et l'historique.
- L'approche probabiliste qui est basée sur la statique.

- La précision entre le débit et la fréquence dépend essentiellement de la qualité et la quantité des données.
- La précision.
- La bonne estimation.

Autrement dit, il s’agit de chercher un compromis optimum entre l’aspect économique de la construction et les risques des crues à l’aval. Alors, pour son estimation, nous nous reportons aux recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

Tableau III. 24: Crue de projet recommandée

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle
Elevés : - Perte de vie -Dommage considérable	1/100000 à 1/10000
Importants : -Pas de perte de vie -Dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles ; -Pas de perte de vie -Dommages légers	1/1000 à 1/100

Nous pouvons, aussi déterminé de la crue de projet en tenant compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations, superficie, perméabilité...).

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

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

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

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

I_r : Représente les risques.

1/ Lorsque ($I_g = 1$), cela veut que le risque est faible. Alors, on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

2/ Lorsque ($I_g = 2$), cela veut dire que le risque est moyen. Alors, on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinquantennale.

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

Tableau III. 25: Choix de la crue de projet.

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modère)	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	$Q_{max}(1\%)+revanche$	$Q_{max}(1\%)$ +revanche majorée avec vérification pour $Q_{max}(0,1\%)$ et $Q_{max}(0,2\%)$	$Q_{max}(0.1\%)$

Pour notre cas, nous pouvons considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont importantes, les connaissances hydrologiques paraissent incertaines en vue du manque d'une station hydrométrique, le risque en aval élevé et les dommages sont aussi considérables, par conséquent le risque est élevé pour cela on opte pour la crue 1 000ans.

Donc, pour un débit qui vaut $Q_{0.1\%} = 687 \text{ m}^3/\text{s}$

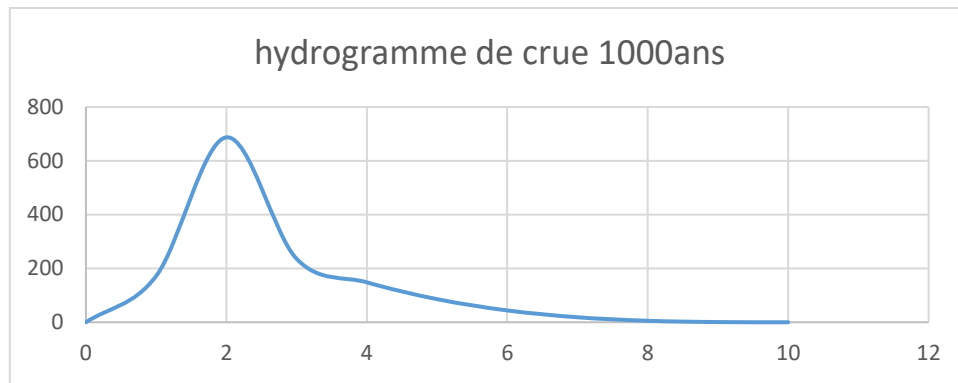


Figure III. 4: Hydrogramme de crue 1 000ans

III.7 Les apports solides et Estimation du volume mort :

L'estimation des apports solides est primordiale puisqu'elle intervient dans le dimensionnement des ouvrages hydrotechnique.

Le manque de données de mesure des transports solides, nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous permet d'avoir l'ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide.

Ces apports solides dépendent en premier lieu de l'agressivité climatique (pluies intenses), de l'étendue du relief du bassin, de la résistance à l'érosion de sol, liée elle-même à la végétation par la présence de racines et à la nature géologique des roches et au régime des pluies et températures.

III.7.1 Les apports solides

- **Formule de Gravilovic**

Cette méthode est très appliquée en Algérie, elle introduit des paramètres tels que la température, les précipitations, la pente du cours d'eau, le couvert végétal, la structure du terrain et le processus d'érosion ;

$$Ts = 3.141664Pmoy\left(\sqrt{\frac{tmoy}{10}} + 0.1\right) Z^{3/2} \frac{\sqrt{p} Hmoy}{(Lp+10)^{0.2}} \quad (III.50)$$

Avec

Ts : Taux de transport solide (t/km²/an)

Pmoy : Précipitation annuelle moyenne (mm)

tmoy: température moyenne du bassin versant (°C)

P : périmètre du BV (km)

Hmoy : altitude moyenne du BV (km)

Lcp : longueur du thalweg principal (km)

Z : coefficient d'érosion (il varie entre 1.5 pour une érosion élevé , 0.2pour une faible érosion),
 $Z = \alpha * \beta * (\phi + \sqrt{Imoy})$ avec :

α : coefficient exprimant la valeur de la protection du sol contre l'érosion par le couvert végétal
 $0.05 < \alpha < 1$

β : coefficient exprimant l'érodabilité du sol dépendant de la structure lithologique et pédologique du bassin $0.2 < \beta < 2$

ϕ : coefficient exprimant le type et le degré du processus d'érosion $0.1 < \phi < 1$

Imoy: pente moyenne du BV.

Pour notre bassin $Z = 0.75$.

AN : $T_s = 1691.72 \text{ t/km}^2/\text{an}$

III.7.2 Estimation du volume mort

- **Formule de Tixeront :**

$$Vm = (1.05 \div 1.10) \frac{Q_s \cdot T}{\gamma_s} \quad (\text{III.51})$$

$$Q_s = \alpha L e^{0.15 S} \quad (\text{III.52})$$

T : Période d'exploitation, (50ans)

α : Caractéristique de perméabilité = 75 (voir l'annexe)

γ_s : poids spécifique 1.7 t/m^3

- **Méthode liée à l'érosion spécifique (Fourier) :**

$$Vm = \frac{Es S T}{\gamma_s} \quad (\text{III.53})$$

$$Es = \frac{1}{36} \left(\frac{Pm^2}{Pa} \right)^{2.65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0.46} \quad (\text{III.54})$$

: Poids spécifique de la vase humide ($\gamma_s = 1.7 \text{ t/m}^3$).

Pm : Pluie mensuelle du moins le plus pluvieux (**Pm = 44.42 mm**)

Pa : Pluie moyenne annuelle (**Pa = 388.23 mm**)

h: (Hmax - Hmin) (h = **990 m**)

S : Surface du bassin versant (km^2)

Tableau III. 26: Résultat du calcul du Volume mort

méthode	Vm (m ³)
Formule de Tixeront	411588
Méthode liée à l'érosion spécifique (Fourier)	429705

Conclusion

Vue des résultats obtenus, on opte pour une valeur du volume mort égale à

Vm = 0.430 Mm³ pour une durée maximum de cinquante (50) ans d'exploitation de l'ouvrage

III.8 Régularisation

L'étude de régularisation du petit barrage projeté sur l'Oued LAZREG a pour objectif de déterminer le volume de la réserve utile ainsi que le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.
- La régularisation saisonnière est utilisée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.
- La régularisation interannuelle est utilisée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation. Dans ce cas de figure, les eaux des saisons humides sont stockées pour être distribuées lors des saisons sèches. Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport (A80% en M m3).
- La consommation totale (M m3).
- Les infiltrations et l'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

III.8.1 Répartition mensuel de l'apport 80% :

Tableau III. 27: Répartition mensuelle de l'apport 80%

MOIS	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout
A80%(Mm3)	0,182	0,27	0,292	0,286	0,302	0,286	0,26	0,320	0,224	0,062	0,02	0,016
P%	7,22	10,71	11,59	11,35	11,98	11,35	10,32	12,7	8,89	2,46	0,79	0,63

III.8.2 Répartition mensuel des besoins :

Tableau III. 28: Répartition mensuelle des besoins en eau

MOIS	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout
irrigation(Mm3)	0,195	0,0495	0	0	0	0	0,036	0,135	0,315	0,3465	0,339	0,435

III.8.3 Courbes « Hauteurs – Capacités - Surfaces »

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

$$\Delta Vi = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times \Delta H \tag{III.55}$$

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

S i+1: Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi+1 en m2.

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

ΔV: Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm3.

Tableau III. 29: Courbe topographiques et volumétriques :

Cote(m)	$\Delta H(m)$	S(Km2)	Smoy(Km2)	$\Delta V(Mm3)$	V(Mm3)
1095	0	0	0	0	0
1096	1	0.01043	0.005215	0.005215	0.005215
1097	1	0.0487	0.029565	0.029565	0.03478
1098	1	0.11687	0.082785	0.082785	0.07565
1099	1	0.26852	0.192695	0.192695	0.091026
1100	1	0.49739	0.382955	0.382955	0.11215
1101	1	0.65043	0.57391	0.57391	0.147125
1102	1	0.88001	0.765215	0.765215	0.203234
1103	1	1.18817	1.034085	1.034085	0.3066425
1104	1	1.49913	1.34365	1.34365	0.4410075
1105	1	1.77252	1.635825	1.635825	0.60459
1106	1	1.97988	1.8762	1.8762	0.79221
1107	1	2.31235	2.146115	2.146115	1.0068215
1108	1	2.515329	2.4138395	2.4138395	1.24820545
1109	1	2.711159	2.613244	2.613244	1.50952985
1110	1	2.854449	2.782804	2.782804	2.0723123
1111	1	2.93162	2.8930345	2.8930345	4.9653468
1112	1	3.2001	3.06586	3.06586	7.0311568
1113	1	3.613	3.40655	3.40655	10.3811568
1114	1	3.9951	3.80405	3.80405	13.0061568
1115	1	4.1012	4.044815	4.044815	17.8811568

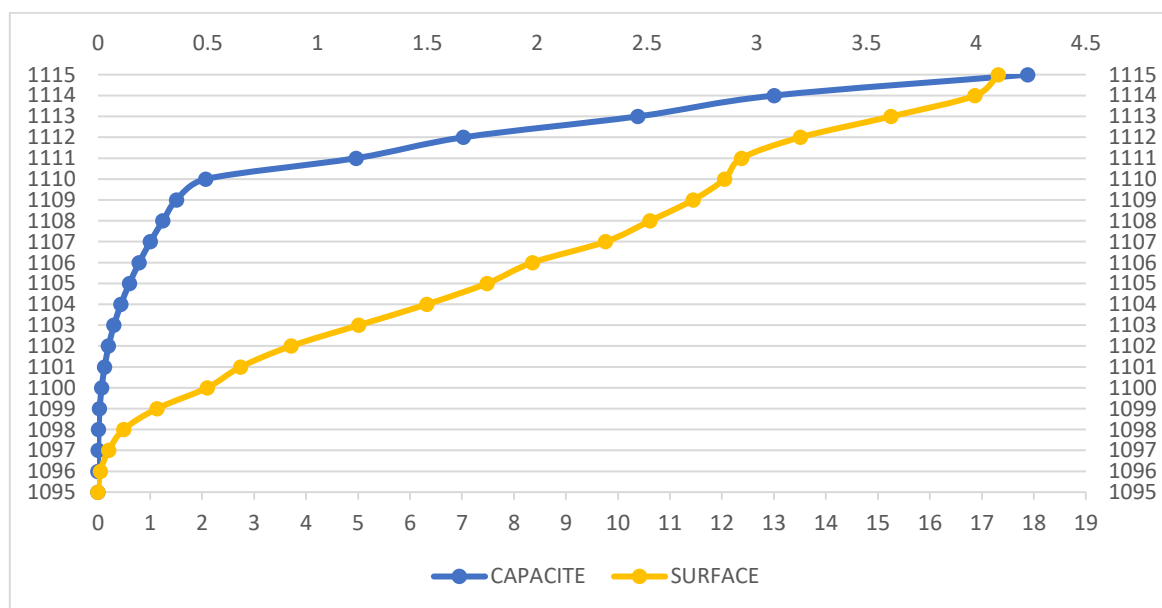


Figure III. 5: Courbe Surface-hauteur ; Capacité-hauteur

III.8.4 Calcul du volume utile

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

- L'apport annuel A80%.
- La consommation totale.
- Le volume mort de la retenue.
- Le calcul de la régularisation qui est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau".

Procédé de calcul

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

La période de bonne hydraulicité est celle du mois de Novembre jusqu'au mois d'Octobre.

Les calculs se font comme suit : $V_{rf} = V_{ri} + (W-U)$.

avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final.

V_{ri} : Volume de remplissage initial.

S : Volume excédentaire à évacuer.

Remarque : Du moment que nos apports sont supérieurs aux besoins, on opte pour une régularisation saisonnière.

Tableau III. 30: Résultat de calcul de la période de bonne hydraulicité

	A80%(Mm3)	U(Mm3)	A-U	
oct	0.270	0.0495	0.221	1.798
nov	0.292	0.0000	0.292	
décembre	0.286	0.0000	0.286	
janvier	0.304	0.0000	0.304	
février	0.286	0.0000	0.286	
mars	0.260	0.0360	0.224	
avril	0.320	0.1350	0.185	-1.127
mai	0.224	0.3150	-0.091	
juin	0.062	0.3465	-0.285	
juillet	0.020	0.3390	-0.319	
août	0.016	0.4350	-0.419	
sept	0.182	0.1950	-0.013	

La période de bonne hydraulicité commence de novembre allant à avril

On a: $V_s = 1.798 \text{ Mm}^3$

$$V_d = 1.127 \text{ Mm}^3$$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$ D'où $V_u = V_d$ alors **$V_u = 1.13 \text{ Mm}^3$** .

Le volume normal de la retenue sera alors $V_{nnr} = V_u + V_m$.

D'où **$V_{nnr} = 1.56 \text{ Mm}^3$** .

III.8.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

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

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution, s'appelle temps de fonctionnement. A ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation qui sont au nombre de deux :

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

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

- **Deuxième Consigne d'exploitation** : Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface.

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

Tableau III. 31: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm3)

Régularisation saisonnière sans tenir compte les pertes										
Mois	A80% (Mm ³)	U80% (Mm ³)	A-U (Mm ³)	A-U(Mm ³)	Première consigne d'exploitation			Deuxième consigne d'exploitation		
					Vrf(Mm ³)	Vri(Mm ³)	S(Mm ³)	Vrfi(Mm ³)	Vri(Mm ³)	S(Mm ³)
NOV	0.292	0.000	0.292	1.798	0.729	0.729	0.000	0.058	0.729	0.671
DEC	0.286	0.000	0.286		1.021	1.021	0.000	0.350	0.350	0.000
JAN	0.304	0.000	0.304		1.307	1.307	0.000	1.307	1.307	0.000
FEV	0.286	0.000	0.286		1.611	1.611	0.000	1.611	1.611	0.000
MAR	0.260	0.036	0.224		1.897	1.897	0.000	1.897	1.897	0.000
AVR	0.320	0.135	0.185		2.121	2.121	0.000	2.121	2.121	0.000
MAI	0.224	0.315	-0.091		2.306	1.635	0.671	2.306	2.306	0.000
JUIN	0.062	0.347	-0.285		1.544	1.544	0.000	1.544	1.544	0.000
JUIL	0.020	0.339	-0.319		-1.127	1.260	1.260	0.000	1.260	1.260
AOU T	0.016	0.435	-0.419	0.941		0.941	0.000	0.941	0.941	0.000
SEP	0.182	0.195	-0.013	0.522		0.522	0.000	0.522	0.522	0.000
OCT	0.270	0.050	0.221	0.509		0.509	0.000	0.509	0.509	0.000
				0.729		0.729		0.729	0.729	0.000
			0.671				0.671			0.671

III.8.4.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :

Les pertes dans la retenue sont deux sortes :

- Pertes par évaporation.

- Pertes par infiltration.

L'étude géologique de la cuvette a montré que cette dernière est de faible perméabilité aussi l'altitude élevée de l'ouvrage (+1000 m). L'eau de la région contient un pourcentage considéré des sels et minéraux (mais reste toujours dans les normes)

Alors, Pour ces raisons on opte pour les pertes totales dans la retenue $P=1\%V_U$ **Source :** (André Musy, Christophe Higy Hydrology: A Science of Nature-Science Publishers 2010)

Avec :

V_u : Volume utile de la régularisation sans pertes, $V_u=1.56\text{Mm}^3$;

D'où : $P=0.01*1.56$

Les pertes totales seront égales : **$P=0.0156 \text{ Mm}^3$**

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

Du tableau (III.40) on a :

$$V_s = 1.688 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 1.205 \text{ Mm}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'où :} \quad V_u = V_d \quad \text{Alors :} \quad \mathbf{V_u=1.21\text{Mm}^3}$$

Le volume de la retenue normale sera : $V_{\text{NNR}} = V_u + V_m$

D'où : **$V_{\text{NNR}}=1.64 \text{ Mm}^3$ NNR=112.89 m NGA**

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

Régularisation saisonnière sans tenir compte les pertes												
Mois	A80%(Mm ³)	U(Mm ³)	U80% (Mm ³)	U-U (Mm ³)	A-U- U(Mm ³)	A- U(Mm ³)	Première consigne d'exploitation			Deuxième consigne d'exploitation		
							Vrf(Mm ³)	Vri(Mm ³)	S(M m ³)	Vrfi(Mm ³)	Vri(Mm ³)	S(Mm ³)
NOV	0.292	0.0156		0.02	0.276	1.688	0.729	0.729	0	0.249	0.729	0.48
DEC	0.286	0.0156	0.000	0.02	0.270		1.005	1.0054	0	0.53	0.53	0
JAN	0.304	0.0156	0.000	0.02	0.288		1.276	1.2758	0	1.28	1.28	0
FEV	0.286	0.0156	0.000	0.02	0.270		1.564	1.5642	0	1.56	1.56	0
MA R	0.260	0.0156	0.036	0.05	0.208		1.835	1.8346	0	1.83	1.83	0
AVR	0.320	0.0156	0.135	0.15	0.169		2.043	2.043	0	2.04	2.04	0
MAI	0.224	0.0156	0.315	0.33	-0.107		2.212	1.732	0.48	1.73	1.73	0
JUIN	0.062	0.0156	0.347	0.36	-0.300		1.625	1.6254	0	1.625	1.625	0
JUIL	0.020	0.0156	0.339	0.35	-0.335		1.325	1.3253	0	1.325	1.325	0
AOU T	0.016	0.0156	0.435	0.45	-0.435	-1.205	0.991	0.9907	0	0.991	0.991	0
SEP	0.182	0.0156	0.195	0.21	-0.029		0.556	0.5561	0	0.556	0.556	0
OCT	0.270	0.0156	0.050	0.07	0.205		0.528	0.5275	0	0.528	0.528	0
							0.7324	2.203		0.729	0.729	0
					0.48			0.48			0.48	

Du tableau précédent, il ressort :

$$V_s = 1.688 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 1.205 \text{ M m}^3.$$

Donc, la retenue fonctionne à un seul temps.

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

$$V_u = 1.21 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

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

D'où :

$$V_{NNR} = V_m + V_u = 0.430 + 1.21 = 1.64 \text{ Mm}^3$$

$$V_{NNR} = 1.64 \text{ Mm}^3$$

Nous avons :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u$$

$$E = (1.21 - 1.13) / 1.13 = 1 \% < 2\%$$

Donc, le volume utile saisonnier est de 1.21 Mm^3 .

Le V_m correspond à un niveau de $NVM = 1104 \text{ m}$

Le V_{NNR} correspond à un niveau **$NNR = 1110 \text{ m}$**

III.9 Laminage des crues

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 momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue, Cette relation peut être formulée comme suit :

$$Q dt = q \cdot dt + S \cdot dt \quad (\text{III.59})$$

Q : Le débit entrant de la crue.

q : Le débit déversé par l'évacuateur de crue (débit laminé)

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

Le débit cumule à l'instant t est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \quad (\text{III.60})$$

D'où :

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

Il existe plusieurs procédés de calcul comme ceux de Hildenblate, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step ainsi que d'autres méthodes, nous retenons la méthode de **Muskingum**.

III.9.1 Principe de la méthode de solution

Le laminage à travers un réservoir est dû à la restriction qui limite le débit de sortie lorsque l'évacuation s'opère par le fond, à travers une vanne ou un orifice. Dans le cas d'un barrage déversoir de grande surface, le débit d'entrée ne produit qu'une faible variation de la hauteur d'eau. C'est justement cette hauteur dans le réservoir qui gouverne le débit de sortie qui se voit ainsi laminé. Lorsque le déversoir est muni d'une contraction latérale, le laminage est encore plus prononcé.

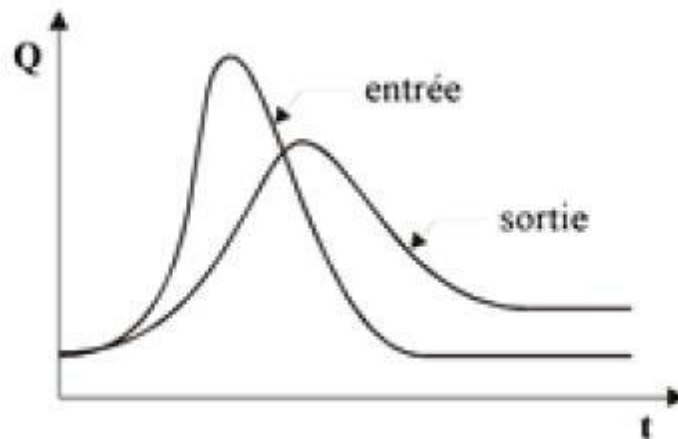


Figure III. 6: Représentation graphique de l'hydrogramme d'entrée et de sortie

Pour traduire le bilan d'eau, en utilise l'équation suivante :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \quad (III.61)$$

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique donnée par la formule suivante :

$$2 \frac{S}{\Delta t} = f(O) + O \quad (III.62)$$

Cette courbe est indépendante de l'hydro-gramme d'entrée du réservoir. Elle ne dépend que des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation.

Comme il sera démontré dans les deux prochains paragraphes, le stockage S et le débit de sortie dépendent de la profondeur h dans le réservoir. On se donne arbitrairement un certain nombre de valeurs de h pour couvrir adéquatement les plages de variation en période de crue et on construit le tableau suivant :

h_1	S_1	O_1	$2S_1 / \Delta t + O_1$
h_2	S_2	O_2	$2S_2 / \Delta t + O_2$
h_3	S_3	O_3	$2S_3 / \Delta t + O_3$
...
$h_n S_n O_n$			$2S_n / \Delta t + O_n$

Les deux dernières colonnes du tableau permettent de tracer la fonction cherchée :

$$f(O) = 2 \frac{S}{\Delta t} + O$$

III.9.2 Application de la méthode de Muskingum pour une largeur de déversoir $b=15m$

Pour $b=15m$ et $m=0.49$: $Q = m * b * \sqrt{2g} H^{3/2}$ (III.63)

$$Q = 32.553 H^{3/2}$$

La courbe surface–hauteur peut être modélisée par l’équation linéaire (figure III.19)

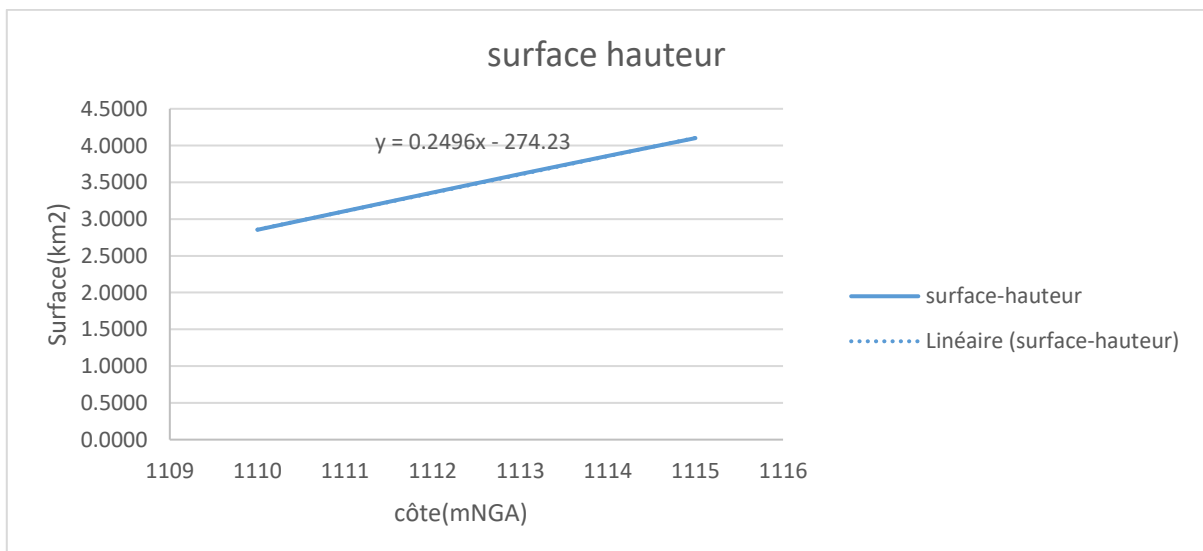


Figure III. 7: Courbe surface-hauteur au-dessus du NNR

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage $f(Q_s) = (2S/\Delta t + Q_s)$: Initialement le débit de sortie $Q_s = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ et la hauteur $H = 0m$, le volume stocké $V_s = 0m^3$. La valeur maximale de débit d’entrée $Q_e = 687 \text{ m}^3/\text{s}$ nous donne la plage à couvrir avec le variable H : $687 = 32.553 * H^{3/2}$, soit $H_{max} = 7.5m$.

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le tableau (III.41)

Tableau III. 33: Calcul de la courbe caractéristique du barrage

h(m)	côte(m)	A(km2)	S(m3)	O(m3/s)	2S/DT+O
0	1110	2.826	0	0.00	0
0.5	1110.5	2.951	1475400	11.51	831.18
1	1111	3.076	3075600	32.55	1741.22
1.5	1111.5	3.200	4800600	59.80	2726.80
2	1112	3.325	6650400	92.07	3786.74
2.5	1112.5	3.450	8625000	128.68	4920.34
3	1113	3.575	10724400	169.15	6127.15
3.5	1113.5	3.700	12948600	213.15	7406.82
4	1114	3.824	15297600	260.43	8759.09
4.5	1114.5	3.949	17771400	310.75	10183.75
5	1115	4.074	20370000	363.96	11680.62
5.5	1115.5	4.199	23093400	419.89	13249.56
6	1116	4.324	25941600	478.43	14890.43
6.5	1116.5	4.448	28914600	539.46	16603.13
7	1117	4.573	32012400	602.89	18387.56
7.5	1117.5	4.698	35235000	668.63	20243.63

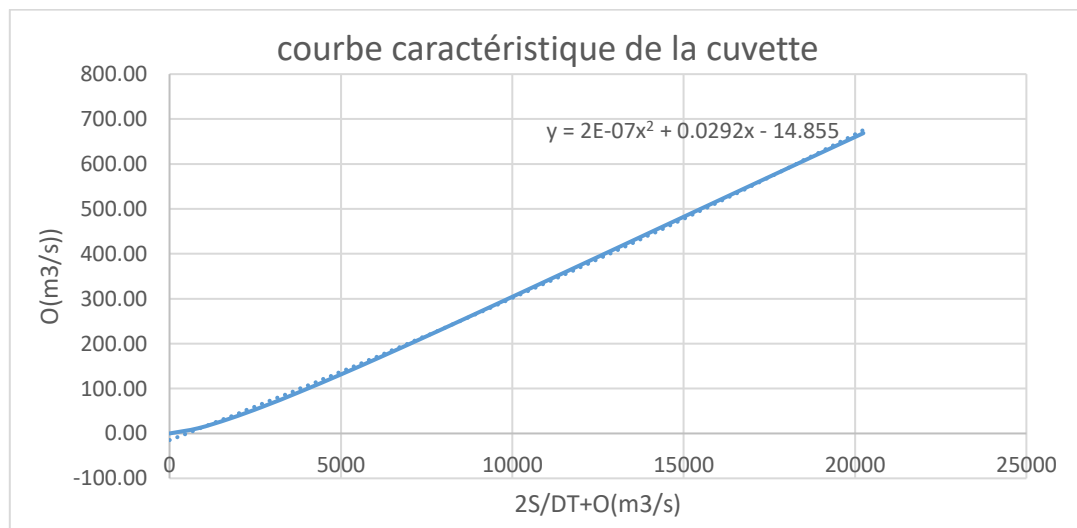


Figure III. 20: Courbe caractéristique de la cuvette

Utilisons la courbe caractéristique du barrage et l'équation :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1$$

On détermine l'hydrogramme laminé (tableau III.43).

Tableau III. 34: Calcul de l'hydrogramme de sortie

temps	débit d'entrée	I1+I2	2S/DT+O	(2S/DT+O)-2O	O débits m3/s
0	0	0	0	0	0
1	171.75	171.75	171.8	191.4	-9.8
2	687.00	858.75	1050.2	1018.1	16.0
3	235.64	922.64	1940.7	1855.6	42.6
4	148.39	384.03	2239.6	2136.6	51.5
5	85.88	234.27	2370.8	2259.8	55.5
6	43.97	129.84	2389.7	2277.5	56.1
7	18.55	62.52	2340.1	2230.9	54.6
8	5.50	24.05	2255.0	2150.9	52.0
9	0.69	6.18	2157.1	2059.0	49.1
10	0.00	0.69	2059.7	1967.4	46.1

Le calcul de l'hydrogramme laminé pour les différentes largeurs b est donné dans le tableau

hydrogramme d'entrée			hydrogramme de sortie										
			Hd=1,44m	Hd=1,39m	Hd=1,35m	Hd=1,31m	Hd=1,27m	Hd=1,24m	Hd=1,22m	Hd=1,19m	Hd=1,17m	Hd=1,15m	Hd=1,13m
temps	Q	Q1+Q2	b=15m	b=20m	b=25m	b=30m	b=35m	b=40m	b=45m	b=50m	b=55m	b=60m	b=65m
0	0	171.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	171.75	858.75	73.8	76	85.3	92.9	101.8	111.6	118.4	126.7	131.1	136.8	143.1
2	687.00	922.64	319	330.3	355.4	401.5	421.1	437.6	448.5	453.8	459.3	464.7	470.1
3	235.64	384.03	343.4	350.1	375.7	389.7	391	396.1	401.3	404.4	406.1	410.1	414.4
4	148.39	234.27	189.9	201.6	210.2	222.6	225.1	229.9	234.1	236.5	238.2	241	244.5
5	85.88	129.84	112.6	132.2	150.1	177.7	180.9	184.1	188.9	190.1	191.9	194.5	199.1
6	43.97	62.52	69.7	89.1	100.1	111.3	116.1	118.8	121.7	123.4	124.8	127.2	131.2
7	18.55	24.05	42.7	52.9	78.2	90.9	94.6	96.6	99.9	102.3	104	106.9	109.9
8	5.50	6.18	31.1	39.1	49.9	54.1	58.2	60	63.8	65.3	66.6	67.9	69.9
9	0.69	0.69	21.1	26	30.3	35.8	36.3	39.7	42.4	43.1	42.9	42.5	42.3
10	0.00	0.69	8.7	10.1	11.9	20.2	20	18.1	16.9	15	12.5	10.1	7.9

Tableau III. 35: Hydrogramme laminé pour les différentes largeurs **b**

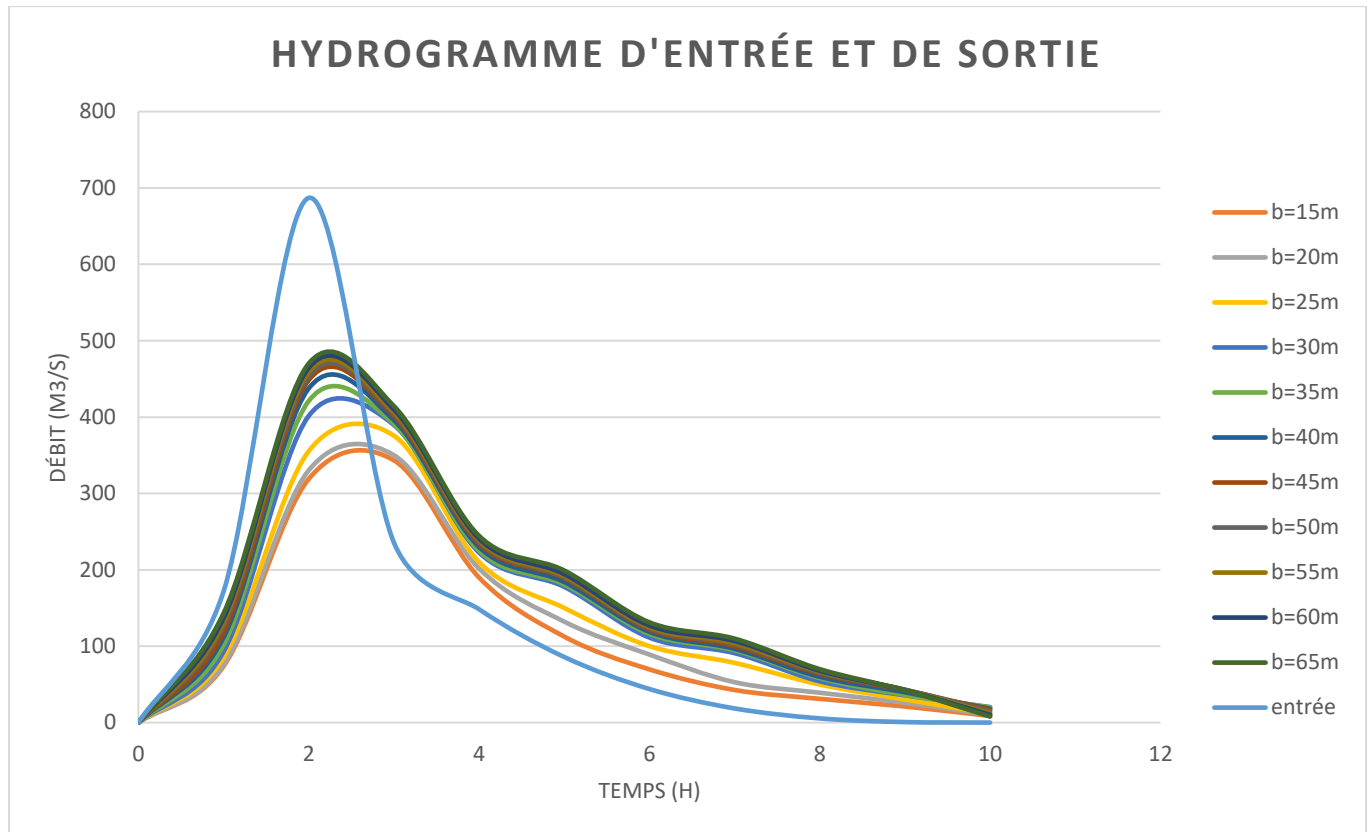


Figure III. 8: Hydrogramme d'entrée et de sortie

Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposé comme le débit évacué, le volume forcé et la lame déversée sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III. 36: Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum et Volume forcé

B (m)	H dev	NPSHE(m)	q(m3/s)	Vforcé(Mm3)
15	1,44	1111,44	56,1	0,546
20	1,39	1111,39	71	0,519
25	1,35	1111,35	85,1	0,497
30	1,31	1111,31	97,6	0,476
35	1,27	1111,27	109,1	0,457
40	1,24	1111,24	119,7	0,441
45	1,22	1111,22	131,1	0,427
50	1,19	1111,19	141,5	0,412
55	1,17	1111,17	151,6	0,399
60	1,15	1111,15	160,7	0,388
65	1,13	1111,13	169,6	0,377

III.10 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.10.1 La revanche

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

III.10.1.1 Calcul de la revanche

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) **Formule de STEVENSON GAILLARD :**

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \tag{III. 64}$$

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \tag{III. 65}$$

Avec:

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

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la direction du barrage appelée Fetch qui doit être inférieure à 18 kilomètres.

[F ≈ 1 km].

A.N:

H=0.83 m

V=1,5+2.H=1,5+2*0.83 = 3.16 m/s **R=1.13 m**

a) **Formule de MALLET et PACQUANT**

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \tag{III. 66}$$

$$H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \tag{III. 67}$$

Donc : H=0.83 m

V=1,5+2.H=1,5+2*0.83=3.16m/s **R=1.13 m**

b) **Formule Simplifiée**

$$R = 1 + 0,3 \sqrt{F} \dots\dots\dots \tag{III. 68}$$

R=1.3m

Tableau III. 37: Récapitulatif du calcul de la Revanche

formule	STEVENSON GAILLARD	MALLET et PAQUANT	Simplifiée	moyenne
Revanche(m)	1.13	1.13	1.3	1.18

Conclusion : On prend la valeur la plus proche à la moyenne. Donc : **R=1,13m**

III.10.2 Le tassement

Le tassement est calculé grâce aux formules suivantes :

$$T = 0.015 Hb \quad (\text{III. 69})$$

$$T = 0.001 Hb^{3/2} \quad (\text{III. 70})$$

D'où :

T=Tassement de la crête du barrage.

Hb=Hauteur du barrage.

Les tassements sont estimés à 0,23 m.

III.10.3 Largeur en crête :

La crête facilite la circulation sur le barrage une fois terminé. Elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale que le barrage doit atteindre à terme.

La largeur de la crête dépend de plusieurs facteurs, notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein. La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

- Formule KNAPPEN $b = 1.65Hb^{0.5}$ (III. 71)

- Formule PREECE $b = 1.1Hb^{0.5} + 1$ (III. 72)

- Formule SIMPLIFIÉE $b = 3.6.Hb^{1/3} - 3$ (III. 73)

- Formule pratique $b = 5/3\sqrt{Hb}$ (III.74)

Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés ci-après :

$$Hb = NNR - Cf + h \text{ dév} + R + t$$

Tableau III. 38: Résultats de calcul de la largeur en crête

b(m)	Hd(m)	Hb(m)	bcrête(m)			
			KNAPEN	Preece	Simplifiée	Pratique
15	1,44	17,80	7,0	5,64	6,40	7,03
20	1,39	17,75	7,0	5,63	6,39	7,02
25	1,35	17,71	6,9	5,63	6,38	7,01
30	1,31	17,67	6,9	5,62	6,38	7,01
35	1,27	17,63	6,9	5,62	6,37	7,00
40	1,24	17,60	6,9	5,61	6,36	6,99
45	1,22	17,58	6,9	5,61	6,36	6,99
50	1,19	17,55	6,9	5,61	6,36	6,98
55	1,17	17,53	6,9	5,61	6,35	6,98
60	1,15	17,51	6,9	5,60	6,35	6,97
65	1,13	17,49	6,9	5,60	6,34	6,97

On opte pour une largeur en crête bcr= 7m.

III.11 Calcul des coûts

III.11.1 Le coût 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 :

$$VB = \sum Vi$$

Avec :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} L_i \tag{III.75}$$

Vi : Volume du barrage à la côte i.

Li : Distance entre deux coupes voisines.

Si : Section transversale correspondante à la coupe i.

Avec : $S_i = \left(\frac{b+B_i}{2}\right)H_i$

Bi : Largeur de base $B_i = (m_1 + m_2)H_i + b$ (III.76)

m1 , m2 : Fruits de talus m1=3 et m2=2.5.

b= Largeur en crête (m).

Hi : Hauteur de la tranche au point i. $H_i = NNR - Cf + R + Hd + t$

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés ci-après :

Tableau III. 39: Calcul du volume et cout de la digue pour une hauteur de barrage de 17.80m

		b=15m;		Hb=17,8m			
Coupe N°	Hi(m)	Bi(m)	Si	Simoy	Li	Vi	coût(da)
1	0	7	0	90.0638	18.47	1663.47839	1497130.55
2	6.92	45.06	180.1276	215.157237	5.17	1112.36292	1001126.63
3	8.35	52.925	250.186875	268.533988	3.07	824.399342	741959.407
4	9.02	56.61	286.8811	308.276488	3.37	1038.89176	935002.587
5	9.75	60.625	329.671875	362.352488	6.77	2453.12634	2207813.71
6	10.78	66.29	395.0331	401.04375	7.01	2811.31669	2530185.02
7	10.96	67.28	407.0544	414.864338	8.19	3397.73892	3057965.03
8	11.19	68.545	422.674275	456.474088	24.19	11042.1082	9937897.36
9	12.14	73.77	490.2739	586.283187	52.91	31020.2435	27918219.1
10	14.53	86.915	682.292475	762.554038	14.89	11354.4296	10218986.7
11	16.28	96.54	842.8156	903.75155	8.13	7347.5001	6612750.09
12	17.5	103.25	964.6875	980.29875	6.43	6303.32096	5672988.87
13	17.8	104.9	995.91	952.320938	5.1	4856.83678	4371153.1
14	16.95	100.225	908.731875	611.709688	9.87	6037.57462	5433817.15
15	9.5	59.25	314.6875	253.3583	3.09	782.877147	704589.432
16	7.18	46.49	192.0291	142.1835	7.42	1055.00157	949501.413
17	4.66	32.63	92.3379	46.16895	11.82	545.716989	491145.29
18	0	7	0	0		0	0
						coût total	84282231.4

Tableau III. 40: Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs de déversement

b(m)	Hd(m)	Hb(m)	Crête(m)	coût(da)
15	1.44	17.80	1112.80	84282231.4
20	1.39	17.75	1112.75	83686276.8
25	1.35	17.71	1112.71	83211123.7
30	1.31	17.67	1112.67	82737402.2
35	1.27	17.63	1112.63	82265112.2
40	1.24	17.60	1112.60	81911834.2
45	1.22	17.58	1112.58	81676762.9
50	1.19	17.55	1112.55	81324827.1
55	1.17	17.53	1112.53	81090650.5
60	1.15	17.51	1112.51	80856831.8
65	1.13	17.49	1112.49	80623371.1

Pour les frais des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2, 5 mètre. Le prix du mètre cube de remblai est estimé à 900 DA.(source ANBT)

III.11.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues

III.11.2.1 Coût du déversoir

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

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \left(\frac{X}{H} \right)^{1,80} \quad (\text{III.77})$$

avec :

H : Charge sur le seuil

Y : Ordonnée du profil (m) X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera $V_{dev} = S_{dev} * b$ (III. 78)

S_{dev} : Section transversale (m²).

b : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube de béton à trente-cinq mille dinars Algériens 35000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera de :

Tableau III. 49: Résultats de calculs du coût du déversoir pour différentes largeurs déversantes

profil	b(m)	Hd(m)	S(m2)	V(m3)	cout(DA)
1	15	1.44	11.77	176.55	6179250
2	20	1.39	11.55	231	8085000
3	25	1.35	11.34	283.5	9922500
4	30	1.31	11.13	333.9	11686500
5	35	1.27	10.84	379.4	13279000
6	40	1.24	10.65	426	14910000
6	45	1.22	10.39	467.55	16364250
7	50	1.19	10.04	502	17570000
8	55	1.17	9.72	534.6	18711000
9	60	1.15	9.42	565.2	19782000
10	65	1.13	9.07	589.55	20634250

III.11.2.2 Coût du coursier

Nous optons pour une section rectangulaire afin d'assurer les bonnes conditions de l'écoulement. La longueur approximative du coursier est de 190m (selon le plan topographique). Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_b = S_b * b_{cou}$$

Avec : b_{cou} : Largeur du coursier

$$b_{cou} = Q_{max}^{0.4} \tag{III.79}$$

$$S_b = ((2 * H_m) + b) * 0.5$$

Avec : H_m : Hauteur du mur (m).

b : Largeur du coursier (m).

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

Avec : H_{cr} : Hauteur critique dans le coursier (m) et R : Revanche (m).

Tableau III. 41 : Résultat de calcul du Coût du coursier

b(m)	Hd(m)	Qma(m3/s)	b _{cou} (m)	H _{cr}	H _{mur}	section(m2)	Vibéton(m3)	Coût(DA)
15	1.44	56.1	5.01	1.13	2.26	9.76	537	18779400.2
20	1.39	71	5.50	1.09	2.22	12.22	672	23517884.1
25	1.35	85.1	5.92	1.06	2.19	14.69	808	28272608
30	1.31	97.6	6.25	1.03	2.16	17.16	944	33024612
35	1.27	109.1	6.53	1.00	2.13	19.63	1079	37781619.9
40	1.24	119.7	6.78	0.97	2.10	22.10	1216	42542620.5
45	1.22	131.1	7.03	0.95	2.08	24.58	1352	47322039.4
50	1.19	141.5	7.25	0.93	2.06	27.06	1489	52099391.6
55	1.17	151.6	7.45	0.92	2.05	29.55	1625	56880545.7
60	1.15	160.7	7.63	0.90	2.03	32.03	1762	61659523.1
65	1.13	169.6	7.79	0.89	2.02	34.52	1898	66442063.1

III.11.3 Le coût total

Tableau III. 42 : Coût total pour chaque charge déversante

b(m)	Hd(m)	Hb(m)	Crête(m)	coût (DA)			
				digue	evacuateur		total
					déversoir	coursier	
15	1.44	17.80	1112.80	84282231.4	6179250	18779400.2	109240882
20	1.39	17.75	1112.75	83686276.8	8085000	23517884.1	115289161
25	1.35	17.71	1112.71	83211123.7	9922500	28272608	121406232
30	1.31	17.67	1112.67	82737402.2	11686500	33024612	127448514
35	1.27	17.63	1112.63	82265112.2	13279000	37781619.9	133325732
40	1.24	17.60	1112.60	81911834.2	14910000	42542620.5	139364455
45	1.22	17.58	1112.58	81676762.9	16364250	47322039.4	145363052
50	1.19	17.55	1112.55	81324827.1	17570000	52099391.6	150994219
55	1.17	17.53	1112.53	81090650.5	18711000	56880545.7	156682196
60	1.15	17.51	1112.51	80856831.8	19782000	61659523.1	162298355
65	1.13	17.49	1112.49	80623371.1	20634250	66442063.1	167699684

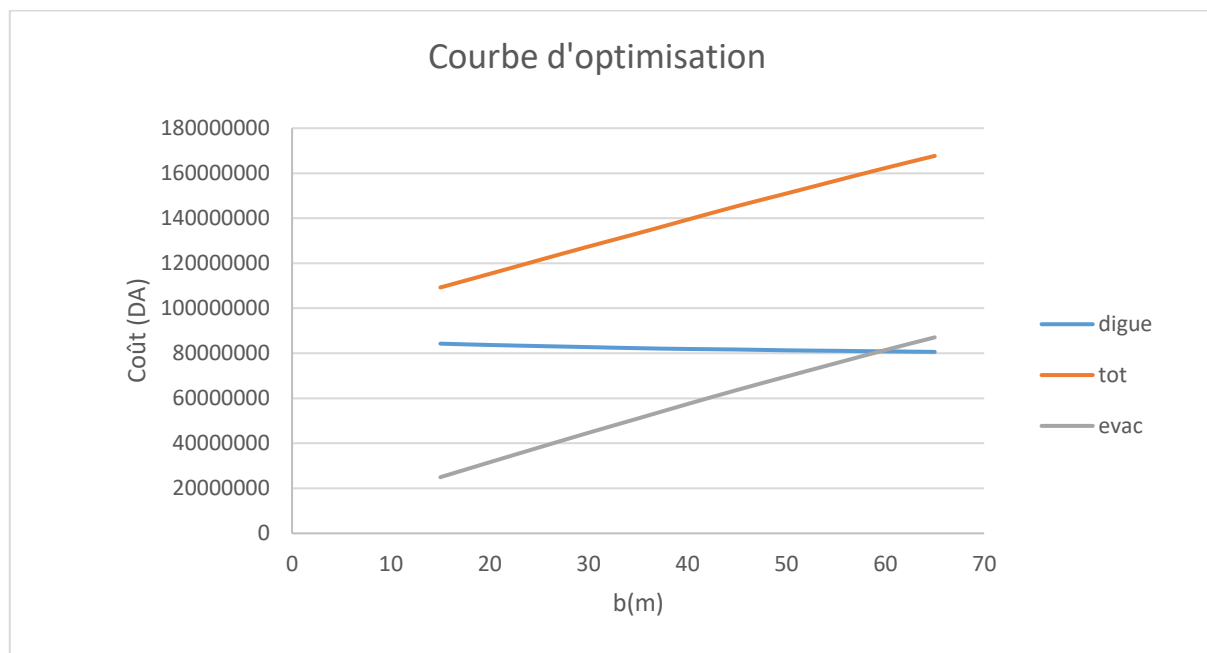


Figure III. 9: Courbe d'optimisation

Conclusion :

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue, l'évacuateur de crue (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu de cette figure, notre choix a été basé sur le coût total Optimal.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « $b = 35 \text{ m}$ » qui correspond $H_b = 17.63\text{m}$.

On récapitule les résultats de l'étude de la régularisation et du laminage des crues dans le tableau III.45 :

Tableau III. 43: Tableau récapitulatif

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm^3	0.43
Volume utile	Mm^3	1.21
Volume au NNR	Mm^3	1.64
Cote du fond	m NGA	1095
Cote NVM	m NGA	1104
Cote NNR	m NGA	1110
Cote en crête	m NGA	1112.63
Largeur en crête	m	7

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.1 Choix du type de barrage

Il existe trois schémas principaux de structure de barrage :

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

IV.1.1 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 17.63 mètres, les pentes des talus amont varient entre $[2,5 \div 3]$ et aval : $[2 \div 2,5]$

IV.1.2 Barrage à zones

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

La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériaux argileux, qui pourra être placé en amont de la digue ou au centre de celle-ci.

Le noyau interne a le gros avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuite.

IV.1.3 Barrage en enrochement avec masque en béton:

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

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

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

IV.2 Définition de profil général du barrage :

IV.2.1 Hauteur de barrage :

IV.2.1.1 Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a- Formule de 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 = 1 km].

A.N

H=0.83 m

V=1,5+2.H=1,5+2*0.83 = 3.16 m/s Donc **R=1.13 m**

b- Formule de MALLET et PAQUANT

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

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

A.N

H=0.83 m

V=1,5+2.H=1,5+2*0.83=3.16m/s Donc **R=1.13 m**

c- Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \quad (IV.5)$$

R=1.3m

Conclusion

On prend une valeur moyen donc : **R=1.13 m**

H_b = NNR-C_f+ H_a + R+ t = 1110-1095+1.27+1.13+0.23=17.63

On admet une valeur de t =0,23 mètre pour le tassement du barrage.

IV.2.2 Largeur en crête

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

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

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

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

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

H_b : Hauteur du barrage [m];

Pour une charge moyenne de 1m on a :

$$H_b = \text{NNR} - \text{Cf} + \text{hdév} + \text{R} + \text{t}.$$

Tableau N°IV.01 : Résultats du calcul.

Formule	b_{cr} (m)
KNAPPEN	6.93
EF PREECE	5.62
SIMPLIFIEE	6.4
PRATIQUE	7

On opte pour une largeur de crête égale à: $b_{cr} = 7 \text{ m}$

IV.2.2 La longueur en crête

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à :
L=200 m

IV.2.3 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 ≥ 20	- Homogène granulométrie étendue	3	2,5
	- A zones	3	3

IV.2.4 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.3 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 :

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

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 avons un poids spécifique du $\gamma_h = 2,65 \text{ t/m}^3$. et une pente égale à 1/3,

D'où la valeur de C est donnée 0.025. Donc nous obtenons une épaisseur d'enrochement

e=0.25 m.

Quant aux dimensions des éléments, elles seront de telle sorte que 50 % de l'enrochement soit constitué de blocs d'un poids égal ou supérieur au poids calculé suivant la formule :

$$W = 0.52 \cdot \gamma_h \cdot e \quad (\text{IV.11})$$

AN: W = 0.345 tonne

- **US ARMY corps of Engineers**

Les ingénieurs d'US ARMY utilisent un tableau déterminé à partir d'abaques qui permettent d'obtenir l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement et les dimensions minimales des blocs de roche en fonction de la hauteur de la vague.

Tableau IV. 4: Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

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

Pour notre cas $H=1.27\text{m}$, $1.2 < H < 1.8\text{m}$ $e = 0,45 \text{ m}$.

Dmin = 0,35 m

Nous prenons une épaisseur égale à 0,5 m.

IV.3.1 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 :

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

Avec : H_b : hauteur du barrage (m).

H_n : hauteur du noyau (m).

AN : $H_n = 17.63 - 1 = 16.63 \text{ m}$ **$H_n = 16.63 \text{ m}$**

• **La largeur en crête du noyau :**

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Donc on aura : $L_{n,s} = 1/6 * 17.63 = 2.94 \text{ m}$ **$L_{n,s} = 2.94 \text{ m}$**

• **Les fruits des talus du noyau :**

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

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

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.

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

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

L_b : largeur en base du noyau.

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

Avec : H_1 : Hauteur d'eau à l'amont correspond au NPHE, ($H_1 = 15 \text{ m}$)

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

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

On aura : $\frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \Leftrightarrow \frac{15}{b_{moy}} \leq 1,5 \Rightarrow b_{moy} > \frac{15}{1,5} = 10 \text{ m}$ **$b_{moy} = 10 \text{ m}$**

À partir de la formule (IV.15) on aura : $L_b = 2 * b_{moy} - L_{n,s}$ (IV.17).

AN : $L_b = 2 * 10 - 2.94 = 17.06 \text{ m}$ **$L_b = 17.06 \text{ m}$**

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

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

On aura : $m = \frac{L_b - L_{n,s}}{2 * H_n} = \frac{17.06 - 2.94}{2 * 16.63} \approx 0,45$ **Donc : $m = 0.45$**

• **La cote en crête du noyau**

$$NCN = C_{fond} + H_n = 1095 + 16.63 = 1111.63 \text{ m NGA}$$

IV.3.2. 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.3.2.1 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'anisotropie de perméabilité, l'épaisseur à retenir pour un tel drain est d'ordre 0.6 m comme une valeur minimal et l'implantation idéal se situe, un peu en aval de l'axe du remblai (afin de bénéficier au maximum de d'étanchéité apportée par le remblai amont.

Le sommet du drain est arase 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.3.2.2 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 (17.63m).

On prend $H_p = 0.15 H_b$

$$H_p = 2.65 \text{ m}$$

- **Largeur en crête :**

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

$$b_p = 2.65/3 = 0.88 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } b_p = 0.88 \text{ m}$$

- **fruits de talus :**

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

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

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

- **Largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par :

$$B = b_p + (m_1 + m_2) h_p \quad (\text{IV. 20})$$

$$\mathbf{B = 12.81 \text{ m}}$$

IV.3.2.3 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 :

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

Avec : L_b : Longueur transversale du barrage ($L_b = 99.5 \text{ m}$).

$$\text{Donc : } L_d = \frac{99.5}{3} = 33.17 \text{ m} \quad \mathbf{L_d = 33.17 \text{ m}}$$

IV.3.3 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.3.3.1 Critères de conception

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

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

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

IV.4. 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.

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

Avec :

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

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

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

S_{i+1} : surface de la digue à la coupe « i+1 »

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

IV.5. 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)	Total (DA)(10 ⁶)
Homogène	Recharges	91405.68	900	82.265	88.433
	Rip-Rap	5139.98	1200	6.168	
Zoné	Recharges	91405.68	900	82.265	110.048
	Noyau	21614.79	1000	21.615	
	Rip-Rap	5139.98	1200	6.168	
Avec masque	Recharges	91405.68	900	82.265	236.77
	Béton	4828.17	32000	154.5	

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

Le petit barrage d'Oued LAZREG est en remblai homogène, avec une hauteur totale de 17,63 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.

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, leurs 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.

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

V.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. » et la méthode d'US Army corps.

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 1: Caractéristique du Rip-rap

Caractéristique du Rip-rap	
Epaisseur(m)	0.5
Diamètre(m)	0.3

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.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.3.1. 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 minimal et l'implantation idéal se situe, un peu en aval de l'axe du remblai (afin de bénéficier au maximum de d'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:

- 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.

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

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

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

* La hauteur du drain

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

Où : H_{bcr} : Hauteur du barrage ;

$$\text{AN } h_{dr} = 0,15 * 17,63 = 2,64 \text{ m}$$

* La largeur en sommet

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

$$\text{AN } b_{dr} = \frac{1}{3} * 2,64 = 0,88 \text{ m}$$

* Largeur en base du drain

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

$$\text{AN } B = 0,88 + (1,5 + 2,5) * 2,64 = 11,44 \text{ m}$$

V.3.1.2. Epaisseur du drain

D'après le tableau (V.4) :

Tableau N°V.2: épaisseur minimal de drain (Gérard DEGOUTTE ,1997)

$2\sqrt{V}$	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 (Hm³).

Notre barrage à H=17.63m, et V=1.64 Hm³ donc $H^2\sqrt{V}=398,04(300\div 700)$

$$e_{dr} = 1.2 \text{ m}$$

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

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

D'où

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

- n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta$;
- $n_0 = 0,4$ 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

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

✓ 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

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt[6]{\eta}(1 + 0,05\eta) \frac{n}{1 - n} \quad (\text{V.10})$$

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

$$\text{▲ Condition } \frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt[6]{\eta}(1 + 0,05\eta) \frac{n}{1 - n} \quad (\text{V.12})$$

$$D_5/D_{17} = 0.6 > 0,52 : \text{ pour } n = 0,31 ; \eta = 21.8.$$

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.

$$D_{15} = 0.076 \text{ mm}$$

$$d_{15} = 0.004 \text{ mm.}$$

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} = \frac{0.076}{0.004} = 19 > 5$$

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.

$$D_{15} = 0.078 \text{ mm, } d_{85} = 0.1$$

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.078}{0.1} = 0,78 < 5$$

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 toute 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 a 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 KOZENY 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 :

$$C = \frac{\Delta a}{a + \Delta a} \quad \text{en fonction de } \theta, \text{ d'où on peut déterminer « } C_o \text{ »}$$

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.

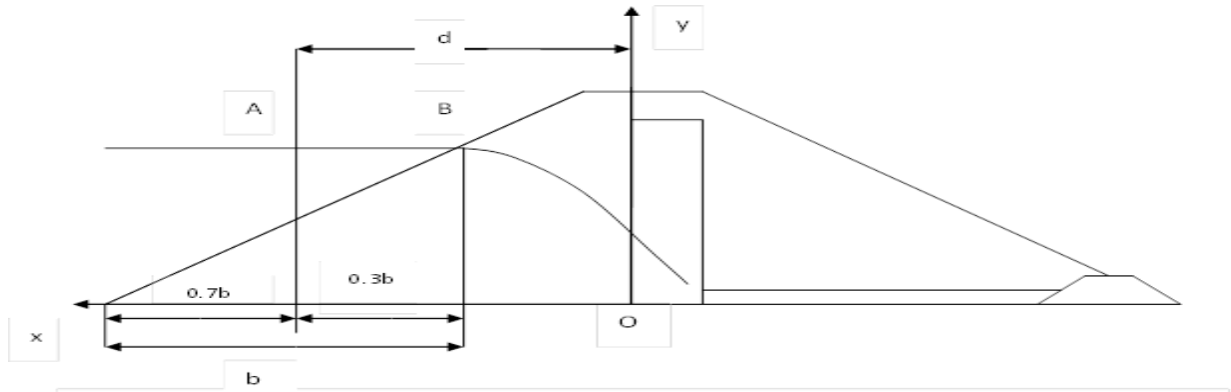


Fig N°V.1 : Calcul l'infiltration qui travers le corps de la digue

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.3 : 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 : $q_n = K.I. A$ (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.

❖ le gradient hydraulique est déterminé $I = \frac{dy}{dx}$ (V.18)

et : $A = y.I$

Pour une digue homogène assis sur fondation imperméable

$$q_n = Ky \frac{dy}{dx} \quad (V.19)$$

Avec : $y \frac{dy}{dx} = y_0$

D'où : $q_n = Ky_0 \text{ m}^3/\text{s/ml}$.

Soit : $q_n = 1.71 \cdot 10^{-11} \cdot 3,45 = 5,89 \cdot 10^{-11} \text{ m}^3/\text{s/ml} \Rightarrow$

$$q_n = 5,89 \cdot 10^{-11} \text{ m}^3/\text{s/ml}.$$

$Q = q_n \cdot L = 200 \cdot 5,89 \cdot 10^{-11} \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow Q = 1,18 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$

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 compris 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 calculs dit dimensionnement, ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

1. Le glissement des talus : Il existe plusieurs types
 - ∞ 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.4 : Valeurs de K1, K2 en fonction de pente de talus (V.volkov, 1986)

Pente de talus	1/1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5.5

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles. On trace à la suite un courbe rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c.-à-d. entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0.1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites.

Par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la 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.5: 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 :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{\text{nombre total des tranches}} \quad (\text{V.23})$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha} \quad (\text{V.24})$$

* 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 :

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \quad (\text{V.25})$$

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 :

$$F_c = c \cdot dl \quad (\text{V.26})$$

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.

$$T = a \cdot G_n \quad (\text{V.27})$$

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 :** $F_1 = Nn \operatorname{tg} \varphi - U \operatorname{dl} \operatorname{tg} \varphi. \dots$ (V.28)

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

b) **Force de cohésion** $F_c = c \operatorname{dl} .$ (V.29)

Avec : $\operatorname{dl} = \frac{b}{\cos(\alpha)}$; b : largeur de la tranche.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(Nn - U \operatorname{dl}) \operatorname{tg} \varphi + c \operatorname{dl}] R$$
 (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 :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n .$$
 (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 :

$$M_T = a \operatorname{Gn} \operatorname{dn} .$$
 (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 :

$$K_s = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \varphi + \sum C \operatorname{dL}}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} .$$
 (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 :**

$$K_{as} = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n - p) \operatorname{tg} \varphi + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \sin \alpha_n + \frac{\sum a G_n d_n}{R}} \quad (V.34)$$

☞ Sans l'effet de séisme:

$$K_{ss} = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n - p) \operatorname{tg} \varphi_n + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \sin \alpha_n} \quad (V.35)$$

* 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 :

$$K_{as} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \varphi + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \sin \alpha_n + \sum a \frac{G_n d_n}{R}} \quad (V.36)$$

☞ Sans effet de séisme :

$$K_{ss} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \varphi_n + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \sin \alpha_n} \quad (V.37)$$

Les résultats de calcul de stabilité sont donnés dans l'annexe N°4.

Le coefficient K_s calculé doit être supérieur à « $K_{s \text{ adm}}$ »,

Tableau N°V.6: 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).

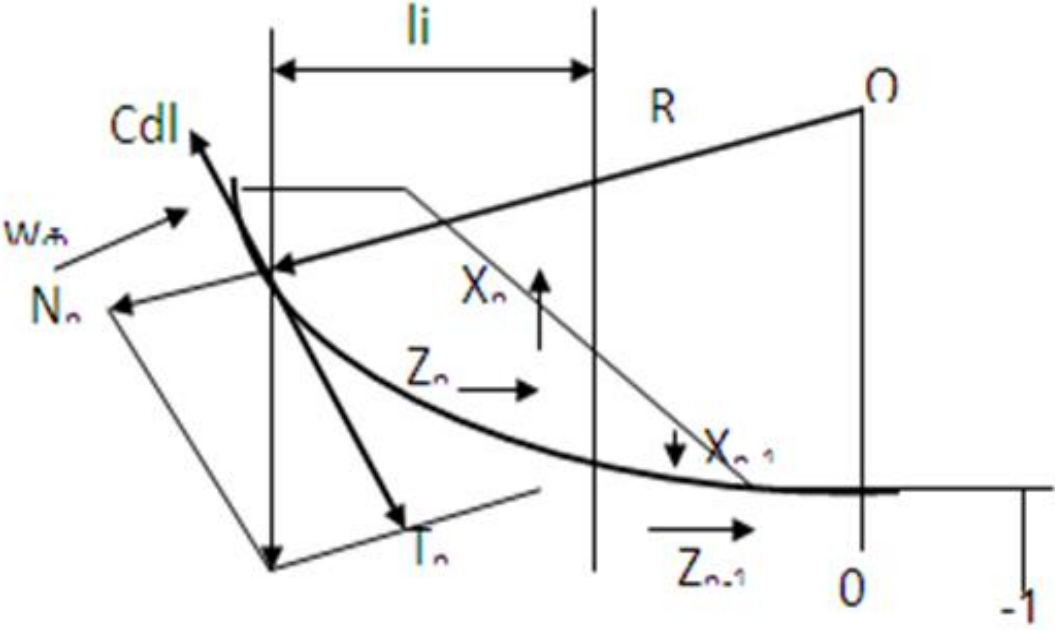


Fig N°V.1 : Schéma de calcul statique

Tableau N°V.7 : 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> $K_{S, adm} = 1,05$
Fin de Construction	<u>Talus amont</u> R ₁ =40,29m R ₂ =41,04m R ₃ = 29,28m	2,44 2,49 2,49	1,55 1,57 1,59
	<u>Talus aval</u> R ₁ = 35,7 m R ₂ = 32,67 m R ₃ = 34,41 m	2,51 2,05 2,15	1,68 1,39 1,44
Fonctionnement Normal	<u>Talus aval</u> R ₁ = 36,52 m R ₂ = 35,68 m R ₃ = 25,74 m	2,27 2,13 2,66	1,49 1,47 1,74
Vidange Rapide.	<u>Talus amont</u> R ₁ = 42,05 m R ₂ = 39,11 m R ₃ = 32,55 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 de la digue car 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 normal 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 rejetée parce que il est coûteux et très compliqué pour sa 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 adoptent 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'on doit tenir en compte sont donnés dans le Tableau (VI-1).

Tableau VI.01 : type de vidange de fond en fonction de $H^2 \cdot \sqrt{V}$

$H^2 \cdot \sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position des vannes
≤ 30	P V C ou Acier	(160 – 200) 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 la 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

$$Q = \frac{V_U}{T} + Q_0 \quad (\text{VI.1})$$

Avec : Q_0 : Débit moyen entrant de l'Oued pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

V_U : volume utile de retenue ($V_U = 1210000 \text{ m}^3$)

T : temps de vidange en seconde estimé à 10 jours.

On trouve : **$Q=1,75 \text{ m}^3/\text{s}$**

VI.4.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :

On a:
$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \quad (VI.2)$$

D'ou:
$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}} \quad (VI.3)$$

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 :

$$S = \frac{1,75}{0,8 \cdot \sqrt{2g \cdot 15}} = 0,128 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,128}{\pi}} = 0,403 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :


$$D_{vf} = 400 \text{ mm}$$

*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:

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \quad (VI.5)$$

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 = 400 mm].

L : longueur de la conduite de vidange en [m] (l = 100 m).

A.N :

$$\lambda = 0.033$$

$$\sum \xi_l = 8.25 \text{ m}$$

 Coefficient des pertes de charge singulières:

On a :

$$\xi_{\text{entrée}} = 0,5 \quad \xi_{\text{sortie}} = 1 \quad \xi_{\text{vannes}} = (0,1 + 0,1) = 0,2$$

Donc :

$$\sum \xi_s = 1,2 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (0,8.25 + 1,2)}} = 0,45$$

Et :

$$S = \frac{1,75}{0,45 \cdot \sqrt{2g \cdot 15}} = 0,227 \text{ m}^2$$

D'ou :

$$D_{\text{vf}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,227}{\pi}} = 0,538 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D_{\text{vf}} = 630 \text{ mm}$$

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 :

$$V_S = \frac{Q_{\text{vf}}}{S_{\text{con}}}$$

AN :

$$V_S = \frac{1,75}{0,227} = 7,71 \text{ m/s}$$

VI.5) Dimensionnement de la prise d'eau :

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (les besoins de l'irrigation).

D'après le Tableau III.39, le volume maximum demandé est celui du mois d'Aout.

$$V_{\max} = 0,435 \text{ Mm}^3.$$

Donc :

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{0,435 \cdot 10^6}{31 \cdot 86400} = 0,162 \text{ m}^3/\text{s}$$

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 :

$$S = \frac{0,162}{0,3 \cdot \sqrt{2g \cdot 6}} = 0,05 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,05}{\pi}} = 0,252 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D = 250 \text{ mm}$$

***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 :

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D}$$

$$\underline{\text{AN :}} \quad \sum \xi = 1.15 \cdot \frac{0,04 \cdot 100}{0,250} = 18,4 \text{ m}$$

Donc :
$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 18,4}} = 0,227$$

Ce n'est pas le même coefficient de débit donc recalculé et on trouve que:

D = 300 mm

*** Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau**

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\text{max}}}{S} = \frac{0,162}{0,066} = 2,45 \text{ m/s}$$

Conclusion

Une vanne papillon de 630 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.

a) 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.

b) 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 35 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 (35 m) et pour la même charge ($h_{dév} = 1,27$ m) et le même débit déversant (109.1 m³/s).

L'évacuateur de crues comprend les éléments suivants :

- ▶ Un canal d'amenée.
- ▶ Un seuil déversant pour le control du débit.
- ▶ Un ouvrage intermédiaire comprend (chenal- convergeant- coursier).
- ▶ Un dissipateur d'énergie.
- ▶ Un canal de restitution.

VII.2.1 Canal d'amenée

Le canal d'amenée (canal d'approche) permet de guider calmement la crue vers le seuil déversant.

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}} \quad (VII.1)$$

Q : Débit à évacuer [m³/s].

S_{can} : Section du canal en [m²] et S_{can} = H x b.

H : Charge d'eau [m] et H = h + P.

P : Hauteur de pelle en [m].

h : Lame déversante en [m].

A.N :

$$V_{ap} = \frac{109.1}{35. (1.27 + 1.5)} = 1.13 \text{ m/s}$$

V_{ap} ≤ 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 type 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 VII.01 : 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

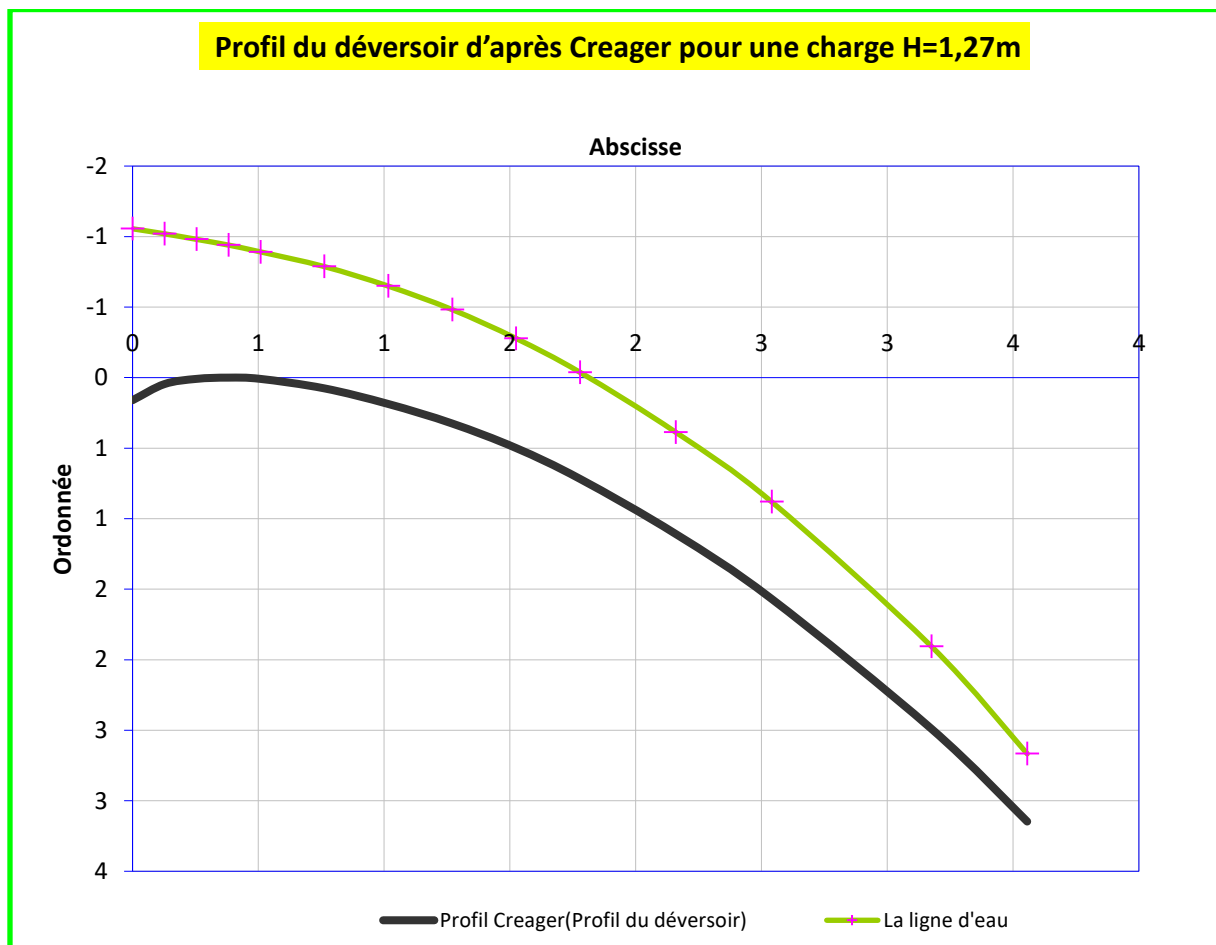


Fig VII.1 : Profil Creager (Quadrant aval)

VII.2.3 Chenal d'écoulement

La trace du chenal doit être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieur 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

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b} \right)^2} \quad (\text{VII.3})$$

Où :

Q : débit de projet lamine (Q = 70.13 m³/s);

b : la largeur de déversoir.

A.N:

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9.81} \left(\frac{109.1}{35} \right)^2} = 1$$

- 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) [m^{-1/3}.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:

$$I_{cr} = \left[\frac{109.1 \cdot (35 + (2 \cdot 1)^{2/3})}{71 \cdot (35 \cdot 1)^{5/3}} \right]^2 \cdot 100\% = 0.207\%$$

I_{cr} = 0.207 % > 0.1%, donc la condition est vérifiée

VII.2.4 Calcul du convergent

Le convergent et l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

α est calculé 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 :

$$B = 109.1^{0.4} = 6.53 \text{ m}$$

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:

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{109.1^2}{9.81 \cdot 7^2}} = 2.91$$

04- Pente critique

$$I_{cr} = \left(\frac{Q}{C_{cr} \cdot S_{cr} \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2 \tag{VII.7}$$

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:

$$S_{cr} = B \cdot h_{cr} = 7 \cdot 2.91 = 20.37 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = B + 2 \cdot h_{cr} = 7 + 5.82 = 12.82$$

$$\left. \begin{array}{l} S_{cr} = 20.37 \text{ m}^2 \\ P_{cr} = 12.82 \end{array} \right\} \rightarrow R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = \frac{20.37}{12.82} = 1.6 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1.6^{1/6}}{0.014} = 77.24$$

Donc :

$$I_{cr} = \left(\frac{109.1}{77.24 \cdot 20.37 \cdot 1.6^{1/2}} \right)^2 \cdot 100\% = 0.3$$

$$I_{\text{coursier}} > I_{cr}$$

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 VII.02 : Calcul de la ligne d'eau

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	Y _N	Y _C	Régime	L bief (m)
109.1	71	0,175	0,55	2,17	NT	40

Tableau 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	3,30	4.61
1	4	4	1,43	1,90	3,93	7.00
2	8	4	1,23	2,32	4,60	8.10
3	12	4	1,20	2,70	5,21	8.96
4	16	4	1,03	3,04	5,82	9.70
5	20	4	01,0	3,35	6,41	10.33
6	24	4	0,92	3,63	6,97	10.93
7	28	4	0,90	3,90	7,52	11.41
8	32	4	0,84	4,13	8,04	11.90
9	36	4	0,81	4,40	8,54	12.31
Aval	40	4	0,80	4,60	9,03	12.71

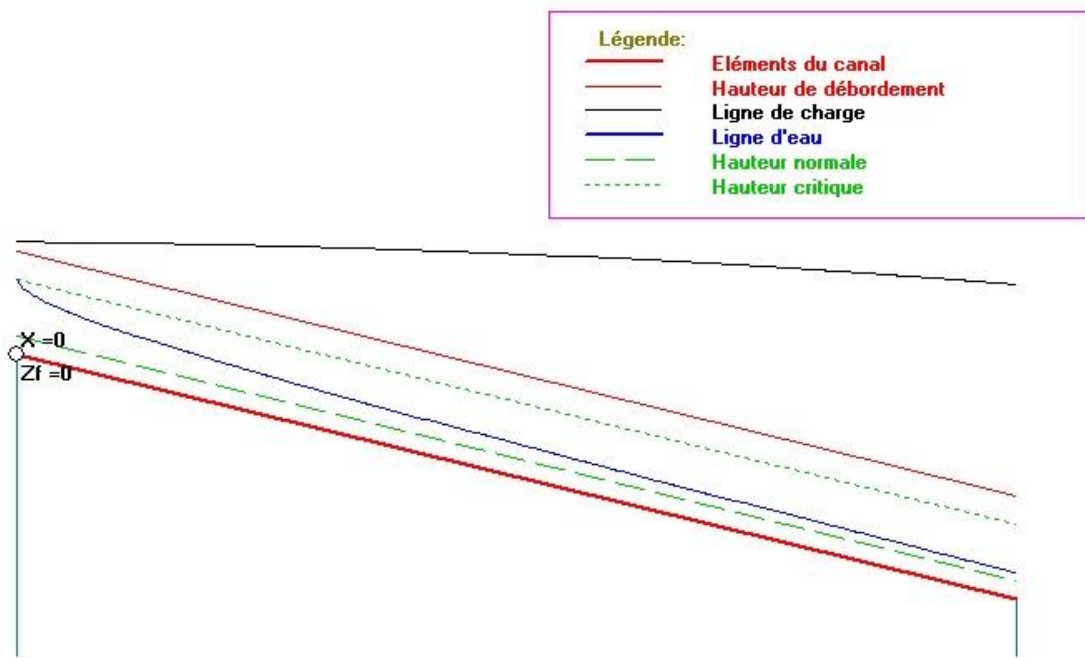


Fig VII. 2 : Graphe de la ligne d'eau

On a :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g h_c}} \tag{VII.8}$$

Où :

Fr : nombre de Froude;

V : Vitesse de sortie du coursier tel que $V = \frac{Q}{S}$.

$$\text{AN :} \quad V = \frac{109,1}{7.0,8} = 19.48 \text{ m/s}$$

$$\text{Donc :} \quad Fr = \frac{19,48}{\sqrt{9,81 \cdot 0,8}} = 6.95$$

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 > 4,5** et **U > 15 m/s** donc on aura un bassin de type **USBR III** avec bloc de chute et seuil denté.

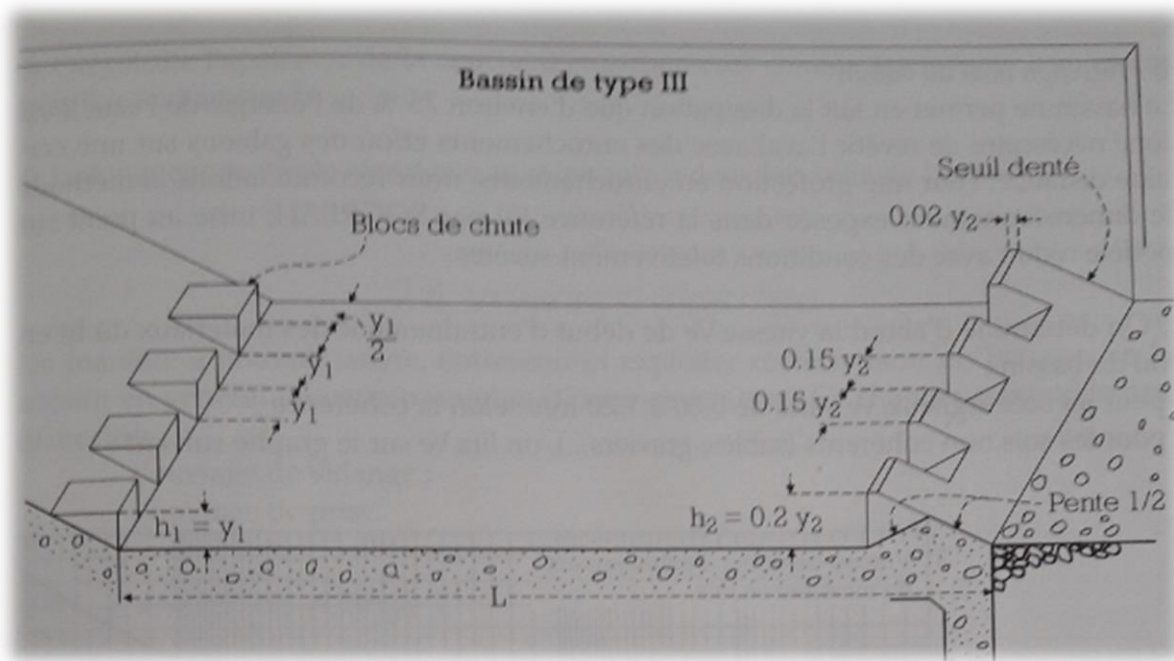


Figure VII. 3: Bassin dissipation type USBR III

- Dimensionnement du bassin

De l'abaque de l'Annexe "C" On a :

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left[\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1 \right] = 9.34 \quad \text{Et on a aussi} \quad Y_1 = 0,8$$

Donc :

$$Y_2 = 9,34 \cdot 0,8 = 7,47 \text{ m}$$

- Longueur du bassin

De l'abaque de l'Annexe N°6 on a :

$$\frac{L}{Y_2} = 4$$

Donc :

$$L_{\text{bas}} = 4 \times 7,47 = 29,88 \text{ m.}$$

On prend

$$L_{\text{bas}} = 30 \text{ m}$$

- Dimensionnement des blocs Chute

- La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = Y_1 = 0,8 \text{ m.}$
- La largeur des blocs de chutes : $l_1 = Y_1 = 0,8 \text{ m.}$
- Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = Y_1 / 2 = 0,4 \text{ m.}$
- Nombre des blocs de chutes : $N = 4$

Dimensionnement des seuils denté.

De la figure VII.3 on a : $h_2 = 0,2 Y_2$

- La hauteur des blocs de chicanes : $h_2 = 0,2 \cdot Y_2 = 1,5 \text{ m.}$
- La largeur des blocs de chicanes : $L = 0,15 \cdot Y_2 = 1,12 \text{ m.}$
- Espacement entre deux blocs chicanes: $e = 0,15 \cdot Y_2 = 1,12 \text{ m.}$
- Epaisseur des blocs de chicanes : $ep = 0,02 \cdot Y_2 = 0,15 \text{ m}$
- Nombre des blocs de chicanes : $N = 4$

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**

$$h_{\text{cr}} = \left(1 - \frac{\sigma_{\text{cr}}}{3} + 0,015 \cdot \sigma_{\text{cr}}^2 \right) \cdot K \quad (\text{VII.9})$$

$$\text{Avec: } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \quad \text{et: } \sigma = \frac{K \cdot m}{b} \quad [m = 1].$$

$$\text{Donc: } K = \sqrt[3]{\frac{109.1^2}{9.81 \cdot 7^2}} = 2.91 \quad \text{et} \quad \sigma = \frac{2.91 \cdot 1}{7} = 0.42$$

$$\text{D'où: } h_{cr} = \left(1 - \frac{0.42}{3} + 0.015 \cdot 0.42^2\right) \cdot 2.91 = 2.5 \text{ m}$$

*) Pente critique

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \quad (\text{VII.10})$$

$$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr} \quad \text{donc: } S_{cr} = 23.75 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2} \quad \text{Donc: } P_{cr} = 10.54 \text{ m}$$

$$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr} \quad \text{Donc: } R_{cr} = 2.25 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6} \quad \text{Donc: } C_{cr} = 81.77$$

$$I_{cr} = \frac{109.1^2}{23.75^2 \cdot 81.77^2 \cdot 2.25} \times 100 \% = 0.14 \%$$

*) La profondeur normale

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le « CANAL21 » et on a :

$$h_n = 0.6 \text{ m}$$

*) La vitesse de l'écoulement

$$V = Q/S = C\sqrt{RI} \quad (\text{VII.11})$$

$$\underline{\text{A.N:}} \quad V = 81.77 \sqrt{2.25 \cdot 0.0014} = 4.6 \text{ m/s}$$

$V \geq V_{adm}$ (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

$$\text{On a: } h_m = h_e + r$$

h_m : Hauteur des murs bajoyers en [m].

h_e : Lamme d'eau sur le déversoir [m].

r : Revanche de sécurité (m) donnée par [$r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$].

A.N:

$$V = 109.1 / (35. 1.27) = 2.45 \text{ m/s}$$

Donc:

$$r = 0.8 \text{ m.}$$

$$h_m = 1,27 + 0,8 = 2,07 \text{ m}$$

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

$$\text{On a : } r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$$

$$V = 109.1 / (7.2,17) = 7,18 \text{ m/s}$$

donc :

$$r = 0.88 \text{ m.}$$

$$h_m = 2,17 + 0,88 = 3.05 \text{ m}$$

4) Hauteur des murs à la fin du coursier

$$\text{On a: } r = 0.61 + 0.14 V^{1/3}$$

$$V = 109.1 / (7.0,8) = 19,48 \text{ m/s}$$

Donc :

$$r = 0.99 \text{ m.}$$

$$h_m = 0,8 + 0,99 = 1,79 \text{ m.}$$

5) Hauteur de murs de bassin de dissipation

$$\text{On a: } r = 0.61 + 0.14 V^{1/3}$$

$$V = 109.1 / (7.1,27) = 12,27 \text{ m/s}$$

Donc :

$$r = 0.93 \text{ m.}$$

$$h_m = 0,8 + 0,93 = 1,73 \text{ m}$$

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 :

$$\frac{b}{h} \geq (10 \div 12) \quad \text{Et} \quad \mathbf{Fr} \geq 40.$$

h: Profondeur d'eau minimale dans le coursier.

Donc :

$$\frac{b}{h} = 8.75 < (10 \div 12) \quad \text{Et} \quad \mathbf{Fr} = 6.95 \leq 40$$

Les vagues roulantes n'apparaissent pas sur tout le long du coursier.

Conclusion:

L'évacuateur de crue est l'ouvrage annexe le plus important dans la conception d'un barrage car il est exposé à une crue milliaire, avec un coursier de 32 m.

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 d'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 ciments nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir une adhérence 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 éloignée du barrage ou à 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.

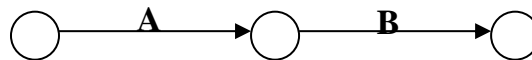
VIII.2.2.1 méthodes basées sur le réseau

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 nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.

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 économie 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 VIII.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
Travaux de finition	N	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).

D'après le chemin critique, le temps de réalisation égale à 23 mois.

Conclusion

La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. D'après nos calculs, le temps de réalisation du petit barrage LAZREG 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 :

La prévention doit plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs mais une mesure indispensable et incontournable dans l'exercice de la fonction.

Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est-à-dire, faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducatifs de l'homme durant l'accomplissement de son travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

Conclusion général

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de l'étude du petit barrage sur l'oued LAZREG ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- La construction d'un petit barrage sur l'oued LAZREG 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 petit barrage 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'un petit barrage sur l'oued LAZREG 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 (petit barrage) 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.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Bernardo A. R., L. Santos (2004). Manuel de conception et projets typiques des digues en terres : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages

MIHOUBI M.K (2013), Ouvrages Hydrotechniques, Polycopie de cours, ENSH, Blida.

Touat M. 1988 Etudes hydrologiques de retenues collinaires. Etude de faisabilité. « Eaux et sols d'Algérie » n° 1. 1988. ANRH. Alger.

HASSANE.M, Les ouvrages annexes de barrage (extrait du cours d'ouvrages Hydrotechniques).

TECSULT, Étude du Programme National des Retenues Collinaires : Région hydrographique « ALGÉROIS SOUMMAM » Lot No 1, Novembre 2008.rapport final

ROLLEY. R (1977), Techniques des barrages en aménagement rural.

Patrick Le Delliou (2007), les barrages conception et maintenance. Nouvelle Editions,

Recommandations pour la justification des barrages et des digues en remblai
Guidelines for the justification of embankments dams and levees
ISBN 979-10-96371-01-3 – dépôt légal 3^{ème} trimestre 2016, Edition Cfbr - 2016

Khelifa MAALEL ; Zouheir HAFSIA (2012). Polycopié du cours OUVRAGES HYDRAULIQUES - PDF. Université de TUNIS EL MANAR.

TOUAIBIA, B ; B. BENLAOUKLI (2004). Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida.

TOUAIBIA.B (2001) Polycopié de cours de régularisation des débits ; les retenues. ENSH. Blida.

Degoutte G. (2002), Petits barrages : Recommandation pour la conception. CEMAGREF Editions,

CARLIER.M, (1972) Hydraulique générale et appliquée.

Fatoumata Binta SIDIBE, (2006). ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL DU PROJET D'AMENAGEMENT DES TROIS BARRAGES URBAINS DE OUAGADOUGOU

ANNEXES

Annexe 01 : Carte d'état majors de la wilaya de Khenchela (ANBT_Alger)



Annexe 02 : Série pluviométrique de la station BOUHMAMA

année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1968	31	3	5	5,7	12,2	13,3	11,3	15,3	6,3	0	5,8	11,5	31
1969	19,5	29,5	4,5	27,4	16,8	10,8	5	30,8	35,2	9,5	22,6	0	35,2
1970	39	33,5	0	5,2	47,7	47,4	33,5	0	16,5	0	32	0	47,7
1971	18,3	10	19,8	18,2	20	9,2	12,7	29,2	17,5	20,4	0	12,8	29,2
1972	40,4	35,9	23,9	16,5	13,1	9,7	22	13,9	1,6	8,3	1,2	7,5	40,4
1973	7,5	7,5	11,3	87,6	5,5	11,5	12,1	10,3	11,4	22,2	2	0	87,6
1974	7,5	47,6	18,9	0	20,9	56	20,8	8,2	13,5	0	0	12	56
1975	7,5	47,6	18,9	0	20,9	56	20,8	8,2	13,5	0	0	12	56
1976	37	13	63,3	13	10,4	0	15	13	8	18,5	0	7,8	63,3
1977	0	0	22,4	0	0	15	0	21,2	4,3	0	0	82	82
1978	0	21,6	0	0	0	9	4,5	14	0	10,5	0	18	21,6
1979	26	7	6,4	3,4	17	13	22	12	16,5	0	1	0	26
1980	12	6	16	30	20	21,4	6	6	4,4	8,2	0	0,7	30
1981	18,7	7,4	1	12,6	21,9	15,1	10,7	21,2	25,7	4,2	7,9	6,3	25,7
1982	7,4	26,3	29,1	9,4	0	9,1	21,3	0	14,9	9,5	0	0	29,1
1983	0	54,1	5,4	24,5	15,3	60,2	19,3	14,2	0	0	0	0	60,2
1984	10,1	15	6	71,5	16,3	12,2	13	24,5	26	12	5,9	2,8	71,5
1985	12,7	5,1	6,5	2,6	12,5	5,7	57,5	23,2	15	10	0	7,9	57,5
1986	14,5	8,7	16,7	6	5,5	14,2	12	6	8,7	8,3	18,5	0	18,5
1987	0	15,1	37,2	3,8	9	3,3	4,2	3,2	20,5	35,9	0	11,5	37,2
1988	13,8	17,7	20,5	15,9	4,8	30,8	13,1	10,4	14,5	42,8	33,2	22,6	42,8
1989	35,9	6,5	6,9	6	72	0	37,5	23,6	18,1	8,1	29,9	22,5	72
1990	4,3	6,6	31,5	14,2	3,6	6,4	32,2	10,8	11	16,1	3,3	12,3	32,2
1991	21,4	22,7	19,4	12,9	8,7	24	32,3	13	22,7	4	23	32,1	32,3
1992	3,2	6,2	31,7	22,5	10,3	19,6	37,3	9,4	10,8	16,8	7,8	3,3	37,3
1993	6,7	17,3	10,5	67,7	21	11,9	24,6	6,8	15,7	1,4	13,2	6,7	67,7
1994	18,7	17,6	29,5	7,2	31,3	0	9,5	4,5	6,3	14,2	33,8	9,3	33,8
1995	17,7	17,9	4,1	15,2	74,9	26,4	56	17	16	5,2	7,5	13,4	74,9
1996	8,1	0	3,9	11,3	7,3	4,3	12,9	23,7	16,2	17	7,2	38,1	38,1
1997	75	15,7	53	23	3,5	22,5	21,5	26,7	12	24	0	12,3	75
1998	8,6	13	32,5	6	42,8	4,7	11,5	6,5	35,5	21,5	5,5	11,5	42,8
1999	1,5	14	42	41,5	0	8	5	2	15	19,5	5,5	5,5	42
2000	11	17	5,5	18	7,5	6,5	6,5	2	11,5	0	3	7	18
2001	24,5	32	17	2,5	5,5	7,5	7	8	14	0,9	18,5	28,5	32
2002	3,9	18,2	32	6,7	29,8	27,3	14	61,4	16,7	22	9,5	7,5	61,4
2003	16,6	14,5	14,2	60	12,9	13	40,2	45,5	32,7	43,5	6	5	60
2004	5,5	32,2	42,2	40	13,8	43,8	11,8	18,4	6	14,7	2,5	4	43,8
2005	29,5	11,4	9,3	15	24,3	39,6	8	20,5	74,5	28,5	25,5	5,8	74,5
2006	26,8	7,3	21	24,3	4,5	9	29,2	12,5	14	17	12	14	29,2
2007	27	16,7	6	49,7	9,8	6	14	23	82,3	4	21	50,5	82,3
2008	56,7	26,4	12	25	39,5	9,5	21,5	35,5	54,5	2,7	9	44,5	56,7
2009	19	11	0	9,5	40,5	17,7	17,5	25,3	34,6	24	7	20	40,5

Annexe 03

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	tang θ	N*tang θ	Ui=gw*h	P=Ui*dli	Ui*dli*tang θ	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	tang θ	N*tang θ	Ui=gw*h	P=Ui*dli	Ui*dli*tang θ	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

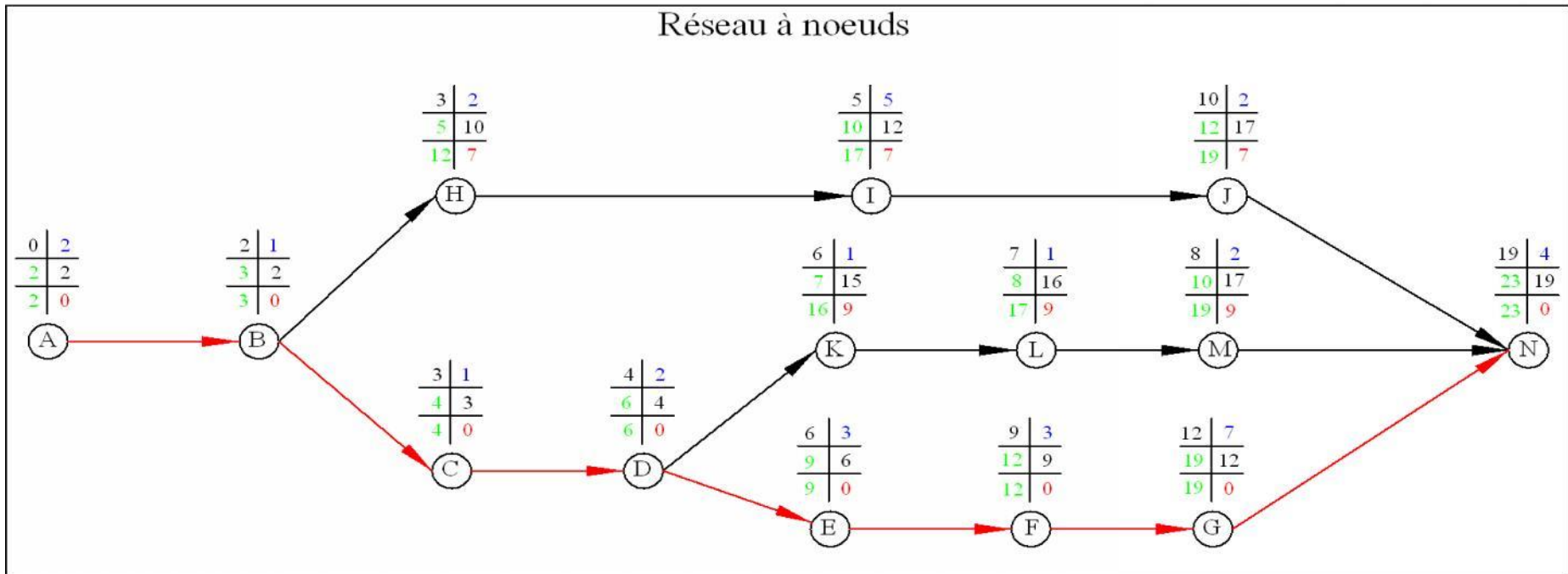
N°Tr	bi	hsat	hsec	Sin α	Cos α	Gn	Tn=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	Fc=C*dli	tangø	N*tangø	Ui=gw*h	P=Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	(a*Gn*dn)/R
-3	3.93	1.37	0	-0.250	0.968	10.768	-2.692	10.426	4.059	16.236	0.190	1.981	1.370	5.561	1.057	41.660	1.600
-2	4.2	3.8	0	-0.167	0.986	31.920	-5.320	31.474	4.260	17.038	0.190	5.980	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 05 :

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 ^e Trimestre			3 ^e Trimestre			4 ^e Trimestre			5 ^e Trimestre		6 ^e Trimestre		7 ^e Trimestre		8 ^e 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 05 :

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