

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET :

**ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE DE BENI-AMARNE
WILAYA DE BOUMERDES**

PRESENTE PAR :

NAIT SLIMANI YACINE

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
A.HADJ SADOK	M.C.A	Président
A.ZAROUAL	M.C.B	Examineur
M.BOUZIANE	M.A.A	Examineur
E.OSMANI	M.A.A	Examineur
B.BENLAOUKLI	M.C.A	Promoteur

JUIN - 2018

DEDICACES

*Je Dédie Ce Modeste Travail En Signe De Respect
Et De Reconnaissance :*

*A Mon Père Et Mes Deux Mères, Pour Tous Leurs
Sacrifices Consentis A Mon
Egard Pour Que Je Réussisse.*

A Mon Frère : Ouamer

A Mes Chers Cousins Et Cousines

A Mes Copains De Chambres : Smail Et Abdnour .

A Tous Mes Amis

Et Ma Meilleure Amie Kenza

NS/ YACINE

Remerciement

En premier lieu, je tiens à remercier Dieu tout puissant qui m'a donné la force de continuer et d'achever ce travail.

Je remercie fortement mon promoteur M' B.BENLAOUKLI de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Mes vifs remerciements à Mr ZEROUAL pour son aide, ses conseils et sa disponibilité durant toute la période de mon projet.

Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'évaluer mon travail.

ملخص

إمدادات مياه الشرب في تقوية من اجل في هذا العمل ، أجرينا دراسة حول اود يسر (ولاية ، بومرداس) لإنشاء سد ولاية الجزائر. بعد دراسة دقيقة وكاملة للمراحل المختلفة "الجيولوجية والهيدرولوجية والطوبوغرافية" ، اخترنا البديل المناسب ، ثم بني السد وننهي عملنا هذا من خلال التحقق من ثباته. لتحقيق ذلك ، قدمنا تفسيراً متكاملاً يحتوي على المراحل المختلفة للحساب

Résumé :

Dans ce travail, nous avons fait une étude sur Oued Isser (W. Boumerdes) pour réaliser un barrage, qui doit renforcer l'alimentation en eau potable dans la wilaya d'Alger. Cette étude est divisée en sept chapitres, qui traitent les différentes caractéristiques, du site, des zones d'emprunts, du site d'implantation de la digue, de la digue, des ouvrages annexes et de l'organisation de chantier; afin d'arriver à choisir la variante la plus adéquate et la plus économique.

Abstract:

In this work, we made study on Isser river (cité of Boumerdes) to construct a dam to improve water supply in Algiers. After studying the geological, hydrological and topographical stages we choose the optimal variant, we established the dam and we checked its stability. Besides, further explanation are provided in this study.

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Présentation du site

Introduction	
I.1. Situation géographique.....	2
I.2. Caractéristiques morphologiques	2
I.3. Recherche et choix du site.....	2
I.4. Choix de l'axe du barrage.....	2
Conclusion	

Chapitre II : Etude géologie et géotechnique

Introduction	
II.1 Echelle du bassin versant.....	4
II.2 Echelle de la cuvette.....	4
II.3 Echelle de la zone d'implantation	4
II.3.1 Cas de fondations rocheuses.....	5
II.3.2 Cas de fondations meubles	5
II.4 Essais d'identification.....	5
II.4.1 Essais mécaniques.....	5
II.4.1.1 Résistances au cisaillement.....	5
II.4.2 Essais hydrodynamiques.....	6
II.5 Echelle de la zone d'emprunt matériaux de construction.....	6
II.6. Géologie de la Zone d'étude.....	7
II.7 Sismicité.....	9
II.8 Etude géotechnique	11
II.8.1 Essais in situ.....	11
II.9. : Reconnaissances géotechniques.....	11
II.10 : Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire.....	12
Conclusion	

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction	
III.1 Bassin versant.....	13
III.1.1 Caractéristique géographiques du bassin versant.....	13
III.1.2 Caractéristiques géométriques du bassin versant.....	13
III.1.3 Caractéristiques morphologiques du bassin versant	13
III.1.4. Paramètres du relief	14
III.1.5 les indices	16
III.1.6 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant	18
III.1.6.1 Réseau hydrographique	18
III.2. Données climatologiques	21
III.2.1 Températures	21
III.2.2 Evaporation	22

III.2.3 Pluviométrie.....	23
III.3.4 Répartition de la pluie moyenne dans le bassin	23
III.2.5 précipitations maximales journalières	23
III.2.6.1 Homogénéisation des données	25
III.3 Choix de la loi d'ajustement	27
III.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	27
III.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de log-normal (GALTON).....	28
III.4 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences	30
III.5 Etudes des apports	32
III.5.1 Avec la série d'observations	32
III.5.1.1 Analogie de la station LAKHEDARIA	32
III.5.2 Caractéristiques de l'écoulement	33
III.5.3 Apports fréquents	35
III.6 Etude des crues	36
III.6.1 Hydro-gramme de crue	36
III.6.2 Choix de la crue de projet	38
III.7 Apports solides et estimation du volume mort.....	38
III.7.1 Apport solide en suspension	39
III.7.2 Transport solide par charriage	40
III.8 Régularisation	40
III.8.1 Répartition mensuelle de l'apport 80%	41
III.8.2 Répartition mensuelle des besoins	41
III.8.3 Courbes « Hauteurs – Capacités - Surfaces »	41
III.8.4 Calcul du volume utile	42
III.8.5 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	43
III.8.6 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)	44
III.9 Laminage des crues	46
III.9.1 Méthode de Muskingum (Fread, D.L. 1993)	46
III.10. Etude d'optimisation	55
III.10.1 Revanche.....	55
III.10.2 Tassement.....	55
III.10.3 Largeur en crête	56
III.11 Calcul des coûts	57
III.11.1 Coût de la digue	57
III.11.2 Coût de l'évacuateur de crues	57
III.11.3 Coût total du barrage	59
Conclusion	

Chapitre IV : Etude des variantes de la digue

Introduction :

IV.1 Choix du type du barrage	60
IV.2. Définition du profil général de la retenue.	60
IV.2.1. Hauteur de la retenue	60
IV.2. 2. Largeur en crête	61

IV.2. 3. La longueur en crête	61
IV.2.4 Pente des talus	61
IV.3. Remblai en terre homogène	61
IV.3.1. Pentes des talus	61
IV.3.2 Protection des talus	61
IV.3.3 Calcul des drains	63
IV.4 Remblai zoné a noyau d'argile	64
IV.4.1 Pentes des talus	65
IV.4.2 Protection des talus	65
IV.4.3 Etanchéité de la retenue	65
IV.7 Comparaison des résultats et discussions	69
Conclusion	

Chapitre V : Etude de la variante choisie

Introduction	
V.1 les dimensions de la variante choisie	70
V.2 Protection des talus	70
V.3 calcul des drains	70
V.4.1 Calcul des filtres	71
V.5 Dispositif d'étanchéité	71
V.5.1 Le noyau.....	71
V.6 Le voile d'injections	72
V.7 Drainage à l'aval	73
V.8 Bermes	73
V.9 Etude des infiltrations	73
V.9.1. Tracer de la ligne de saturation.....	73
V.9.2 Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite).....	75
V.10 Etude de stabilité	75
V.10.1 Méthode de Fellenius	75
V.10.2 Détermination de la zone des cercles critiques selon méthode de Fonddev	76
V.10.3. Les forces agissant sur une tranche	77
V.10.4 Classement des forces	79
Conclusion	

Chapitre VI : Les ouvrages annexes

Introduction	
VI.1 L'évacuateur de crue.....	82
VI.1.1 Choix du type de l'évacuateur de crues.....	82
VI.2 Choix de la rive favorable.....	83
VI.3 Evacuateur latéral à entonnement frontal.....	83
VI.3.1 Dimensionnement et calcul hydraulique	83
VI.2. La vidange de fond	94
VI.2.1 Calcul du débit de vidange	94
VI.3. La prise d'eau	96
Conclusion	

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction :

VII.1 Organisation technique et données préparatoires	97
VII.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	97
VII.2.1 Installations destinées au personnel	97
VII.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux.....	97
VII.2.3 Installations destinées à la réparation des engins	97
VII.2.4 Installation destinée pour la préfabrication.....	97
VII.3 les moyens de chantier	98
VI.4 Planification	98
VII.4.1 Techniques de planification	98
VII.4.2 Plannings	100
VII.5 Délai de construction et programme des travaux	100
VII.6 Symboles des différentes opérations	101
VII.7 Détermination des chemins critiques	102
Conclusion	
Conclusion générale.....	103

Liste des tableaux :

Tableau II.01: Coefficients d'accélération du séisme (RPA99/version2003).....	10
Tableau II.02 : Résultats géotechniques de la Zone d'emprunt (ANBT).....	12
Tableau II.03 : Résultats des essais sur la roche RIP-RAP (ANBT).....	12
Tableau III.01 : Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitudes.....	15
Tableau III.02: Altitudes caractéristiques.....	16
Tableau III.03 : Détermination de la pente Roche Ip.....	17
Tableau III.04 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).....	18
Tableau III.05 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant	21
Tableau III.06: Températures moyennes mensuelles en (ONM, Boumerdes).....	21
Tableau III.07 : Evapotranspiration (ONM.Boumerdes).....	22
Tableau III.08 : La station de Lakhdaria (ANRH d' Alger).....	23
Tableau III.09 : Répartition de la pluie mensuelle moyenne interannuelle.....	23
Tableau III.10: Précipitations annuelles.....	24
Tableau III.11 : Caractéristiques de la série de base.....	25
Tableau III.12 : Résultats du test de la médiane.....	26
Tableau III.13 : Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel.....	28
Tableau III.14 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon.....	28
Tableau III.15 : Résultats de l'ajustement à la loi log-Normal.....	29
Tableau III.16 : Comparaison des caractéristiques de la loi log-Normal et de l'échantillon.....	30
Tableau.III.18 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station.....	31
Tableau.III.19 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site.....	32
Tableau. III.20 : Les résultats de l'ajustement des apports moyens annuel.....	33
Tableau III.21 : Comparaison des caractéristiques de la loi Normal et de l'échantillon.....	34
Tableau III.22 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.....	34
Tableau III.23 : Débits fréquentiels calculés pour la station.....	35
Tableau III.24 : Débits fréquentiels calculés du site.....	35
Tableau III.25 : Répartition mensuelle de l'apport 80%.....	40
Tableau III.26 : Répartition mensuelle de l'apport 80%.....	40
Tableau III.27 : Courbe topographique et volumétrique.....	40
Tableau III.28 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm ³).....	42
Tableau III.29 : Volumes des pertes dans la retenue (ANBT).....	43
Tableau III.30 : Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm ³).....	44
Tableau III.31 : Calcul de la courbe caractéristique du barrage.....	50

Tableau III.32 Calcul de l'hydro-gramme laminé.....	51
Tableau III.33 : Hydro-gramme d'entré et les hydro-grammes de sorties.....	52
Tableau III.34 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum	53
Tableau III.35 : Variation de la hauteur du barrage.....	55
Tableau III.36 : Résultats des largeurs en crête obtenues par les formules précédentes.....	55
Tableau III.37 : Coût de la digue.....	56
Tableau III.38 : Coût du déversoir.....	57
Tableau III.39 : Coût du coursier.....	57
Tableau III.40 : Coût du canal d'approche.....	58
Tableau III.41 : Coût total du barrage.....	58
Tableau III.42 : Résultats de l'étude d'optimisation.....	58
Tableau IV.1 : Valeurs indicatives des pentes des talus.....	60
Tableau IV.02 : Valeurs du coefficient C.....	61
Tableau IV.03 : Epaisseur de l'enrochement fonction de la hauteur des vague.....	61
Tableau IV.04 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation	65
Tableau IV.05 : Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage.....	65
Tableau IV.06 : Caractéristiques du noyau.....	66
Tableau IV.07 : Coût de différentes variantes de la digue.....	67
Tableau V.01 : Caractéristiques du revêtement en Rip-Rap.....	69
Tableau V.02 : Valeurs de D_5 , D_{17} , n_0 et n	71
Tableau V.03 : Caractéristiques du noyau.....	71
Tableau V.04 : Caractéristiques du prisme de drainage.....	72
Tableau V.05 : Coordonnées de la parabole de Kozeny.....	73
Tableau V.06 : Valeurs des K_1 et K_2	75
Tableau V.07 : Valeurs des R_1 et R_2	76
Tableau V.08 Les caractéristiques géotechniques des sols.....	77
Tableau V.09 : Valeurs des coefficients de stabilité admissibles.....	79
Tableau V.10 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	81
Tableau VI.01 : Coordonnées du quadrant aval de déversoir.....	85
Tableau VI.02 Résultats du dimensionnement de l'auge de réception.....	85
Tableau VI.03 Calcul de ligne d'eau dans le coursier.....	88
Tableau VI. 04 : Résultats du calcul des murs bajoyers.....	88
Tableau VI. 05 : Résultats du calcul de vitesse critique	89
Tableau VI.06 : Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR.....	90
Tableau VII.01 : Symboles des opérations.....	97

Liste des figures

Figure II.01 : Schéma de l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande.....	6
Figure II.02 : Extrait de la carte géologique de Boumerdes	8
Figure II.03 : Carte de micro zonage sismique du territoire national-(RPA99/version2003).....	10
Figure III.01 : Répartition des courbes de niveaux sur le bassin versant de Beni-amrane.....	15
Figure III.02 : Courbe hypsométrique du bassin versant de Oued Isser.....	16
FigureIII.03 : Réseau hydrographique du bassin versant du barrage de Beni-amrane.....	19
FigureIII.04 : Répartition des températures moyennes mensuelles.....	22
FigureIII.05 : Répartition de l'évaporation moyenne mensuelle.....	22
Figure III.06 : Répartition de la pluie mensuelle moyenne interannuelle.....	23
Figure III.07 : Représentation graphique de la loi de Gumbel.....	27
Figure III.08 : Représentation graphique de la loi log-Normal.....	29
Figure III.09 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station.....	31
Figure III.10 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site	32
Figure III.11 . Représentation graphique de la loi Normal des apports.....	32
Figure III.12 : Répartition mensuelle des apports 80% de site de barrage.....	34
Figure III.13 :Hydrogramme des crues probables en fonction du temps (SOKOLOVSKY).....	36
Figure III.14 : Hydro-gramme de la crue de projet à une période de retour 10000 ans.....	37
Figure III.15 : Courbe hauteur-surface-volume.....	41
Figure III.16 : Laminage à travers un barrage.....	47
Figure III.17 : Evacuateur à surface libre.....	47
Figure III.18 : Modélisation de la courbe capacité- hauteur.....	49
Figure III.19 : Modélisation de la courbe surface- hauteur.....	49
Figure III.20 : Courbe caractéristique du barrage.....	50
Figure III.21 : Hydro-grammes de sorties.....	53
Figure V.01 : Schéma de calcul de la ligne de saturation.....	74
Figure V.02 : Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de Fellenius.....	76
Figure V.3 : Zone du centre du cercle critique selon principe de Fondeev.....	77
Figure IV.01 Schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal.....	83
Figure IV.02 Forme du seuil de déversoir : Fan-shaped contraction (KHATSURIA. R. M, 2005).....	84
Figure IV.03 Paramètres du profil amont d'un déversoir USBR (KHATSURIA. R. M, 2005).....	85
Figure IV.04 Paramètres du profil aval d'un déversoir USBR (KHATSURIA. R. M, 2005).....	85
Figure VI.5 : profil Creager du déversoir.....	86
Figure VI.06 Graphique de la ligne d'eau dans Le coursier.....	89
Figure VI.07 Schéma de bassin de dissipation USBR type II.....	92

Liste des planches :

Planche I : plan d'aménagement du barrage de Beni-amrane

Planche II : Profils types des variantes de la digue du barrage de Beni-amrane

Planche III : Coupe type de la digue du barrage de Beni-amrane

Planche IV : Schéma du calcul de la stabilité

Planche V : Profil en long de l'évacuateur de crues

Introduction générale :

Avec une démographie galopante et une demande en eau croissante, l'Algérie et générale et particulièrement la wilaya d'Alger, doit non seulement mobiliser les ressources de son territoire mais aussi un grand nombre de barrages des wilayas avoisinantes.

L'objet de ce mémoire est l'étude du barrage de Beni-amrane sur *oued Isser*, à travers sept chapitres, sachant que chacun de ces chapitres nous donne des informations et une idée sur la faisabilité de la retenue. Pour les deux premiers, qui sont l'étude topographique et l'étude géologique et géotechnique Ils permettent de localiser avec précision le site favorable de la retenue puis on détermine les caractéristiques morphologiques et climatologiques et analyser le comportement hydrologique d'un bassin versant qui se termine par une étude d'optimisation pour donner la largeur la plus économique de déversoirs à partir d'une étude hydrologique , ensuite on a un chapitre technico- économique pour choisir la variante la plus favorable pour la retenue et on va vérifier leur stabilité .

Puis on a la deuxième partie de ce mémoire qui est la conception et le dimensionnement des ouvrages annexes de cette retenue. En fin on termine par l'organisation de chantier afin de réaliser le projet dans des délais courts et à moindres coûts.

Introduction :

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

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

I.1. Situation géographique :

Géographiquement, le barrage de Beni-amrane est situé dans la commune Beni-amrane dans le bassin algérois, dans la wilaya de Boumérdes. Il est limité au nord par Thenia, à l'ouest par Kheddara, au sud par Lakhdaria et à l'est par Chaâbat el ammer.

Situé sur oued Isser, le site d'implantation de la digue se situe selon les coordonnées UTM [Universal Transverse Mercator] (north sahara zone 31) : à 3°37' E et 36°40' N.

I.2. Caractéristiques morphologiques :

La surface à étudier est caractérisée par un relief assez important, et des pentes raides. Où la plus grande hauteur est de 1786NGA et la plus petite est de 51NGA.

I.3. Recherche et choix du site :

Le choix du site est basé sur les conditions géologiques et hydrologiques et une surface suffisante qui permet le remplissage de la retenue, ainsi qu'une d'eau stockée dans la retenue garantissant les besoins demandés.

I.4. Choix de l'axe du barrage :

Pour le choix de l'axe du barrage pour la réalisation d'un ouvrage qui répond aux meilleures conditions techniques et économiques on s'est basé essentiellement sur les connaissances et les conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques du site.

Parmi les critères déterminants pour le choix d'un site d'un barrage, on distingue les différents points suivants :

- Garantir la quantité d'eau qui sera emmagasinée dans le barrage.
- Une géologie adéquate pour l'emplacement du barrage et de la cuvette.
- Un resserrement de la gorge entre les deux rives permettant de réduire au minimum le volume du remblai.
- Choisir un emplacement facilement accessible et proche des zones d'emprunts.
- Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

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

Les coordonnées UTM [Universal Transverse Mercator], (north sahara zone 31) sont :

X= 554.28 km

Y= 405.82 km

Z= 38m

Conclusion :

D'après le levé topographique réalisé sur le site de la cuvette et les différentes études, on conclut que le site est favorable pour la réalisation d'un barrage.

Introduction

Les études géologiques et géotechniques d'un site de barrage ont pour but de définir la nature, les caractéristiques mécaniques et hydrodynamiques des sols. Elles permettent de donner des renseignements précis sur :

- L'étanchéité et la stabilité mécanique des fondations ;
- L'étanchéité de la cuvette de la retenue ;
- L'existence des eaux souterraines très apparentées et des remontées de nappe au niveau de l'axe du barrage.

Des études seront réalisées pour connaître aussi complètement que possible la nature géologique des terrains du bassin versant, de la cuvette, de la zone d'implantation du barrage et de la zone d'emprunt.

II.1 Echelle du bassin versant

Les études géologiques et géotechniques doivent fournir les indications sur son aptitude à l'écoulement.

II.2 Echelle de la cuvette :

L'étude de l'étanchéité de la cuvette sera surtout basée sur la détermination du degré de perméabilité du terrain. Si son imperméabilité est insuffisante, il est nécessaire de faire des essais in situ pour tous les types de sols et, comme des analyses granulométriques et des mesures en laboratoire pour les sols des fonds de cuvette afin de déterminer leur degré de perméabilité. Ces essais permettent de déterminer les coefficients de perméabilité pour évaluer l'ampleur des fuites possibles vis-à-vis des débits d'alimentation de la cuvette et à définir les travaux d'étanchéisations à envisager. Ces fuites sont dues à des assises perméables ou des accidents tectoniques (failles, fracture) de la retenue.

II.3 Echelle de la zone d'implantation

Pour les barrages en terre, comme pour les barrages en béton, la connaissance exacte des matériaux sur lesquels sera construit l'ouvrage est absolument indispensable. Pour cela, on doit apporter le plus de soins possibles à l'étude des fondations car elle a une influence sur le choix du type et du profil du barrage à adopter et de prévoir les dispositifs spéciaux appropriés tels que : tapis filtrants, ...

Un des avantages bien connus des barrages en terre est leur facilité d'adaptation aux différents types de sols de fondations, il suffit alors vérifier par quelques sondages la nature des fondations afin de vérifier qu'elles ne comportent pas trop près de la surface, de couches compressibles.

Pour les petites retenues, on utilisera le sondage à la tarière. Dès que la hauteur des ouvrages dépasse 5 à 6m, il est nécessaire de prévoir la visite sur place d'un géologue qui peut fournir une définition précise de la structure des terrains formant la fondation de l'ouvrage.

En ce qui concerne les infiltrations à travers les fondations d'un barrage en terre, elles peuvent entraîner un danger de sous pressions et de renards. Ce sont les sols formés d'alluvions perméables qui sont favorables à la formation des renards. Il y a donc risque de destruction totale de l'ouvrage. Ainsi, pour les sols de fondation, l'interprétation des données issues sur des études géologiques et géotechniques est très importante.

Pour l'étude des fondations, deux points sont à considérer :

- Stabilité (détermination des caractéristiques mécaniques) ;
- Etanchéité (calcul du coefficient de perméabilité).

II.3.1 Cas de fondations rocheuses :

Pour les fondations rocheuses, il est nécessaire de déterminer l'épaisseur des couches altérées et de détecter les fissures ou les failles. Pour ce type de fondations, le barrage en béton est généralement le plus choisi, mais en cas d'un barrage en terre, la liaison terre roche nécessite des études appropriées et à surveiller de près.

II.3.2 Cas de fondations meubles :

L'étude des fondations meubles se portera sur les points suivants :

- Définition de la structure des couches de terrains de fondation ;
- Détermination de leurs caractéristiques mécaniques et hydrodynamique.

Les barrages fondés sur les alluvions sont en général des barrages en enrochements.

Les barrages en terre sont souvent implantés dans des vallées recouvertes d'une importance couches d'alluvions.

La connaissance des caractéristiques mécaniques et hydrodynamiques des couches de fondation permet de voir si les assises sont capables de supporter les efforts de cisaillement qui s'y développent du fait du poids de la digue et si elles ont une imperméabilité suffisante pour éviter des fuites importantes et, ne présentent pas trop de tassement.

La détermination des caractéristiques mécaniques et hydrodynamique sera faite en laboratoire sur échantillons non remaniés, prélevés jusqu'à une profondeur à peu près égale au $\frac{1}{4}$ ou $\frac{1}{3}$ de la hauteur du barrage dans des tranchées ou dans des puits creusés suivant l'axe de la digue, à défaut on doit recourir à des sondages (existences de la nappe aquifère).

II.4 Essais d'identification

II.4.1 Essais mécaniques

Ils consistent à déterminer la résistance au cisaillement τ et le tassement h

II.4.1.1 Résistances au cisaillement

L'étude mécanique élémentaire de la résistance d'un sol s'effectue sous deux contraintes principales seulement pour une déformation plane :

Une contrainte normale au plan de cisaillement sur lequel on applique une contrainte de cisaillement pour provoquer un mouvement de glissement. L'essai se fait dans la boîte de CASAGRANDE. L'essai consiste à déterminer deux caractéristiques mécaniques importantes du sol à savoir : L'angle de frottement φ et la cohésion C .

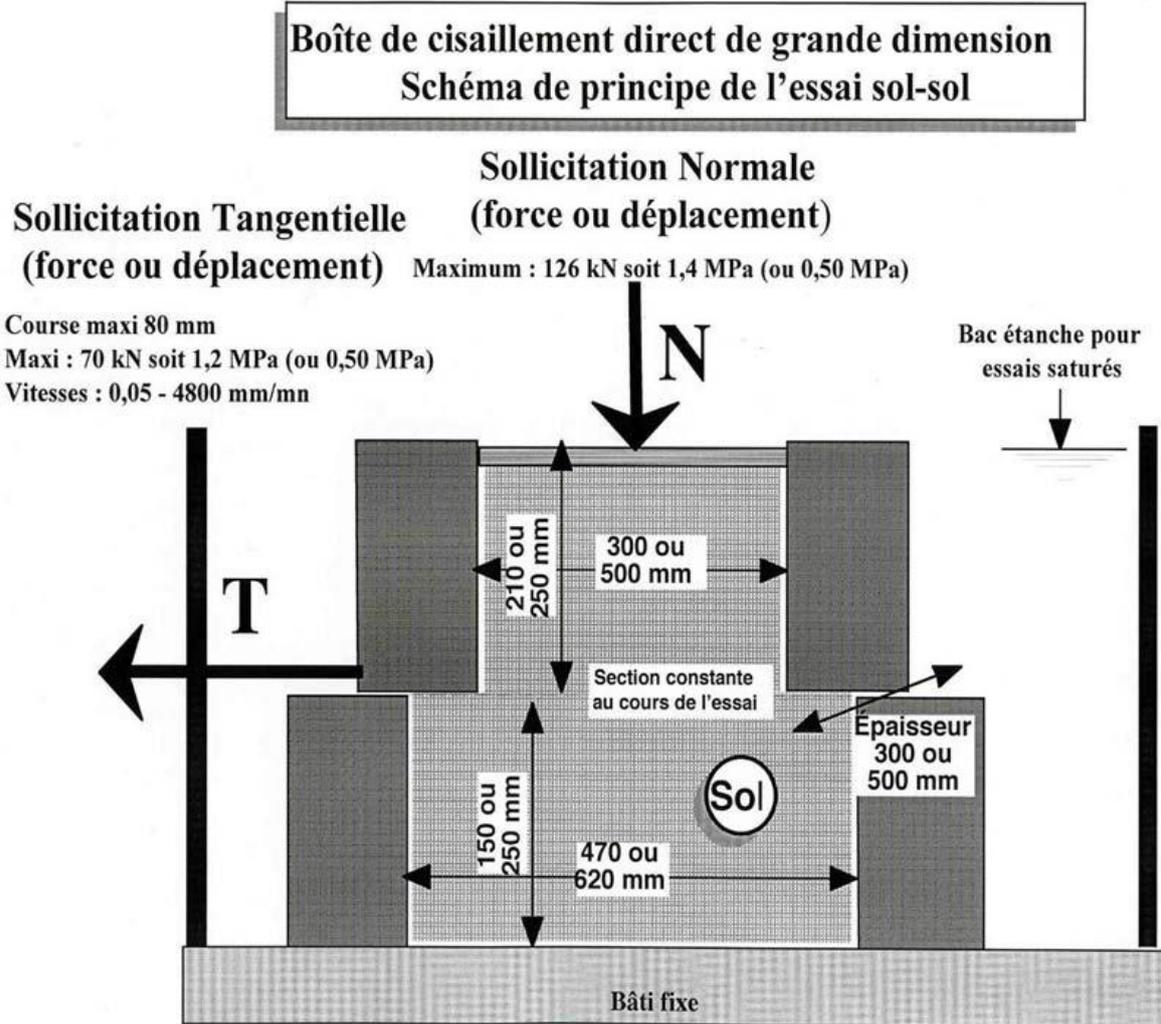


Figure II.01 : Schéma de l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande

II.4.2 Essais hydrodynamiques

Ils ont pour but de déterminer les coefficients de perméabilité des sols de fondation.

Pour cela, on peut distinguer :

- Les méthodes in situ (essais de pompage) ;
- Les méthodes de laboratoire.

II.5 Echelle de la zone d'emprunt matériaux de construction

La définition des zones d'emprunt constitue un élément essentiel du projet, d'où dépendront les caractéristiques de l'ouvrage.

On a vu que l'un des critères importants du choix du site est la proximité de matériaux convenables, en qualité et en quantité suffisante. Le coût de l'ouvrage augmente considérablement avec la distance de transport des matériaux acceptable est même dans le cas de petits barrages. La limite supérieure de 1 km.

Le but de l'étude géotechnique de la zones d'emprunt consiste à :

- Déterminer les matériaux aptes à la zone construction parmi les nombreux échantillons prélevés dans les zones d'emprunt localisées ;
- Etudier les propriétés physiques et mécaniques des matériaux disponibles. Les échantillons prélevés nécessairement remaniés (ce qui n'a aucune importance puisqu'il

s'agit de matériaux devant être extraits et compactés) sont soumis à des essais de laboratoire de mécanique des sols portant sur :

- A) L'identification et classification des sols ;
- B) Le compactage (Essais de compactage ou essai PROCTOR) ;
- C) La perméabilité.

II.6. Géologie de la Zone d'étude

Le bassin versant de l'oued Isser est caractérisé par des terrains azoïques, du crétacé, du paléogène et du quaternaire.

Ce bassin est formé en majeure partie de roches tendres; marnes et argile.

Les formations lithologiques rencontrées dans le bassin selon leur importance sont :

- Crétacé (inférieur, moyen et supérieur): Représenté par des marnes et marno-calcaire il occupe environ 50% de la superficie totale.
- Quaternaire: Des alluvions anciennes et récentes qui occupent une superficie environ 15% de la superficie totale.
- Oligocène marin: Représenté par des conglomérats de grès et de marne, il couvre une superficie de 566 Km² soit 13% de la superficie totale.
- Aquitanien continental : C'est des sables rouges et des argiles, il couvre environ 10% de la superficie totale.
- Miocène (inférieur, moyen et supérieur): C'est des grès et des marnes, il couvre une superficie de 212 Km² soit 5% de la superficie totale.
- Eocène (calcaires et marnes ou marno-calcaires) : Les marnes sont de teinte jaunâtre, au milieu et partiellement au sommet de ces formations marneuses, des intercalations gréseuses en blanc apparaissent. Cet étage couvre environ 5% de la surface totale.
- Trias marin ou lagunaire : Peu représentatif avec une superficie de 15 Km² soit 0,33%, cependant, cette formation est responsable de la salure de l'oued Malah, ces roches enrichissent le sol en gypse (CaSO₄).

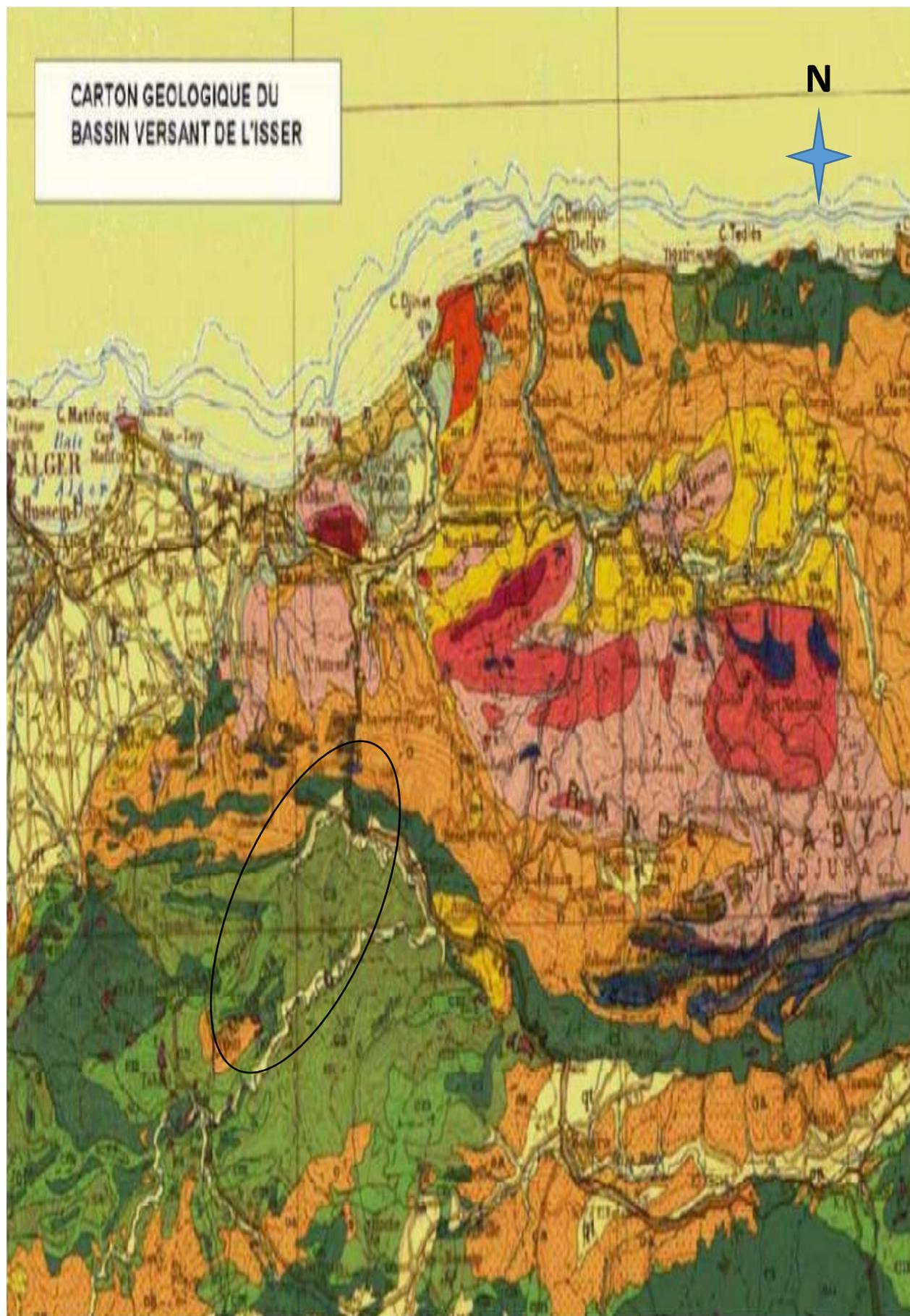


Figure II.02 : Extrait de la carte géologique Boumerdes

II.7 Sismicité

La pratique courante pour l'analyse sismique des barrages, basée sur les indications données dans le Bulletin ICOLD N° 120 (International Commission on Large Dams), est d'établir la sécurité du barrage pour deux tremblements de terre d'étude représentatifs qui sont les suivants :

- SBE – Le Séisme de Base d'Exploitation (OBE en anglais)
- SMD – Le Séisme Maximal de Dimensionnement (MCE en anglais)

Le rapport géologique « Géologie du barrage Beni-amrane et de la cuvette », fournit une étude détaillée de l'analyse sismique réalisée pour le site du barrage.

En se basant sur les données géologiques, tectoniques et sismiques analysées dans cette étude, il peut être conclu que la zone où est situé le barrage a une activité sismique modérée.

L'accélération horizontale de pointe du sol recommandée pour un SBE (ou Séisme de Base d'Exploitation) est 0,125g, lequel a typiquement une période de retour de plus de 200 ans. L'accélération horizontale de pointe du sol recommandée pour un SMD (ou Séisme Maximal de Dimensionnement) est 0,20g, basée sur une approche déterministe et une hypothèse qu'un tremblement de terre ayant une intensité de 5,4 peut avoir lieu à 5 km au Nord du site.

Le coefficient d'accélération de zone notée « A » est donné par R.P.A 99 en fonction du groupe d'usage de l'ouvrage et y est déterminé par une méthode probabiliste basée sur des cartes d'iso-accélération déduites de la sismicité historique de l'Algérie.

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

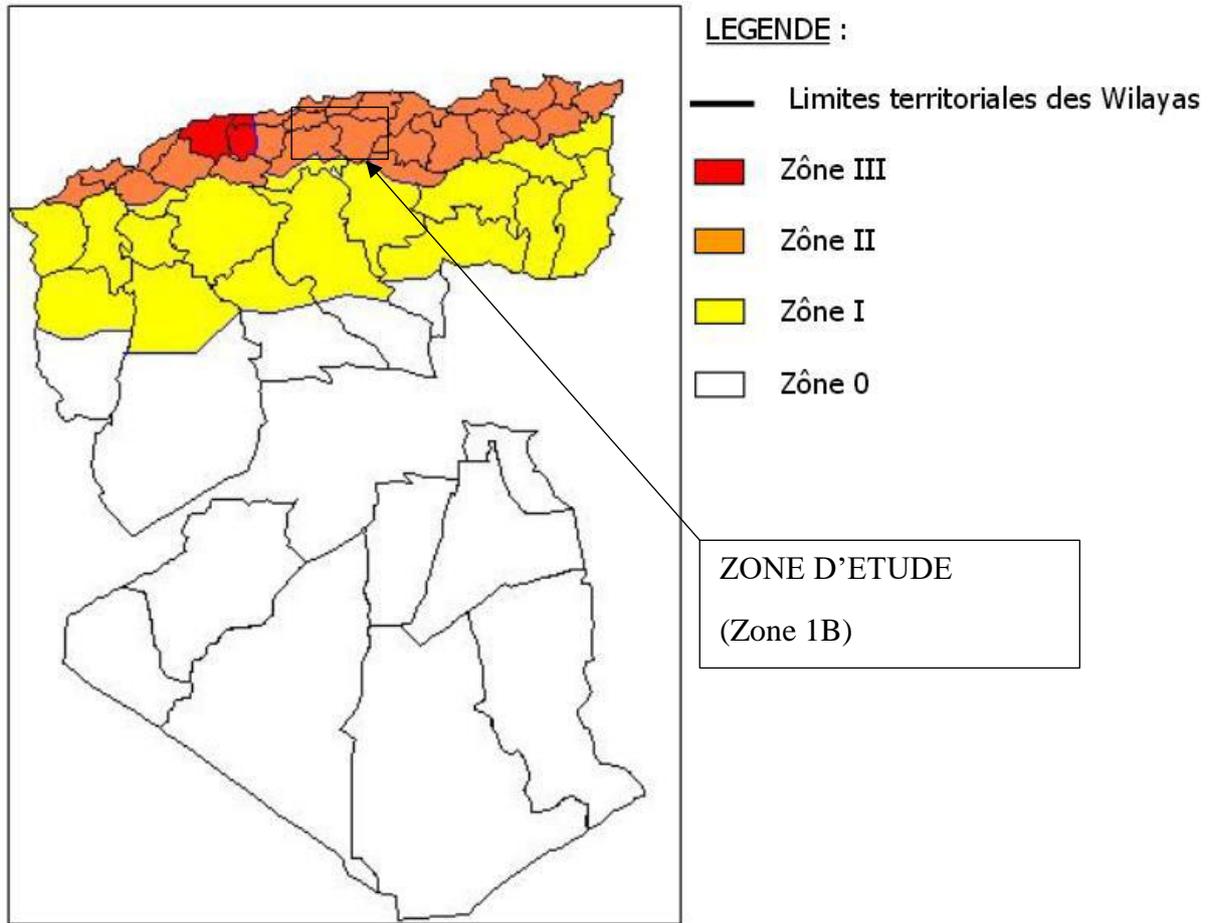


Figure II.03 : Carte de micro zonage sismique du territoire national-(RPA99/version2003)

Tableau II.01: Coefficients d'accélération du séisme (RPA99/version2003)

Groupe	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Classification de l'ouvrage selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrage d'importance vitale
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrage de grande importance
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

II.8 Etude géotechnique

L'étude géotechnique basée essentiellement sur l'ensemble des reconnaissances effectuées in situ au laboratoire, durant lesquelles établi un programme des travaux de terrain (exécution des puits, tranchées et sondages) suivi des prélèvements des échantillons de sol de différentes zones d'emprunt afin d'évaluer la quantité et la qualité des matériaux de construction et l'état géomécanique de la fondation par ces essais.

II.8.1 Essais in situ

a) Travaux de reconnaissance effectués

Dans le cadre de l'étude de faisabilité, une investigation géotechnique a été réalisée dans le secteur du site du barrage projeté, entre 1988 et 1989 par l'entreprise COBA. L'implantation des sondages réalisés coïncide plus précisément avec l'emplacement de la zone aval de l'axe du barrage.

II.9. : Reconnaissances géotechniques :

Les reconnaissances géotechniques ont visé essentiellement la caractérisation de la fondation du barrage et des zones d'emprunt de matériaux nécessaires pour le noyau étanche en argile et pour d'autres recharges.

- Huit sondages carottés (S401 à S405 et S410 à S412) implantés au droit de l'axe du barrage.
- Deux sondages S406 et S409, de 50 mètres de longueur chacun, et implantés en rive droite.
- Un sondage S407 de 100 mètres de longueur, implanté en amont du futur évacuateur de crues, au droit du futur puits de prise d'eau.
- Un sondage S408, de 35 mètres de longueur situé en rive gauche et en aval de l'axe du barrage.
- Des essais d'eau de type lugeons ont été réalisés dans certains sondages implantés au droit de l'axe : S402, S403, S405, S410, S411 et S412.
- Des prélèvements d'échantillons sur matériaux rocheux.
- Des prélèvements d'échantillons sur matériaux gréseux.
- Suivi de la nappe phréatique : les sondages suivants ont été équipés en piézomètre pour le suivi de la nappe :
 - Rive gauche : S402 et S408
 - Rive droite : S406 et S409
 - 20 puits repartis sur trois zones d'emprunts situées à l'aval du verrou topographique du projet dans les terrasses alluviales de l'oued.

II.10 : Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire :**Tableau II.02 : Résultats géotechniques de la Zone d'emprunt (ANBT)**

limon-argileux		
L'essai	Résultats	
/	Teneur en eau naturelle	W _n =13.78%
/	Densité apparente	$\gamma_h = 1.76 \text{ t/ m}^3$
Granulométrie	71% <80 μm	
	95% <0.2mm	
Proctor normale	Densité maximale	$\gamma_{\text{max}}=1.97 \text{ t/m}^3$
	Teneur en eau optimale	W _{opt} =13.4 %
Cisaillement Triaxial(UU)	Cohésion	C' = 3bar
	Angle de frottement	$\varphi = 27^\circ$
Perméabilité	K= 10 ⁻⁸ cm/s	
limites d'Atterberg	Ll	11% ÷ 24%
	Ip	35% ÷ 70%
	Ic	1.47

Tableau II.03 : Résultats des essais sur la roche RIP-RAP (ANBT)

Roche	
Densité apparente	2.34 t/m ³
Micro-Deval	40.59%
Los Angeles	70.50%
Résistance à la compression état sec	64.2Mpa
Résistance à la compression état saturé	59.52Mpa

- **Interprétation des résultats**

D'après le tableau II.03 on conclut que les fondations sont des roches friables, ce qui nous oblige à faire des injections le long de l'axe de la digue.

Conclusion :

Les travaux de reconnaissance, ainsi que les analyses qui ont été effectuées nous permettent de dire que toutes les conditions géotechniques sont favorables pour la réalisation d'un barrage sur le site du barrage de Beni-amrane.

Introduction :

L'étude hydrologique du bassin de versant constitue une étape élémentaire dans toutes études de faisabilité de barrage. Dans ce présent travail, l'étude hydrologique du bassin versant de Beni-amrane permettra de caractériser hydrologiquement ce bassin. En effet cette étude nous donnera toutes les caractéristiques d'écoulement des eaux de pluies en fonction de la géomorphologie et le type du réseau hydrographique.

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

Les coordonnées UTM [Universal Transverse Mercator] (north africa zone 31) de l'axe du barrage sont les suivantes :

X : 554. 287312 Km Est

Y : 405.8215907 Km Nord

Z : 51 m

III.1.2 Caractéristiques géométriques du bassin versant

a. Surface du bassin versant : $S= 3681.9 \text{ km}^2$

b. Périmètre du bassin versant : $P= 385.5 \text{ km}$

c. Longueur du thalweg principal : $L = 86.5 \text{ km}$

d. Altitude du bassin versant :

- Altitude maximale : 1786 m

-Altitude minimale 51 m

- L'altitude moyenne du bassin est de : 820 m

III.1.3 Caractéristiques morphologiques du bassin versant :**III.1.3.1 Indice de compacité de Gravellius "Kc" :**

La forme du bassin joue un rôle important sur la forme de l'hydro-gramme résultant d'une averse donnée à l'exutoire du bassin. Il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface.

Plus ce coefficient s'approche de 1, plus la forme de bassin versant sera ramassée et plus le temps de concentration des eaux sera court. Elle sera allongée dans le cas contraire.

$$Kc = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Kc : Indice de compacité (sans dimension)

A : Surface du bassin versant [Km^2]

P : Périmètre du bassin versant [Km]

On distingue trois cas :

$Kc = 1$: Lorsque le bassin est parfaitement circulaire ;

$Kc = 1,12$ Lorsque le bassin est carré ;

$Kc > 1,12$ Lorsque le bassin est relativement allongé

D'où $Kc = 1.78 > 1.12$ alors notre bassin est **allongé**.

III.1.3.2 Coefficient d'allongement :

Est obtenu par la formule suivante :

$$K_p = \frac{L_{cp}^2}{S}$$

Avec :

L_{cp} : La longueur du talweg principal L_{cp} = 86.5 Km

S : La superficie du bassin versant. S = 3681.9 Km²

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 grand et plus la crue est moins violente.

AN :

$$K_p = \frac{86.5^2}{3681.9} = 2.03$$

III.1.4. Paramètres du relief :**III.1.4.1. Relief :**

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. C'est un outil pratique qui donne des indications sur le comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

La courbe hypsométrique est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du Bassin versant par tranche d'altitude, et surfaces partielles. Sur un graphique on porte en abscisse la surface exprimée en % et en ordonnée l'altitude.

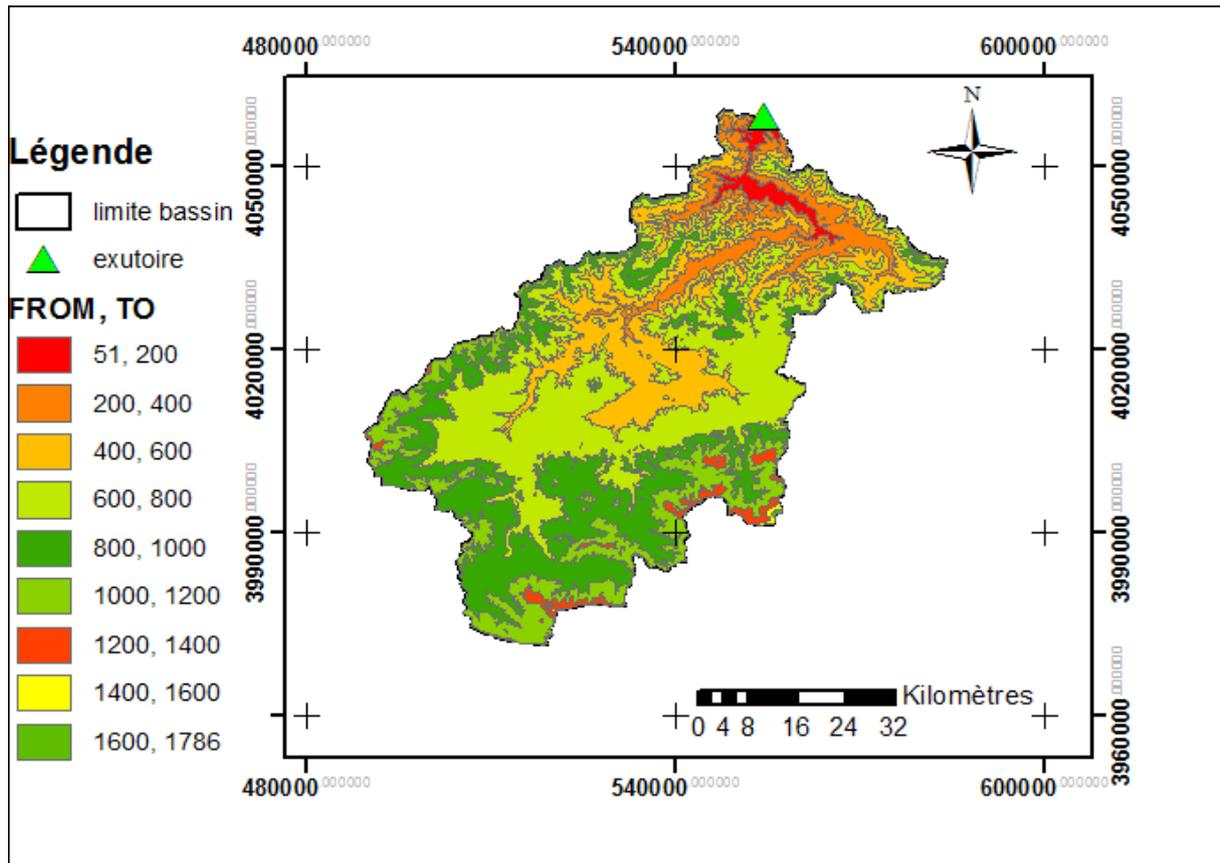


Figure III.01: Répartition des courbes de niveaux sur le bassin versant de Beni-amrane

Tableau III.01 : Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitudes.

Altitudes	Altitudes moyennes	surfaces partielles	surfaces partielles	surfaces cumulées
m	m	Km	%	%
1786-1600	1693.00	1.16	0.03	0.03
1600-1400	1500.00	5.34	0.14	0.17
1400-1200	1300.00	75.63	2.96	3.13
1200-1000	1100.00	452.83	12.93	16.06
1000-800	900.00	891.35	23.08	39.14
800-600	700.00	1214.04	31.44	70.58
600-400	500.00	689.99	17.87	88.45
400-200	300.00	276.37	8.16	96.61
200-51	125.50	74.54	2.93	100

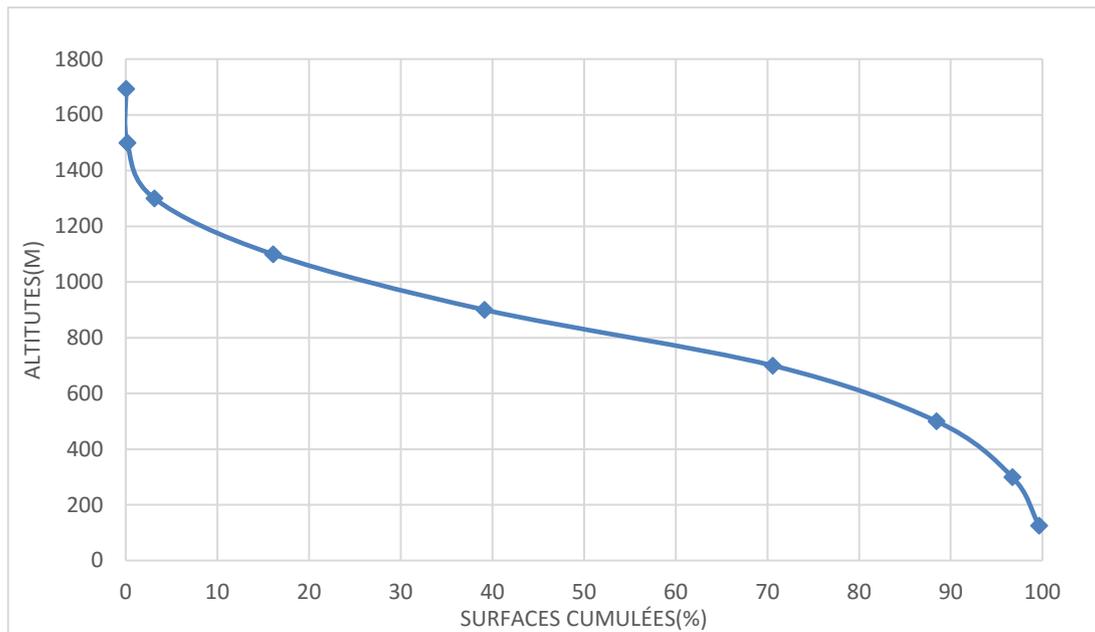


Figure III.02 : Courbe hypsométrique du bassin versant de Oued Isser

Tableau III.02: Altitudes caractéristiques

Altitudes	Niveau (NGA)
Hmoy	732.28
H _{50%}	820
H _{5%}	1260
H _{95%}	360
Hmax	1786
Hmin	51

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.

a) Indice de la pente globale I_g :

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L}$$

Avec

L : la longueur du rectangle équivalent

$$I_g = 0.53 \%$$

b) Pente moyenne du bassin versant Im :

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de concentration T_c et influe directement sur le débit de pointe lors d'une averse.

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

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0.5l_n)}{S}$$

Avec :

I_m : pente moyenne (%).

l_i : longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2,3(km).

ΔH : équidistance entre deux courbes de niveau (m)

S : surface du bassin versant (km²).

$$I_m = 18.4\%$$

c) Indice de pente de Roche Ip

I_p est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre deux courbes de niveau H_i et H_{i-1} . Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_1^n \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})}$$

L : Longueur de rectangle équivalent (m)

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

Tableau III.03 : Détermination de la pente Roche I_p

Altitudes m	$H_i - H_{i-1}$	surfaces partielles	$A_i = S_i/S(\%)$	$\sqrt{D_i * A_i}$
1786-1600	186	1.15982699	0.00031506	0.24207747
1600-1400	200	5.3444458	0.00145179	0.53884967
1400-1200	200	75.633841	0.0205456	2.02709621
1200-1000	200	452.834269	0.12301041	4.96004855
1000-800	200	891.353411	0.24213218	6.95891048
800-600	200	1214.04037	0.32978865	8.12143643
600-400	200	689.989698	0.18743262	6.12262397
400-200	200	276.369189	0.07507446	3.87490533
200-51	149	74.5428725	0.02024924	1.73699066
Somme		3681.26792	100	34.5829388

AN :

$$I_p = 2.65 \%$$

d) Dénivelée spécifique :

Elle sert à comparer les indices de pentes des bassins de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M (Office pour la recherche scientifique et techniques d'outre-mer) appliquée à tout bassin quel que soit sa surface. Elle est donnée par la formule suivante :

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

AN :

$$D_s = 321.6m$$

Tableau III.4 : 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 fort	250
6	Fort	500
7	Très fort	>500

D'après le tableau on déduit que notre relief est fort.

III.1.6 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

III.1.6.1 Réseau hydrographique

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin versant.

Selon la classification de Schum « **tout tronçon de cours d'eau d'ordre (x+1), est formé par la réunion de deux cours d'eau d'ordre (x)** ».

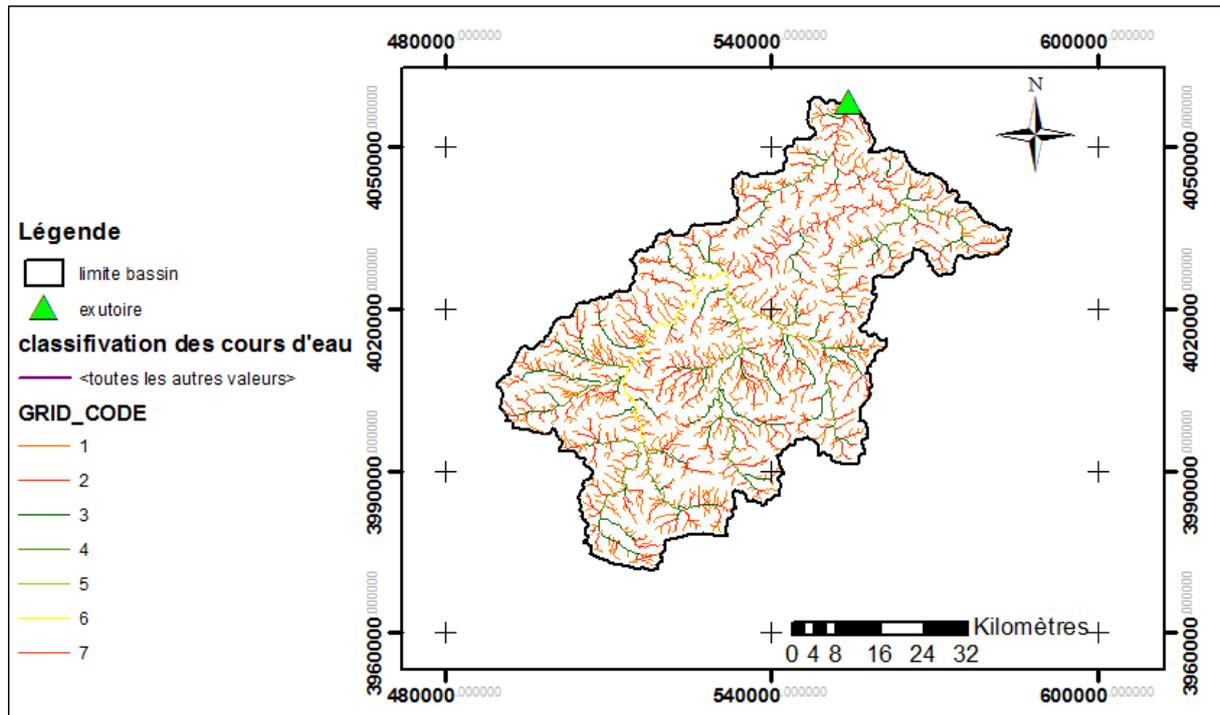


Figure III.03 : Réseau hydrographique du bassin versant du barrage de Beni-amrane.

a) Densité de drainage :

La densité de drainage, introduite par Horton, elle dépend de la géologie et des caractéristiques topographiques du bassin versant. Elle est donnée par la formule suivante

$$Dd = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S}$$

Où :

Dd : densité de drainage [km/km²] ;

L_i : la somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i [km] ;

S : surface du bassin versant [km²].

Pour procéder à son calcul, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications, dans ce cas j'ai utilisé la classification de Strahler.....

AN :

$$Dd = 0.81 \text{ km/km}^2$$

b) Temps de concentration : L'estimation du temps de concentration est obtenue grâce à des formules empiriques suivantes :

➤ **Formule de GIANDOTTI :**

Cette formule a été éprouvée en Afrique du Nord et parait fournir une bonne valeur du temps de concentration pour les grands et moyens bassins (de 400 à 10000 Km²).

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$$

Avec :

S : Surface du bassin versant en (Km²) ;

L : longueur du talweg principale en (Km).

H_{min} : altitude minimale (m).

H_{moy} : altitude moyenne(m).

T_c : temps de concentration exprimé en heure(h).

AN :

$$T_c = 17.8h.$$

c) **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.

$$V_r = \frac{L}{T_c}$$

Où

L : longueur du cours d'eau principal (km)

T_c : temps concentration (h)

AN :

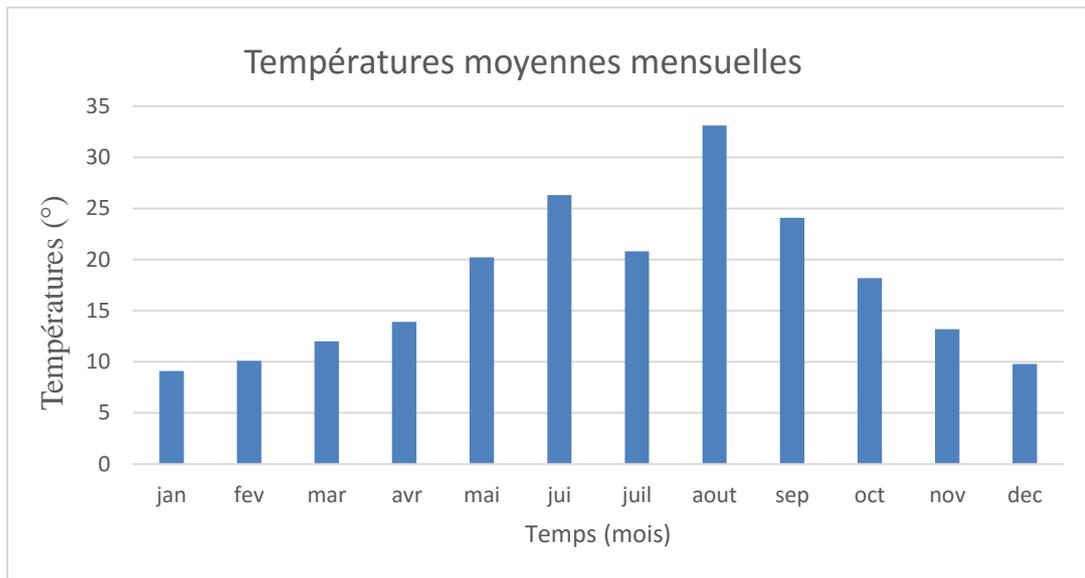
$$V_r = 4.86 \text{ Km/h.}$$

Tableau III.05 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

désignation	symbole	unité	valeur	
Surface	S	Km ²	3681.9	
Périmètre	P	Km	385.5	
Longueur du cour d'eau principal	L _{cp}	Km	85.5	
Indice de compacité	K _c	-	1,78	
Coefficient d'allongement	K _p	-		
Rectangle équivalent	Longueur	L	Km	169.82
	Largeur	L	Km	21.67
Altitudes	Maximale	H _{max}	M	1786
	Moyenne	H _{moy}	M	732.28
	Médiane	H _{50%}	M	820
	Minimale	H _{min}	M	51
Pente moyenne du BV	I _m	%	18.4	
Indice de pente globale	I _g	m/km	5.3	
Indice de pente de Roche	I _p	%	2.65	
Dénivelée spécifique	D _s	M	321.6	
Densité de drainage	D _d	Km/km ²	0.81	
Temps de concentration	T _c	H	17.8	
Vitesse de ruissèlement	V _r	Km/h	4.86	

III.2. Données climatiques :**III.2.1 Températures :****Tableau III.6:** Températures moyennes mensuelles en (ONM, Boumerdes 2013) :

Mois	Jan	fev	Mar	avr	mai	juin	juil	aout	sep	oct	nov	dec
T(°)	9.1	10.1	12	13.9	20.2	26.3	20.8	33.1	24.1	18.2	13.2	9.8

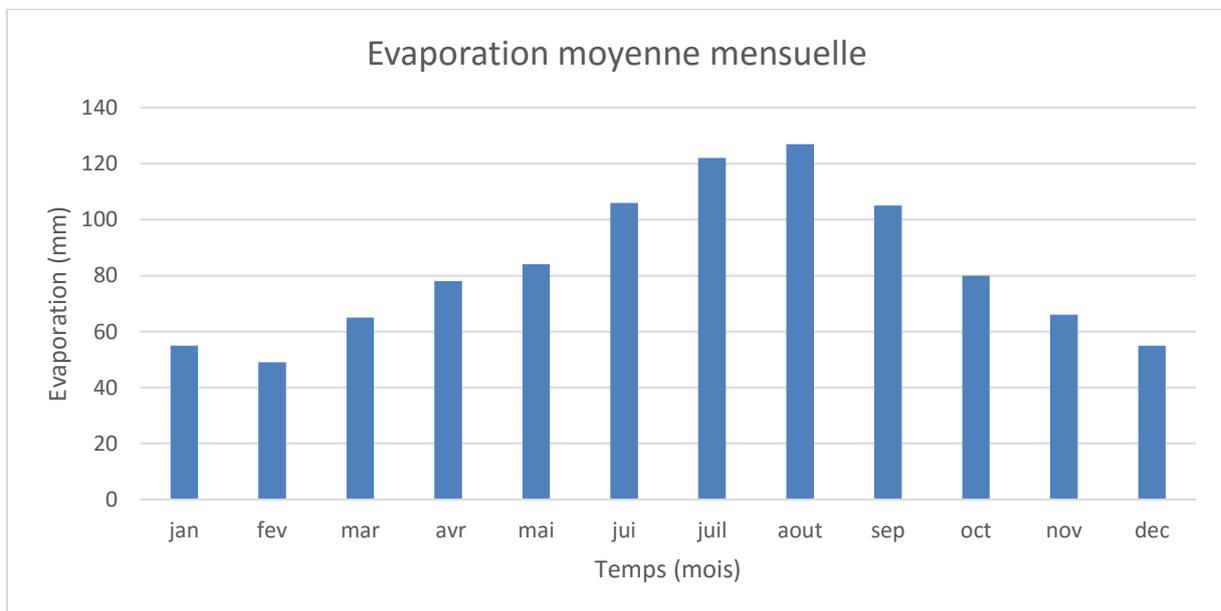


FigureIII.04 : Répartition des températures moyennes mensuelles

III.2.2 Evaporation :

Tableau III.07 : Evaporation (ONM.Boumerdes 2013)

Mois	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	aout	sep	oct	nov	dec
Evaporation(mm)	55	49	65	78	84	106	122	127	105	80	66	55



FigureIII.05 : Répartition de l'évaporation moyenne mensuelle

III.2.3 Pluviométrie :

L'étude des précipitations se base sur les données de la station pluviométrique de Lakhdaria dont les observations enregistrées s'étendent sur une période de 46 ans (1968-2013)

Tableau III.08 : La station de Lakhdaria(ANRH d' Alger)

Code de la station	Nom de la station	Coordonnées			Années de service	N (ans)
		X(KM)	Y(KM)	Z(M)		
090502	LAKHDARIA GORGE	579.3	370	50	1968-2013	46

III.2.4 Répartition de la pluie moyenne dans le bassin :

Tableau III.09 : Répartition de la pluie mensuelle moyenne interannuelle

Année	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Annuel
moy_men	30.96	56.35	96.58	119.85	96.04	95.4	84.75	74.05	50.7	12.9	3.08	7.62	728.28
Pm %	4.25	7.74	13.26	16.46	13.19	13.10	11.64	10.17	6.96	1.77	0.42	1.05	100

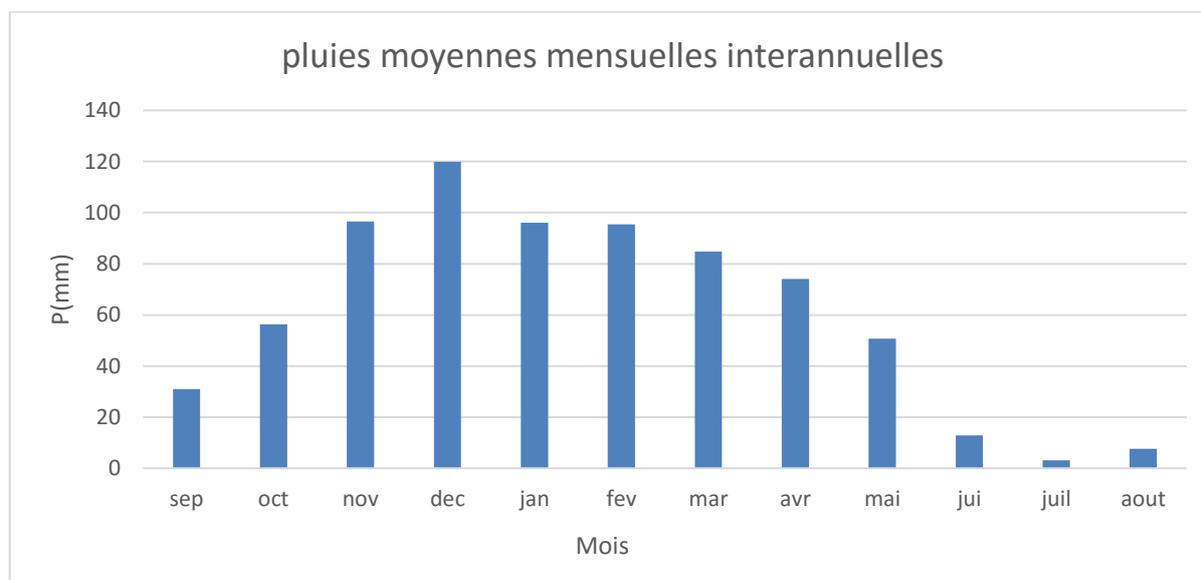


Figure III.06: Répartition de la pluie mensuelle moyenne interannuelle.

A partir de le tableau III.09 Nous constatons que la moyenne annuelle des pluies à la station LAKHDARIA est de 728.28mm. Le mois le plus pluvieux c'est décembre (119.85 mm).

III.2.5 précipitations maximales journalières :

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

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant.

- Calcul de la fréquence expérimentale.
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée.
- Ajuster graphiquement la loi choisie.
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

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

A. Pluies maximales journalières prises de la station 090502 :

Tableau III.10: Précipitations annuelles

Années	Pluies max journalière (mm)	Années	Pluies max journalières(mm)
1968	68.5	1991	84.2
1969	71.4	1992	67.5
1970	64.4	1993	46
1971	112.3	1994	60.2
1972	104	1995	68.9
1973	112	1996	27.7
1974	75.1	1997	57.6
1975	59.1	1998	64.6
1976	49.5	1999	54
1977	39.3	2000	71.3
1978	104.5	2001	24.5
1979	53.1	2002	112.8
1980	53.4	2003	42.4
1981	46.8	2004	40.5
1982	44.5	2005	55
1983	59.6	2006	92.8
1984	50	2007	117.4
1985	73.7	2008	56
1986	55.6	2009	58
1987	49.7	2010	53.8
1988	87.9	2011	56.4
1989	34	2012	72.5
1990	42.2	2013	54.2

B. Les caractéristiques de les série de base :**Tableau III.11.** Caractéristiques de la série de base

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La moyenne des Pmaxj(mm)	$\frac{\sum_{i=1}^{n=46} X_i}{n}$	64.10
Ecart type « σ_x »; Pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \frac{\sum_{i=1}^{n=46} (X_i - \bar{x})}{n-1}$	23
Coefficient de variation (Cv)	$Cv = \frac{\sigma}{\bar{x}}$	0.385

L'exposant climatique pour notre région ($b=0.42$) est donné par l'ARNH d'Alger.

III.2.6.1 Homogénéisation des données :

Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées, pour cela, il y a plusieurs tests statistiques à utilisés pour s'assurer de l'homogénéité d'une série de données. Dans notre cas c'est le test de la Médiane qui est utilisé, selon les étapes suivantes :

- On détermine la médiane M après avoir classé la série par ordre croissant.
- Remplacer la série des valeurs non classée par une suite de signe

+ Pour les valeurs $x_i > M$

- Pour les valeurs $x_i < M$

- On calcule les quantités N_s et T_s , avec:

N_s : Nombre total de séries de + ou –

T_s : taille de la plus grande série de + ou –

- La série est homogène si et seulement si :

$$N_s > \frac{1}{2}(N + 1 - 1.9\sqrt{N + 1})$$

$$T_s < 3.3(\log_{10} N + 1)$$

Avec : N : la taille de la série (N=46).

Résultats du test de la Médiane :**Tableau III.12 :** Résultats du test de la médiane

Année	Pan	Signe	Année	Pan	signe
1968	673.3	-	1991	826.5	+
1969	941.5	+	1992	628.1	-
1970	596.2	-	1993	512.7	-
1971	1127	+	1994	720.6	-
1972	1097.7	+	1995	811.6	+
1973	1061.7	+	1996	346.9	-
1974	776.9	+	1997	939.6	+
1975	928.7	+	1998	605.8	-
1976	649.3	-	1999	473.7	-
1977	628.4	-	2000	549.9	-
1978	737.2	-	2001	342.5	-
1979	804.5	+	2002	1189.2	+
1980	755.9	+	2003	654.3	-
1981	628.3	-	2004	711.6	-
1982	619.6	-	2005	622.7	-
1983	673.6	-	2006	787.5	+
1984	847.1	+	2007	990.6	+
1985	700.4	-	2008	816.4	+
1986	714.2	-	2009	783.6	+
1987	561.3	-	2010	853	+
1988	708.6	-	2011	1017.2	+
1989	388.2	-	2012	881.8	+
1990	570	-	2013	700	-

$$M=738.16 ; N_s= 19 ; T_s= 7$$

Vérification du test de la Médiane :

$$N_s = 19 > \frac{1}{2}(N + 1 - 1.9\sqrt{N + 1}) = 16.95 \approx 17$$

$$T_s = 7 < 3.3(\log_{10} N + 1) = 8.7$$

Les conditions du test de la médiane sont vérifiées donc la série des pluies annuelles est homogène.

III.3 : 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 :

- La loi de log-normale (droite de GALTON).
- La loi de GUMBEL (droite de HENRY).

III.3.1 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, comme le montre la figure suivante :

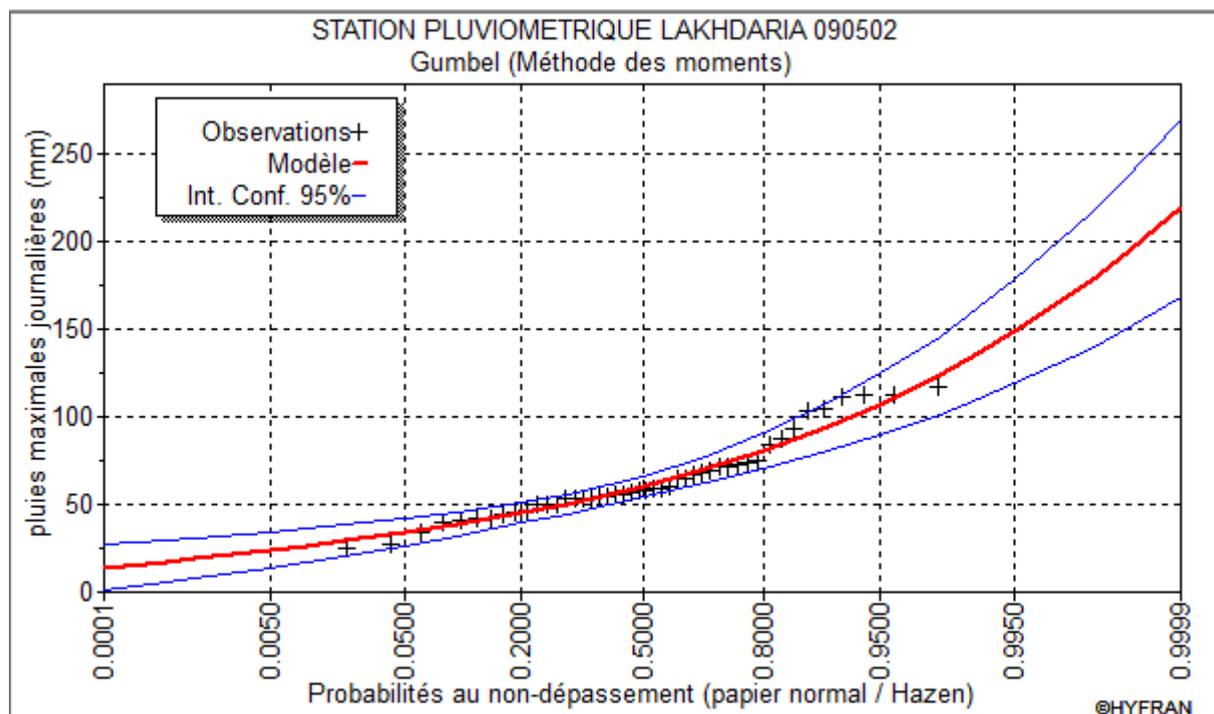


Figure III.07 : Représentation graphique de la loi de Gumbel

Résultats de l'ajustement selon la loi de Gumbel :**Tableau III.13 :** Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	219	25.9	168 - 270
2000	0.9995	190	21.5	148 - 232
1000	0.999	178	19.6	139 - 216
200	0.995	149	15.2	119 - 179
100	0.99	136	13.3	110 - 162
50	0.98	124	11.4	101 - 146
20	0.95	107	8.94	89.5 - 125
10	0.9	94.1	7.08	80.2 - 108
5	0.8	80.7	5.24	70.4 - 90.9

Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon**Tableau III.14** Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon

Caractéristiques	De la loi de Gumbel	De l'échantillon
maximum	Aucun	24.5
Minimum	Aucun	117
Moyenne	64.1	64.1
Ecart type	23	23
Médiane	60.3	57.8
Coefficient de variation	0.359	0.359
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.847
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	2.91

III.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de log-normal (GALTON)

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).

Résultats de l'ajustement avec la loi Log-normal :

Tableau III.15 : Résultats de l'ajustement à la loi Log-normal

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	225	33.5	160 - 291
2000	0.9995	194	25.9	143 - 244
1000	0.999	180	22.9	136 - 225
200	0.995	150	16.5	118 - 183
100	0.99	138	14	110 - 165
50	0.98	125	11.6	102 - 148
20	0.95	108	8.72	91.0 - 125
10	0.9	95	6.74	81.8 - 108
5	0.8	81.3	4.96	71.6 - 91.0

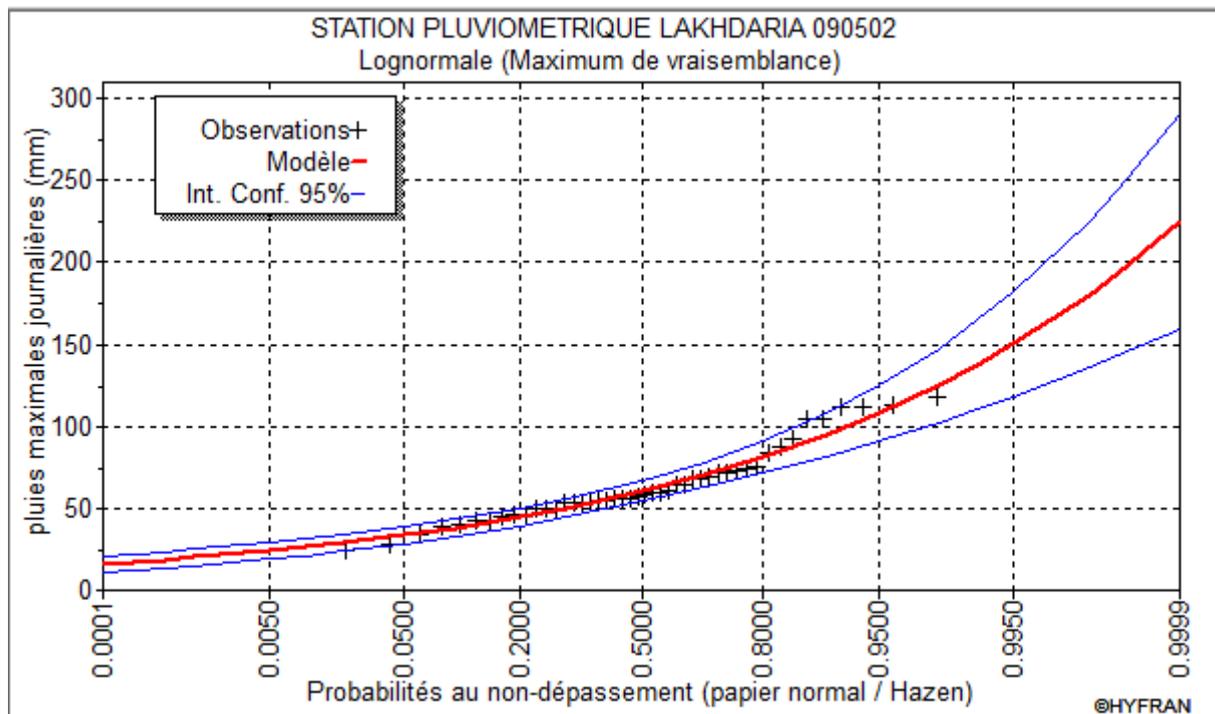


Figure III.08 : Représentation graphique de la loi log-Normal

Comparaison des caractéristiques de la loi log-Normal et de l'échantillon

Tableau III.16 Comparaison des caractéristiques de la loi log-Normal et de l'échantillon

Caractéristiques	De la loi Log-normal	De l'échantillon
maximum	0	24.5
Minimum	Aucun	117
Moyenne	64.2	64.1
Ecart type	23.5	23
Médiane	60.3	57.8
Coefficient de variation	0366	0.359
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.15	0.847
Coefficient d'aplatissement (Ck)	5.43	2.91

Conclusion :

D'après les résultats obtenus à partir des deux ajustements que nous avons fait on conclut que la pluie maximale journalière suit la loi de Log-normale.

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. À 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. L'estimation de l'apport moyen annuel du bassin versant de la retenue est calculée avec :

- La série d'observations de la station hydrométrique.

III.5.1 Avec la série d'observations

III.5.1.1 Analogie de la station LAKHEDARIA

La station de LAKHEDARIA 050901 est la plus proche de notre bassin, nous donne les apports du bassin versant d'une surface égale à 3615km².

S_{station} : surface totale du bassin versant où se trouve la station 050901 (3615km²)

S_{site} : surface de notre bassin versant (3681.9 km²)

Tableau.III.18 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station

mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	aout	annuel
Apport(Mm ³)	4.08	7.90	7.34	28.01	33.11	30.65	27.10	14.13	10.92	2.45	1.45	7.87	175.01
Apport(%)	2.33	4.51	4.20	16.01	18.92	17.51	15.48	8.07	6.24	1.40	0.83	4.49	100.00

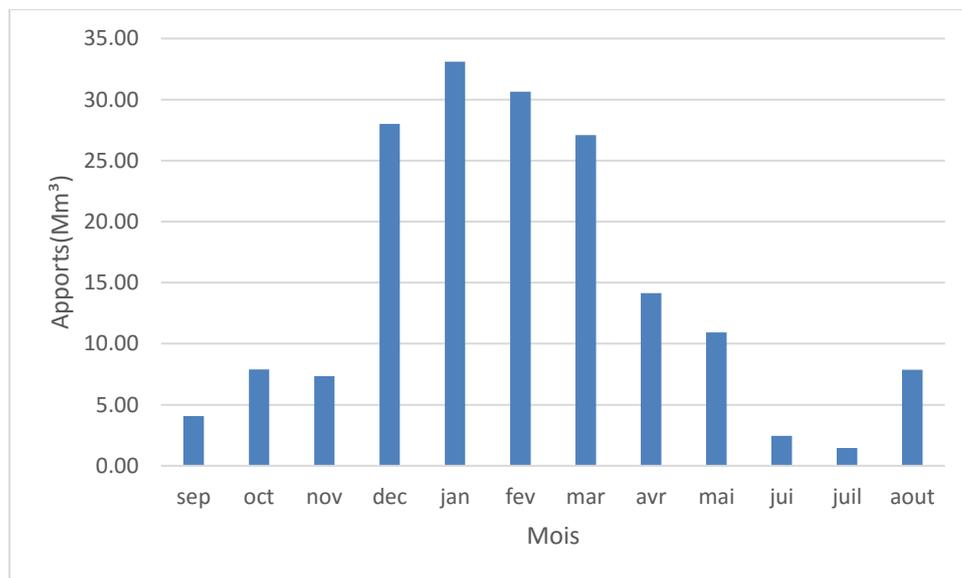


Figure III.09 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station

Dans ces conditions, nous optons pour la méthode analogique, à l'aide de la relation suivante, pour tirer les apports moyens annuels de notre bassin versant à partir de la série d'observations de la station de LAKHEDARIA 090501.

$$A_{site} = \frac{S_{BV}^{site}}{S_{BV}^{station}} A_{station}$$

A_{site} : Apport moyen annuel estimé du site.

A_{station} : Apport moyen annuel de la station de LAKHEDARIA 090501.

S_{b_{site}} : Surface du bassin versant du site qui est de 3681.9Km²

S_{b_{station}} : Surface du bassin versant où se trouve la station qui est de 3615Km²

L'apport moyen annuel du site est de : 178.25Mm³

Tableau.III.19 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site

mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	aout	annuel
A _{site} (mM ³)	4.16	8.04	7.48	28.53	33.72	31.22	27.60	14.39	11.12	2.50	1.47	8.01	178.25
A _{site} (%)	2.33	4.51	4.19	16.01	18.92	17.51	15.48	8.07	6.24	1.40	0.83	4.49	100.00

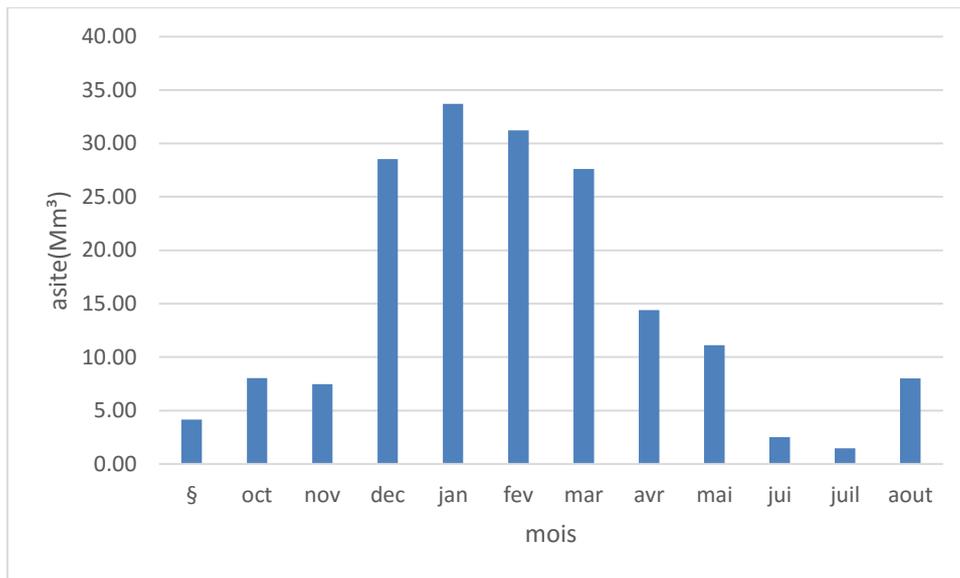


Figure III.10 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site

D'après la série d'observations de la station hydrométrique de LAKHEDARIA 090502 et en appliquant la méthode d'analogie :

A₀ = 178.25Mm³

III.5.2 Caractéristiques de l'écoulement

A) -Module de l'écoulement

Il est donné par : $Me = A_0 / T$

A₀ : Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année en secondes.

B) -Module de l'écoulement relatif

On a: $M_0 = Me / S$

Me: Module de l'écoulement (l/s);

S : Superficie du bassin (Km²).

C) -Lame d'eau écoulée

$Le = A_0/S$

AN :

Me= 2158.17 l/s

M₀= 0.58 l/s/Km²

Le= 18.48mm

III.5.3 Apports fréquentiels :

Le calcul des apports fréquentiels se fait par l'ajustement de la série des apports de la station de LAKHDARIA et en appliquant la relation d'analogie on détermine les fréquentiel de notre site d'étude.

III.5.3.1 Ajustement de la série des apports rapportés à la loi normale

Tableau. III.20 Les résultats de l'ajustement des apports moyens annuel

Période de retour	fréquences	Apports(Mm ³)	Ecart type	Intervalle de confiances
10000	0.9999	537	64.8	410 - 664
2000	0.9995	494	58.2	380 - 608
1000	0.999	474	55.2	366 - 582
200	0.995	422	47.7	329 - 516
100	0.99	397	44.2	311 - 484
50	0.98	345	40.4	291 - 449
20	0.95	285	35	260 - 397
10	0.9	189	30.7	232 - 352
5	0.8	167	26.4	196 - 299

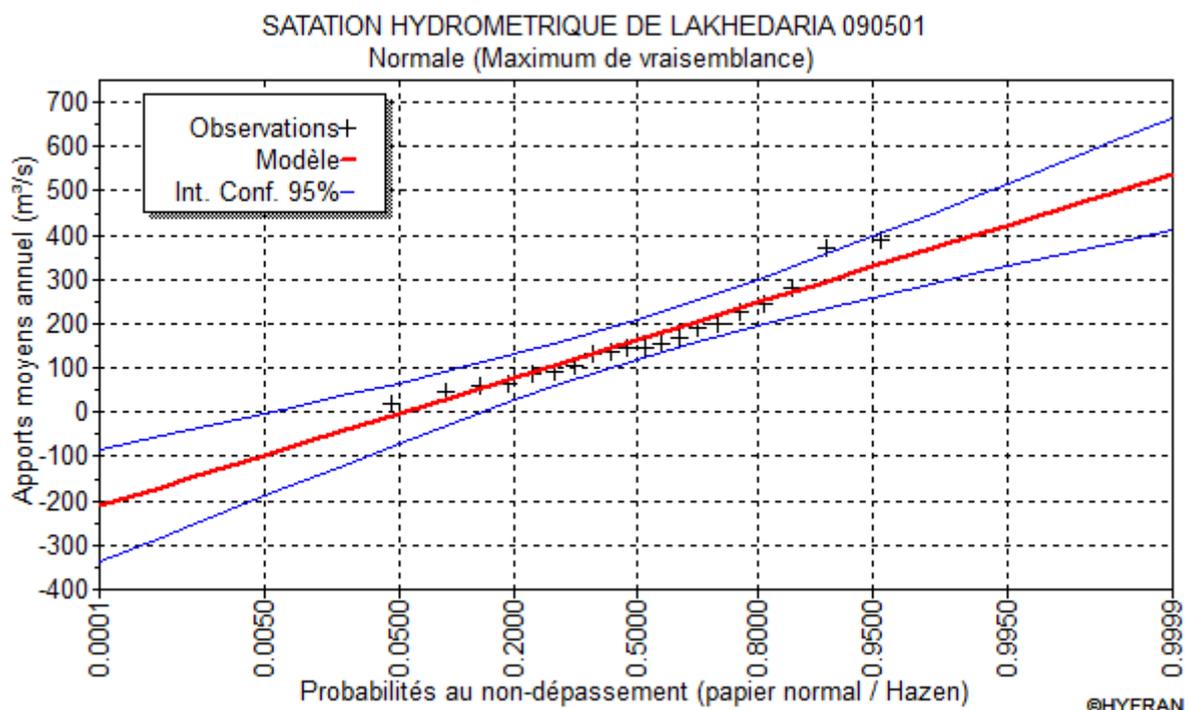


Figure III.11. Représentation graphique de la loi Normal des apports

Comparaison des caractéristiques de la loi normale et de l'échantillon :

Tableau III.21 : Comparaison des caractéristiques de la loi Normal et de l'échantillon

Caractéristiques	De la loi de normale	De l'échantillon
maximum	Aucun	18.3
Minimum	Aucun	391
Moyenne	163	163
Ecart type	101	101
Médiane	163	146
Coefficient de variation	0.617	0.617
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.00	0.891
Coefficient d'aplatissement (Ck)	3	2.75

D'après la loi d'analogie on a :

$$A_{80\%} = 145.32Mm^3$$

III.5.3.2 Répartition de l'apport annuel estimé à une probabilité de 80%

La répartition mensuelle de l'apport annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : $A_{80\%} = 145.32Mm^3$

Tableau III.22 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

Mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	Jui	juil	aout	total
A(Mm3)	4.01	7.50	7.21	26.60	31.45	10.51	25.74	13.87	10.37	1.41	1.18	5.47	145.32
A(%)	2.76	5.16	4.96	18.30	21.64	7.23	17.71	9.54	7.14	0.97	0.81	3.76	100.00

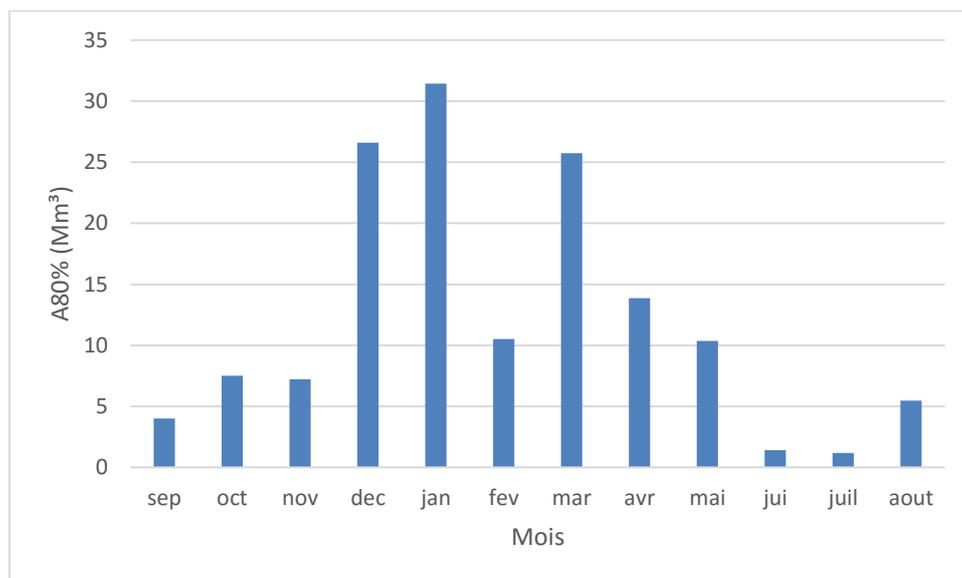


Figure III.12 Répartition mensuelle des apports 80% de site de barrage

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 Hydro-grammes 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 (Hydro-gramme de crues).

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, en passant par l'ajustement de la série des débits maximum à la loi normal.

Tableau III.23 : Débits fréquents calculés pour la station

Qmax(m ³ /s)	1020	946	910	817	773	724	650	585	505
période de retour(ans)	10000	2000	1000	200	100	50	20	10	5

Le tableau suivant nous donne les débits fréquents pour le site :

Tableau III.24 : Débits fréquents calculés du site :

période de retour(ans)	10000	2000	1000	200	100	50	20	10	5
Qmax(m ³ /s) site	1038.88	963.51	926.84	832.12	787.31	737.40	662.03	595.83	514.35

III.6.1 Hydro-gramme de crue

III.6.1.1 Détermination des hydro-grammes de crues probables par la méthode de Sokolovski

L'hydro-gramme 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 tracer l'hydro-gramme 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 montée

$$Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^2$$

T_m=T_c : Temps de montée.

B) Pour le temps de décrue :

$$Q_d = Q_{\max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^3$$

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

Q_d : 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 :

- $t_m = t_c$ (pour les petits bassins versants), avec t_c qui est le temps de concentration du bassin versant (heures).
- $t_d = \delta * t_m$;

Où δ : coefficient de forme de l'hydro-gramme de crue.

On prend $\delta=2,5$

$t_d = 2,5 * 17,8 = 44,5$ heures.

on a :

$t_m = 17,8h$

$t_d = 44,5h$

$t_b = 62,3h$

Les hydro-grammes de crues pour différentes périodes de retour sont donnés dans la figure suivante :

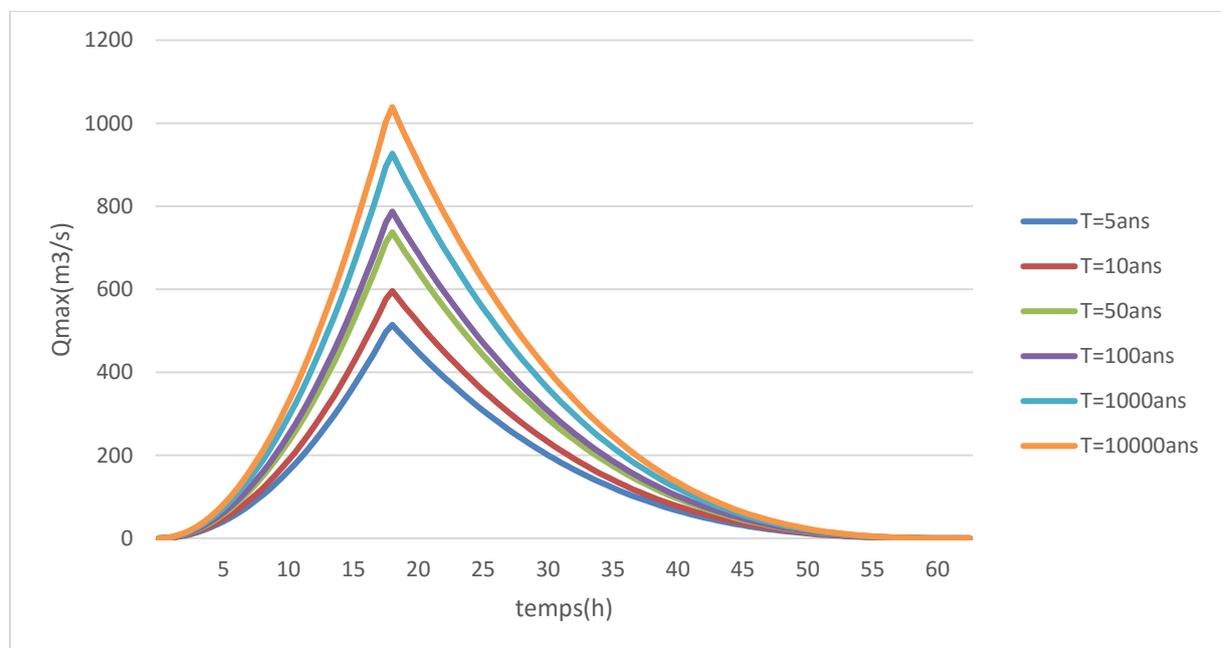


Figure III.13 Hydro-gramme des crues probables en fonction du temps (SOKOLOVSKY)

III.6.2 Choix de la crue de projet :

La crue de projet d'un barrage est la crue dont l'importance et la probabilité sont choisis de manière à assurer la sécurité du barrage vis-à-vis d'une rupture par submersion. Par conséquent le choix de cette crue constitue une des décisions importantes qui doivent être prises lors de l'étude de projet. Ce choix résulte non seulement de l'influence des facteurs hydrologiques sur le projet lui-même mais également du risque potentiel de la rupture du barrage sur la vie des personnes et sur les pertes économiques résultant de cette rupture. D'où la crue de projet dépend des paramètres suivants :

- La fiabilité des données et la durée de la série ;
- Le risque à l'aval ;
- L'analyse économique ;
- Nature du barrage ;
- Types d'évacuateur ;

Selon les conditions de notre site, on choisira une crue entre de 1000 ans

$$Q_{1000\text{ans}}=926.84\text{m}^3/\text{s}$$

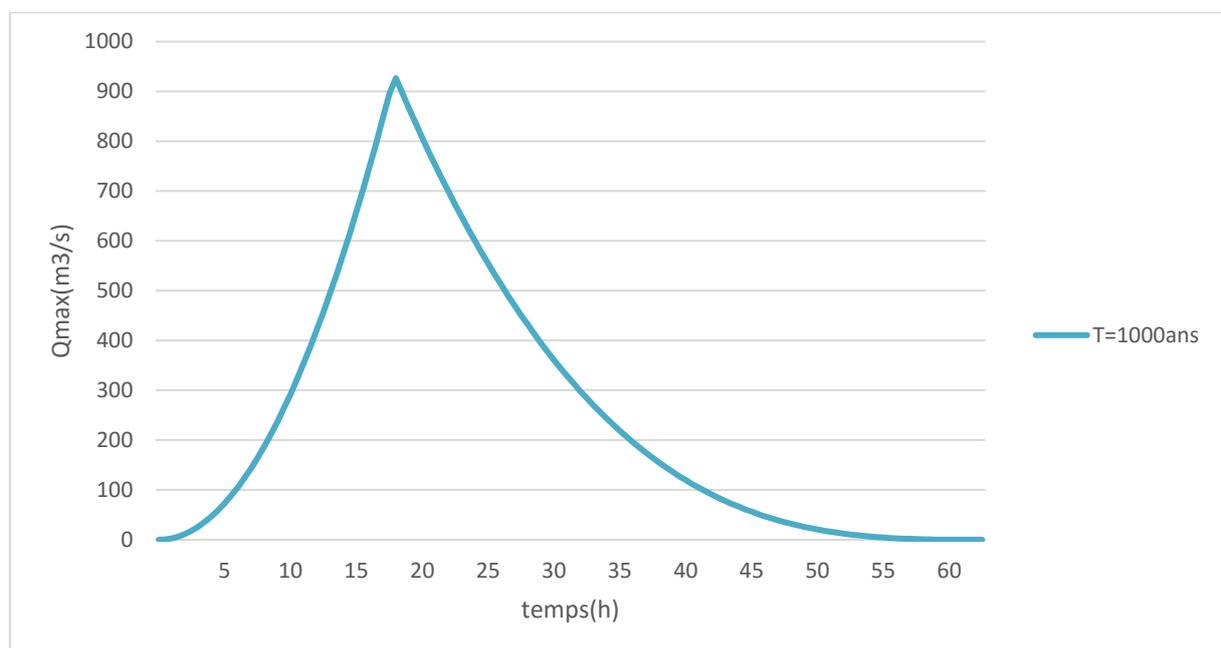


Figure III.14 : Hydro-gramme de la crue de projet à une période de retour 10000 ans

III.7 Apports solides et estimation du volume mort

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

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

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

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

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

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

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

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

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

III.7.1 Apport solide en suspension

A) Formule de Grailovitch :

$$V_m = \frac{Q_s * T_{ex} * S}{\gamma_s}$$

$$Q_s = q_s * C_{rm} \text{ (t/km}^2\text{/an)}$$

Avec

$$q_s = T * P_{an} * \pi * \sqrt{Z^3}; \quad G_{rm} = \frac{\sqrt{P - H_{moy}}}{0.25(L + 10)}; \quad T = \sqrt{\frac{T_0}{10}} + 1$$

Avec :

Q_s : taux d'abrasion [t/km²/an]

q_s : taux de production annuel des matériaux [m³/km²/an]

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

T : coefficient thermique

Z : coefficient d'érosion relative

P : périmètre [km]

T_0 : température moyenne annuelle

P_{an} : précipitation moyenne annuelle

L : longueur du cours d'eau principal [km]

H_{moy} : altitude moyenne du bassin versant

γ_s : poids volumique ($\gamma_s = 1.6 \text{ t/m}^3$)

T_{ex} : durée d'exploitation ($T_{ex} = 50$ ans)

AN:

$$T = 2.32; \quad q_s = 35.62; \quad G_{rm} = 0.89$$

$$Q_s = 28.85 \text{ [t/km}^2\text{/an]}$$

$$V_m = 2.82 \text{ Mm}^3$$

B) Formule de Tixeront (1960)

$$V_m = (1.05 \div 1.10) \frac{Q_s * T_{ex}}{\gamma_s}$$

Avec :

$$\mathbf{Ta = \alpha * L_0^{0.21}}$$

Ta : le Taux d'abrasion, en (t/km²/an) ;

L₀ : la lame écoulée en (mm), Le= 18.48mm;

AN : **Ta = 14.25 (t/km²/an)**

Et

$$Q_s = S * Ta$$

S : surface du bassin versant (km²)

T_{ex} : durée d'exploitation (40ans)

$$\mathbf{AN : Q_s = 52464.44 \text{ t/an}}$$

Donc

$$\mathbf{Vm = 1.83 \text{ Mm}^3}$$

D'après les résultats on opte pour le résultat donné par la formule de Graviovic car nous disposant de paramètres fiables pour cette relation.

III.7.2 Transport solide par charriage En général, le transport solide par charriage est estimé de (10 % à 20%) du transport solide en suspension. Prenons la moyenne du transport solide par charriage estimé à 15% de la totalité du transport solide en suspension.

Donc le transport solide par charriage = 0.5 Mm³

Donc, le volume mort durant à 50 ans de vie de la retenue sera estimé à **3.32Mm³**

III.8 Régularisation

L'étude de régularisation du barrage projeté sur Oued Isser 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 Mm³).
 - La consommation totale (Mm³).
 - Les infiltrations et l'évaporation.
 - Les courbes caractéristiques de la retenue.

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

Tableau III.25 : Répartition mensuelle de l'apport 80%

mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	aout	total
A(Mm3)	4.01	7.50	7.21	26.60	31.45	31.99	25.74	13.87	10.37	1.41	1.18	5.47	145.32
A(%)	2.36	4.41	4.24	15.65	18.50	18.82	15.14	8.16	6.10	1.42	0.81	4.40	100.00

III.8.2 Répartition mensuel des besoins :

Le barrage d Beni-amrane n'alimente pas directement les réseaux d'AEP ou des surfaces d'irrigations, mais on transfert les eaux du barrage vers le barrage de Kedara pour ensuite alimenter les deux réseaux cités en dessus. Donc pour la répartition des besoins on prendra en considération les transferts effectués vers Kedara.

Tableau III.26 : Répartition mensuelle de l'apport 80%

mois	jan	fév	mar	avr	mai	jui	juil	aout	sep	oct	nov	Dec	annuel
Besoin (Mm ³)	9.42	10.98	10.38	7.00	7.09	4.64	6.34	8.24	6.61	3.23	5.36	8.17	87.46
Besoin (%)	10.92	12.73	12.03	8.12	8.22	5.38	7.12	9.55	6.50	3.74	6.21	9.47	100.00

III.8.3 Courbes « Hauteurs – Capacités - Surfaces »

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

Altitudes	surfaces(ha)	volume(hm ³)
51	6.9	0.123
52	9.5	0.205
53	12.7	0.316
54	15.8	0.4585
55	19.5	0.635
56	24	0.8525
57	30.1	1.123
58	36.9	1.458
59	45.6	1.8705
60	55.3	2.375
61	71	3.0065
62	87.2	3.7975
63	116.1	4.814
64	148.7	6.138
65	172.1	7.742
66	188.7	9.546
67	202.5	11.502
68	214.5	13.587
69	226.6	15.7925
70	240.5	18.128
71	251.4	20.5875

72	260.5	23.147
73	271.3	25.806
74	280.4	28.5645
75	289.9	31.416
76	303.3	34.382

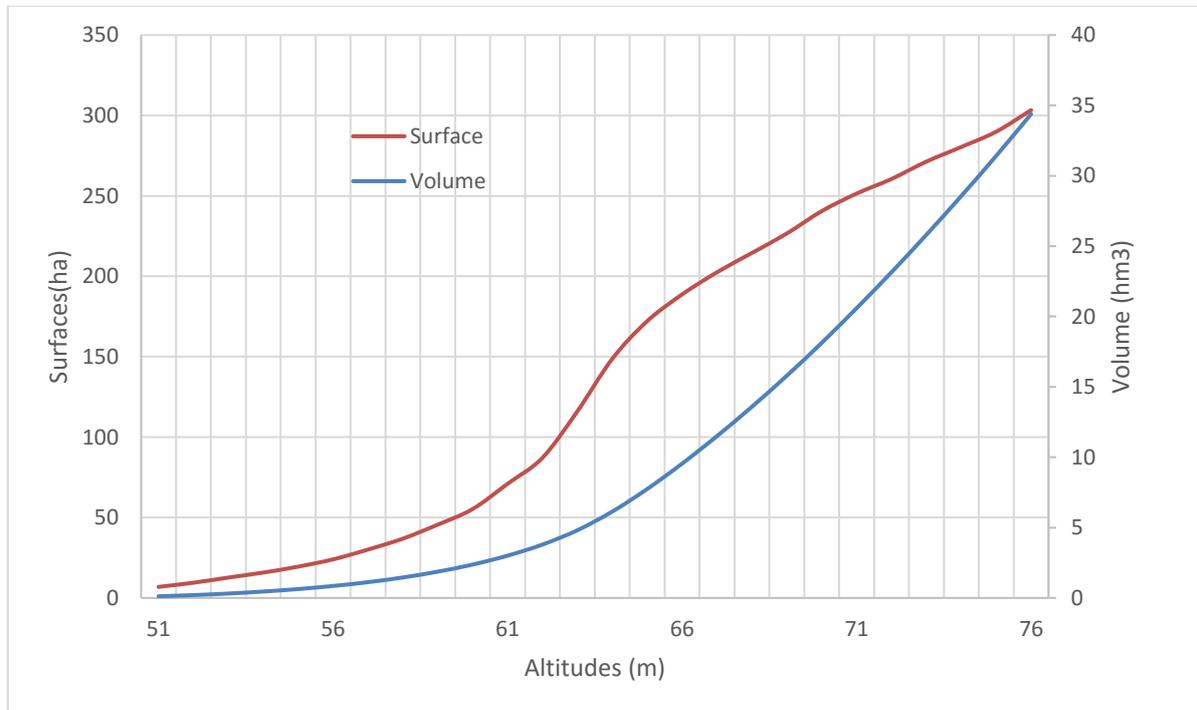


Figure III.15 Courbe hauteur-surface-volume

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.

III.8.5 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 :

Avec

$V_u = 10.08 \text{ Mm}^3$

Car on un fonctionnement à deux temps indépendants

Vue que $V_{s1} > V_{d1}$ et $V_{s2} > V_{d2}$ \longrightarrow $V_u = V_{\max} = 13.76 \text{ Mm}^3$

Donc $V_{\text{NNR}} = 13.76 + 3.32 = 17.08 \text{ Mm}^3$

Tableau III.28 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm^3)

mois	A80%	U80%	A-U	1ère consigne			2ème consigne		
				Vrf(Mm3)	Vri(Mm3)	S(Mm3)	Vrf(Mm3)	Vri(Mm3)	S(Mm3)
Oct	7.5	3.23	4.27	7.59	3.32		-2.8	3.32	6.12
					7.59				
Nov	7.21	5.36	1.85	9.44	9.44		-15.11	3.32	18.43
Dec	26.6	8.17	18.43	27.87	17.08	10.79	-18.24	3.32	21.56
Jan	31.45	9.42	22.03	39.11	17.08	22.03	3.79		
Fev	10.51	10.98	-0.47	16.61	16.61		-8.43	3.32	11.75
mar	25.74	10.38	15.36	31.97	17.08	14.89	6.93		
Avr	13.87	7	6.87	23.95	17.08	6.87	13.8		
mai	10.37	7.09	3.28	20.36	17.08	3.28	17.08		
Jui	1.41	4.64	-3.23	13.85	13.85		13.85		
Juil	1.18	6.34	-5.16	8.69	8.69		8.69		
aout	5.47	8.24	-2.77						

				5.92	5.92		5.92		
Sep	4.01	6.61	-2.6						
				3.32	3.32		3.32		
annuel	145.32	87.46							
						57.86			57.86

III.8.6 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

A) Pertes par évaporation :

Nous avons :

$$V_{ep} = S_{moy} * E_s \dots \dots \dots (III.21)$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (mm).

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

V_{moy} : volume moyen.

$$V_{moy} = \frac{V_{rfi} + V_{rfi+1}}{2}$$

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

B- Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta * V_{moy}}{100}$$

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

δ : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

V_{moy} : Volume moyen.

Les pertes totales du barrage sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.32 : Volumes des pertes dans la retenue (ANBT)

Mois	jan	fev	mars	avr	mai	jui	juil	aout	sep	oct	nov	déc
Pertes totales(Mm3)	0.07	0.07	0.05	0.05	0.04	0.05	1.12	0.08	0.09	0.08	0.10	0.09

Source ANBT

Tableau III.30 : Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm³)

mois	A80%	U80%	pert(Mm3)	A-(U+pert)	1ère consigne			2ème consigne		
					Vrf(Mm3)	Vri(Mm3)	S(Mm3)	Vrf(Mm3)	Vri(Mm3)	S(Mm3)
oct	7.5	3.23	0.08	4.19	7.51	3.32		-2.63	3.32	5.95
						7.51		1.56		
nov	7.21	5.36	0.09	1.76	9.27	9.27		-15.02	3.32	18.34
dec	26.6	8.17	0.09	18.34	27.61	17.34	10.27	-18.12	3.32	21.44
jan	31.45	9.42	0.06	21.97	39.31	17.34	21.97	3.85		
fev	10.51	10.98	0.06	-0.53	16.81	17.34		-8.05	3.32	11.37
mar	25.74	10.38	0.04	15.32	32.66	17.34	15.32	7.27		
avr	13.87	7	0.04	6.83	24.17	17.34	6.83	14.1		
mai	10.37	7.09	0.04	3.24	20.58	17.34	3.24	17.34		
jui	1.41	4.64	0.03	-3.26	14.08	14.08		14.08		
juil	1.18	6.34	0.1	-5.26	8.82	8.82		8.82		
aout	5.47	8.24	0.06	-2.83	5.99	5.99		5.99		
sep	4.01	6.61	0.07	-2.67	3.32	3.32		3.32		
							57.63			57.63

Du tableau précédant, il ressort :

$V_{s1} = V_{d1}$

$V_{s2} = V_{d2}$

Donc, le barrage fonctionne à deux temps indépendants

Alors $V_u = v_{dmax}$

$V_u = 14.02 \text{ Mm}^3$

Le volume normal de la retenue sera :

$V_{NNR} = V_u + V_m$

D'où :

$$V_{NNR} = V_m + V_u = 3.32 + 14.02 = 17.34 \text{ Mm}^3$$

$$V_{NNR} = 17.34 \text{ Mm}^3$$

Nous avons :

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

$$E = (14.02 - 13.76) / 13.76 = 1.88 \% \quad 1\% < 1.97\% < 2\%$$

Donc, le volume utile saisonnier est de 14.02 Mm³.

Il correspond à un niveau NNR = 69.5 NGA.

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 :

$$Qdt = q \cdot dt + S \cdot dh$$

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 cumulé à l'instant t est :

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 , Muskingum ainsi que d'autres méthodes, nous retenons la méthode de Muskingum.

III.9.1 Méthode de Muskingum (Fread, D.L. 1993)

III.9.1.1 Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière :

Le mouvement de l'eau durant une période de crue dans un tronçon de rivière ou d'égout obéit aux équations de Saint-Venant. Ces équations traduisent la conservation de la masse et de la quantité de mouvement le long d'un tronçon orienté selon la direction principale d'écoulement X. L'équation de la quantité de mouvement se présente comme suit :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gA(S_0 - S_f)q \frac{Q}{A}$$

L'équation de continuité ou de conservation de la masse est la suivante :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q$$

En plus des notations habituelles, q désigne dans ces équations le débit latéral par unité de longueur du tronçon de rivière, débit qui entre dans le tronçon ou en sort.

La signification des cinq termes de l'équation (III.26) est la suivante :

a) Le terme 1 représente l'accélération temporelle locale. Plus précisément, il rend compte de la vitesse de la variation du débit durant la crue. A titre d'exemple, si le débit de crue augmente de $1 \text{ m}^3/\text{s}$ à $2 \text{ m}^3/\text{s}$ en une heure, ce terme vaut $(1 \text{ m}^3/\text{s} - 2 \text{ m}^3/\text{s}) / 3600\text{s} = 0,000277 \text{ m}^3/\text{s}$. L'importance relative de ce terme, qui en l'occurrence est faible, doit être comparée avec celle des autres termes apparaissant dans l'équation.

b) Le terme 2 représente l'accélération convective qui peut exister quand il y a un changement dans la géométrie (élargissement, rétrécissement). En absence de changement de section ce terme peut être négligé.

c) Le terme 3 traduit le bilan des forces de pression dues au changement de la profondeur y avec l'abscisse x .

d) Le terme 4 exprime les forces de gravité (S_0) et les forces de frottement (S_f).

e) Le terme 5 exprime l'apport ou la perte de la quantité du mouvement dus à un apport ou une perte d'eau sur le côté latéral.

La résolution des équations 1 et 2 est faisable mais pose parfois des difficultés d'ordre pratique et numérique (Cunge et Wegner 1964). On a ainsi souvent cherché à simplifier ce système selon les applications et les contextes.

D'après plusieurs études (Cunge et al. 1980), les trois premiers termes de l'équation 26 peuvent être négligés pour la plupart des crues dans les rivières, si bien que l'équation 26 devient en l'absence d'apport de débit latéral :

$$S_0 = S_f$$

L'équation de continuité 2 peut être mise sous la forme suivante :

$$I - O = \frac{ds}{dt}$$

Où : I (INPUT ou Inflow) désigne le débit d'entrée Q_E .

O (OUTPUT ou Outflow) désigne le débit de sortie Q_s .

S désigne l'emmagasinement d'eau dans le tronçon.

L'équation 29 exprime tout simplement le principe de conservation de la masse traité dans le chapitre 1 : le taux de variation de l'emmagasinement est égal à la différence entre les débits entrant et sortant.

III.9.1.2 méthode de Muskingum

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t_1 et t_2 , l'équation 29 s'écrit :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} I dt - \int_{t_1}^{t_2} O dt$$

Pour un petit intervalle de temps $\Delta t = t_2 - t_1$ on peut écrire :

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

La résolution du problème consiste à déterminer O_2 , O_1 , connaissant $I_2 - I_1$. L'équation 32 ne peut être utile que si l'on dispose d'une fonction d'emmagasinement pour déterminer S_2 , S_1 .

III.9.1.3 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.

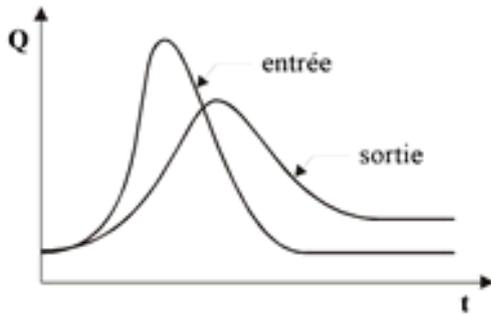


Figure III.16 Laminage à travers un barrage

Pour traduire le bilan d'eau, l'équation III.31 s'applique encore. Elle peut être réécrite :

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

Cette équation permet de résoudre partiellement le problème car elle permet de calculer la quantité inconnue $[2S_2 / \Delta t + O_2]$ en fonction d'autres quantités toutes connues qui figurent dans le membre de droite. Rappelons que les indices 1 et 2 désignent respectivement le début et la fin d'un intervalle de temps I_1, I_2 , qui représentent les débits d'entrée au début et à la fin de l'intervalle sont connus car l'hydro-gramme d'entrée du réservoir est supposé connu à tous les instants. S_1 et O_1 sont connus car ils constituent les conditions initiales qui prévalent avant le début de la crue. Au cours de la crue, S_1 et O_1 sont connus à cause récursivité des calculs. Le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent.

La question qui se pose est : comment calculer le débit de sortie O_2 à partir de la quantité connue $[2S_2 / \Delta t + O_2]$?

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique

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

III.9.1.4 Calcul du débit de sortie

Il y a plusieurs types d'évacuation de l'eau des réservoirs. Globalement, on peut pratiquement tous les intégrer dans l'une ou l'autre des deux familles suivantes :

- 1) Evacuation à surface libre par un déversoir (figure III.17). Dans ce cas, le débit de sortie se calcule par une relation de la forme :

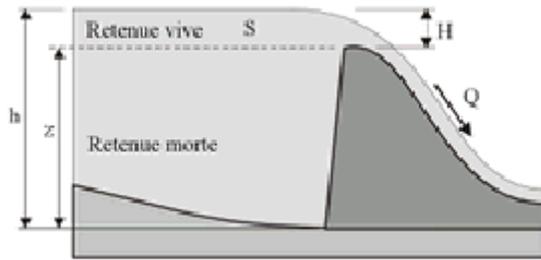


Figure III.17 Evacuateur à surface libre

$$Q = CBH^{3/2} = CB(h - z)^{3/2}$$

Où :

C : est une constante qui tient compte de la forme du déversoir

B : est la largeur de déversoir

H : est la charge au-dessus de la crête z en avant du déversoir,

h : est la profondeur d'eau en amont du déversoir.

2) Evacuation par le fond à travers une vanne ou un orifice le débit se calcule alors par relation de la forme :

$$Q = mA\sqrt{2gh}$$

Où :

m : est une constante de débit

A : est la section d'écoulement

h : est la hauteur d'eau à partir du centre de la section d'écoulement jusqu'à la surface libre.

III.9.1.5 Calcul du volume stocké

Quand la section A du réservoir est constante, le calcul du volume stocké S pour une profondeur h donnée se fait à l'aide de la formule simple suivante :

$$S = Ah$$

Ceci est le cas pour certains bassins de rétention artificiels construits en milieu urbain.

Pour les réservoirs naturels, les berges ne sont pas verticales. Les courbes d'emmagasinement se présentent alors sous la forme :

$$S = a_0 + a_1h + a_2h^2 + a_3h^3 + \dots + a_nh^n \dots$$

Les coefficients $a_0, a_1, a_2, \dots, a_n$ qui sont propres à chaque réservoir, doivent être déterminés à partir des relevés géodésiques sur le fond et les berges.

Que la section soit constante ou variable avec la profondeur, la connaissance de h permet de déterminer le volume stocké.

Application de la méthode de Musingum pour une largeur de déversoir b=15m

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

$$Q = mb\sqrt{2g}H^{3/2}$$

$$\text{Pour } b=10\text{m et } m=0.49 : Q = 21.7 H^{3/2}$$

La courbe capacité – hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire (figure III.18) avec un coefficient de corrélation $r = 0.9975$ entre les altitudes 68.2m NGA et 76m NGA.

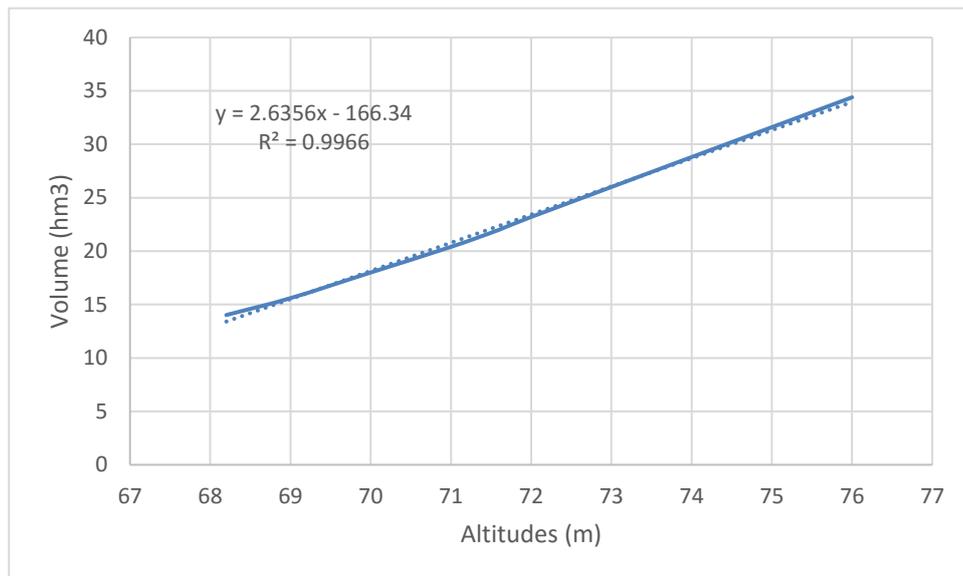


Figure III.18 : Modélisation de la courbe capacité- hauteur

La courbe surface –hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire (figure III.20) avec un coefficient de corrélation $r = 0.9724$ entre les altitudes 68.2m NGA et 76m NGA.

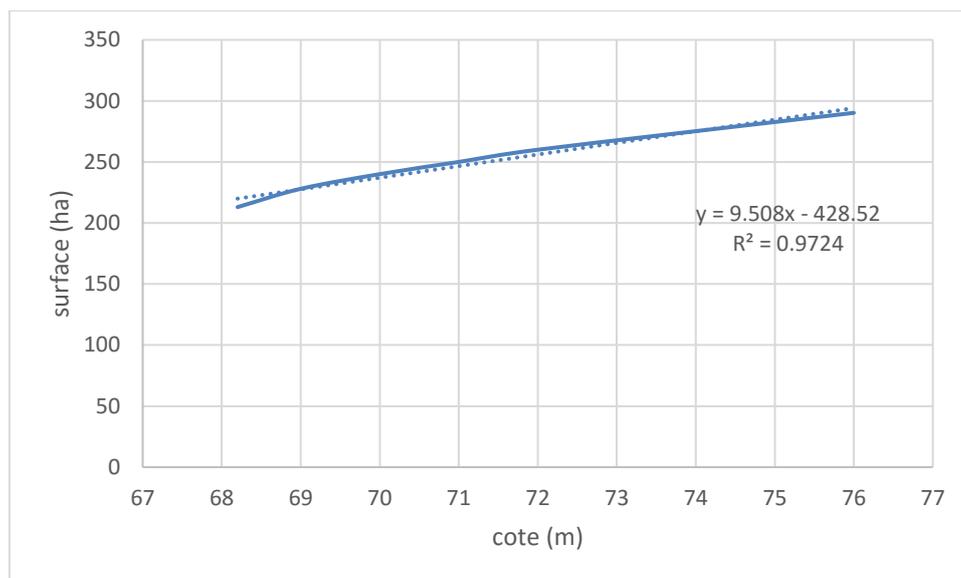


Figure III.19 : Modélisation de la courbe surface- hauteur

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 $H = 0 \text{ m}$, le volume stocké $V_s = 0 \text{ m}^3$.

La valeur maximale de débit d'entrée $Q_e = 926.84 \text{ m}^3/\text{s}$ nous donne la plage à couvrir avec la variable H : $926.84 = 32.55 H^{3/2}$, soit $H_{\text{max}} = 12.2 \text{ m}$.

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le tableau :

Tableau III.31 Calcul de la courbe caractéristique du barrage.

H(m)	S(m ³)	O(m ³ /s)	2S/Δt + O(m ³ /s)
0	0	0.00	0.00
0.5	891000	7.67	172.67
1	2200150	21.70	429.14
1.5	3509300	39.87	689.74
2	4818450	61.39	953.69
2.5	6127600	85.79	1220.53
3	7436750	112.78	1489.95
3.5	8745900	142.12	1761.73
4	10055050	173.63	2035.68
4.5	11364200	207.19	2311.67
5	12673350	242.66	2589.58
5.5	13982500	279.96	2869.31
6	15291650	318.99	3150.77
6.5	16600800	359.68	3433.90
7	17909950	401.97	3718.63
7.5	19219100	445.80	4004.89
8	20528250	491.11	4292.64
8.5	21837400	537.87	4581.83
9	23146550	586.02	4872.41
9.5	24455700	635.52	5164.36
10	25764850	686.35	5457.62
10.5	27074000	738.46	5752.17
11	28383150	791.83	6047.97
11.5	29692300	846.43	6345.01
12	31001450	902.23	6643.24
12.2	31525110	924.88	6762.86

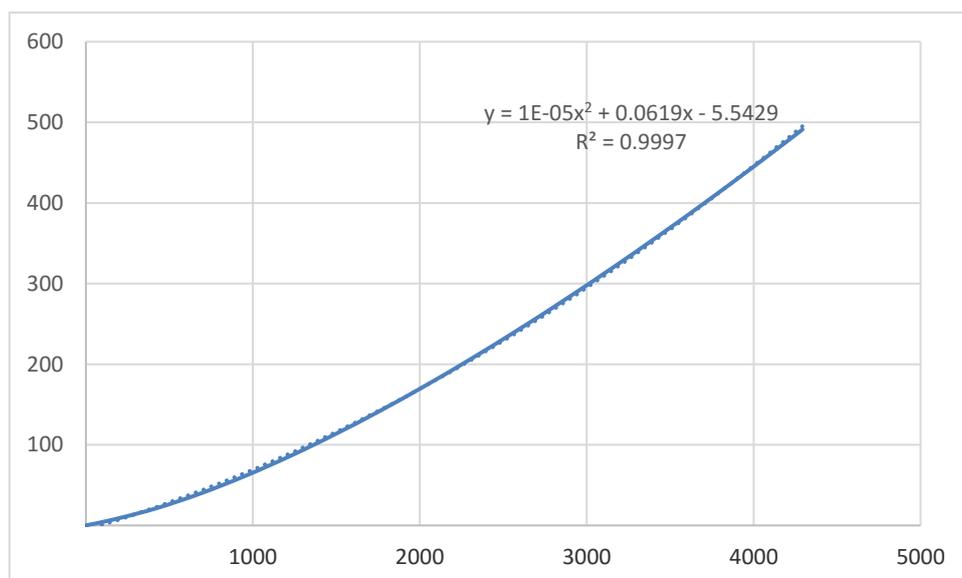


Figure III.20 Courbe caractéristique du barrage

Utilisons la courbe caractéristique du barrage et l'équation

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

On détermine l'hydro-gramme laminé :

Tableau III.32 : Calcul de l'hydro-gramme laminé.

1	2	3	4	5	6
Temps	I(m ³ /s)	I1 + I2(m ³ /s)	2S/Δt + O(m ³ /s)	2S/Δt+O-2O(m ³ /s)	O(m ³ /s)
0	0.00	0.00	172.67	172.67	0.00
3	29.51	29.51	202.18	186.60	7.79
6	118.04	147.55	334.15	299.40	17.37
9	265.59	383.63	683.03	590.90	46.07
12	472.16	737.75	1328.64	1104.63	112.01
15	737.75	1209.91	2314.54	1824.80	244.87
18	926.84	1664.59	3489.39	2581.45	453.97
21	751.74	1678.58	4260.04	3017.81	621.11
24	600.22	1351.96	4369.77	3076.08	646.84
27	470.55	1070.77	4146.85	2956.70	595.08
30	361.06	831.61	3788.31	2756.35	515.98
33	270.02	631.07	3387.43	2520.16	433.63
36	195.73	465.75	2985.91	2270.71	357.60
39	136.50	332.23	2602.95	2020.77	291.09
42	90.61	227.11	2247.88	1778.56	234.66
45	56.37	146.98	1925.54	1549.94	187.80
48	32.06	88.43	1638.37	1339.26	149.56
51	16.00	48.06	1387.32	1149.67	118.83
54	6.46	22.46	1172.12	983.15	94.49
57	1.75	8.21	991.35	840.40	75.48
60	0.16	1.91	842.31	720.74	60.79
63	0.16	0.33	721.07	622.09	49.49
66	0.16	0.33	622.42	540.95	40.73
69	0.16	0.33	541.28	473.64	33.82
72	0.16	0.33	473.97	417.39	28.29
75	0.16	0.33	417.72	370.11	23.80
78	0.16	0.33	370.44	330.18	20.13
81	0.16	0.33	330.50	296.30	17.10
84	0.16	0.33	296.63	267.48	14.58
87	0.16	0.33	267.80	242.87	12.47
90	0.16	0.33	243.20	221.81	10.69
93	0.16	0.33	222.14	203.75	9.19
96	0.16	0.33	204.08	188.23	7.92
99	0.16	0.33	188.56	174.88	6.84
102	0.16	0.33	175.21	163.38	5.92
105	0.16	0.33	163.71	153.45	5.13
108	0.16	0.33	153.78	144.88	4.45
111	0.16	0.33	145.21	137.48	3.87
114	0.16	0.33	137.81	131.07	3.37
117	0.16	0.33	131.40	125.53	2.94
120	0.16	0.33	125.86	120.73	2.56

Tableau III.33 Hydro-gramme d'entrée et les hydro-grammes de sorties.

Hydrogramme d'entrée		Hydrogramme de sortie (Qlaminé m3/s)								
		Hd=8.64m	Hd=7.52 m	Hd=6.41 m	Hd=5.68 m	Hd=5.14 m	Hd=4.71 m	Hd=4.37 m	Hd=4.08 m	Hd=3.83 m
Temps	I	b=10m	b=15m	b=20m	b=25m	b=30m	b=35m	b=40m	b=45m	b=50m
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	29.51	7.79	11.16	14.47	17.69	10.90	24.09	27.25	30.40	33.55
6	118.04	17.37	24.08	30.22	35.77	34.66	45.42	49.53	53.22	56.52
9	265.59	46.07	61.77	75.98	88.72	96.80	110.56	119.82	128.17	135.68
12	472.16	112.01	142.45	169.58	193.57	213.73	233.87	250.66	265.63	278.99
15	737.75	244.87	292.43	334.08	370.29	402.63	429.69	453.89	475.16	493.90
18	926.84	453.97	510.78	559.53	601.03	638.30	667.06	693.13	715.59	734.99
21	751.74	621.11	666.47	703.54	733.38	758.69	776.53	791.67	803.62	812.99
24	600.22	646.84	671.24	688.79	700.66	708.37	712.04	713.39	712.82	710.88
27	470.55	595.08	604.55	608.95	609.41	606.66	602.67	597.13	590.93	584.48
30	361.06	515.98	516.80	513.78	508.08	500.00	492.41	483.91	475.57	467.64
33	270.02	433.63	429.51	422.31	413.25	402.45	393.19	383.49	374.44	366.18
36	195.73	357.60	350.49	340.78	329.79	317.57	307.58	297.50	288.39	280.30
39	136.50	291.09	282.02	270.69	258.57	245.66	235.46	225.46	216.65	209.00
42	90.61	234.66	224.21	211.81	199.05	185.93	175.88	166.28	158.02	151.00
45	56.37	187.80	176.34	163.24	150.23	137.29	127.67	118.72	111.22	104.98
48	32.06	149.56	137.36	123.91	110.97	98.56	89.62	81.54	74.94	69.57
51	16.00	118.83	106.16	92.64	80.12	68.54	60.49	53.44	47.85	43.42
54	6.46	94.49	81.60	68.34	56.53	46.06	39.07	33.15	28.62	25.13
57	1.75	75.48	62.62	49.92	39.09	29.94	24.10	19.36	15.87	13.28
60	0.16	60.79	48.20	36.32	26.68	18.97	14.30	10.69	8.16	6.36
63	0.16	49.49	37.40	26.52	18.19	11.92	8.36	5.76	4.04	2.89
66	0.16	40.73	29.27	19.51	12.48	7.54	4.93	3.14	2.05	1.37
69	0.16	33.82	23.08	14.44	8.61	4.81	2.94	1.75	1.08	0.70
72	0.16	28.29	18.29	10.73	5.97	3.09	1.78	1.01	0.61	0.40
75	0.16	23.80	14.57	8.01	4.16	2.01	1.11	0.62	0.38	0.27
78	0.16	20.13	11.65	6.00	2.92	1.33	0.71	0.41	0.27	0.21
81	0.16	17.10	9.34	4.51	2.06	0.90	0.49	0.29	0.22	0.18
84	0.16	14.58	7.52	3.41	1.48	0.63	0.35	0.23	0.19	0.17
87	0.16	12.47	6.06	2.58	1.07	0.46	0.27	0.20	0.18	0.17
90	0.16	10.69	4.90	1.97	0.79	0.35	0.23	0.18	0.17	0.17
93	0.16	9.19	3.97	1.51	0.60	0.28	0.20	0.17	0.17	0.17
96	0.16	7.92	3.23	1.17	0.46	0.24	0.19	0.17	0.17	0.16
99	0.16	6.84	2.63	0.92	0.37	0.21	0.18	0.17	0.17	0.16
102	0.16	5.92	2.15	0.73	0.31	0.19	0.17	0.17	0.16	0.16
105	0.16	5.13	1.77	0.59	0.26	0.18	0.17	0.17	0.16	0.16
108	0.16	4.45	1.46	0.48	0.23	0.18	0.17	0.16	0.16	0.16
111	0.16	3.87	1.21	0.40	0.21	0.17	0.17	0.16	0.16	0.16
114	0.16	3.37	1.01	0.34	0.20	0.17	0.17	0.16	0.16	0.16
117	0.16	2.94	0.84	0.30	0.19	0.17	0.16	0.16	0.16	0.16
120	0.16	2.56	0.71	0.26	0.18	0.17	0.16	0.16	0.16	0.16

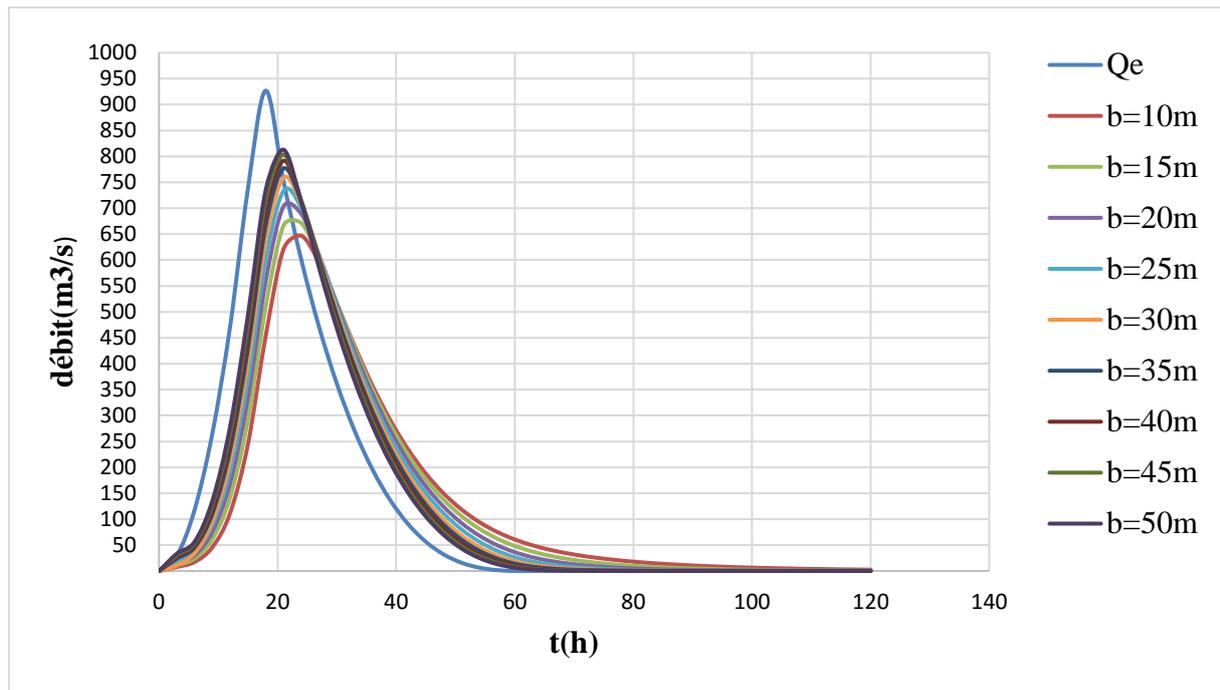


Figure III.21 Hydro-grammes de sorties

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

Tableau III.34 Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum

b(m)	H(m)	NPHE(m)	Q(m ³ /s)	V _{forcé} (hm ³)
10	9.61	79.11	646.84	24.83
15	7.52	77.02	671.24	19.31
20	6.40	75.90	703.54	16.37
25	5.7	75.17	733.38	14.45
30	5.14	74.64	758.69	13.04
35	4.71	74.21	776.53	11.91
40	4.36	73.86	791.67	11.00
45	4.08	73.58	803.62	10.24
50	3.83	73.33	812.99	9.59

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 déversant correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

III.10.1 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 :

$$R = 0.75H + \frac{V^2}{2g}$$

$$H = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F}$$

V : Vitesse de propagation des vagues (m/s); $V = 1.5 + 2H$

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 km.

[F = 1,5km].

A.N :

$$H = 0.878$$

$$V = 1.5 + 2 * H = 1.5 + 2 * 0.878 = 3.26 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0.92 \text{ m}$$

b) Formule de Mallet et Pacquant :

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \quad (R \leq 2)$$

$$H = 0.5 + 0.33 \sqrt{F} \quad \text{avec } F = 1.5$$

AN :

$$R = 1.45 \text{ m}$$

c) Formule simplifiée :

$$R = 1 + 0.3 * \sqrt{F}$$

AN :

$$R = 1.37 \text{ m}$$

Conclusion : On prend $R = 1.5 \text{ m}$

III.10.2 Tassement

Le tassement est calculé grâce aux formules suivantes :

- $T = 0.015 H_b$
- $T = 0.001 H_b^{3/2}$

D'où :

T = Tassement de la crête du barrage.

H_b = Hauteur du barrage.

Les tassements sont estimés à 0.3m.

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 T.KNAPPEN : $b = 1,65 H_b^{0.5}$
- Formule E.F.PREECE : $b = 1,1 H_b^{0.5} + 1$
- Formule SIMPLIFIEE : $b = 3,6 \cdot H_b^{1/3} - 3$
- Formule pratique : $b = 5/3 \sqrt{H_b}$

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

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t$$

Tableau III.35 : Variation de la hauteur du barrage

b(m)	H(m)	NPHE(m)	Q(m3/s)	hm3	T	R	cote crete	Hb
10	9.61	79.11	646.84	24.83	0.3	1.5	80.76	42.76
15	7.52	77.02	671.24	19.31	0.3	1.5	78.66	40.66
20	6.40	75.90	703.54	16.37	0.3	1.5	77.55	39.55
25	5.7	75.10	733.38	14.45	0.3	1.5	77	39
30	5.14	74.64	758.69	13.04	0.3	1.5	76.28	38.28
35	4.71	74.21	776.53	11.91	0.3	1.5	75.86	37.86
40	4.36	73.86	791.67	11.00	0.3	1.5	75.51	37.51
45	4.08	73.58	803.62	10.24	0.3	1.5	75.22	37.22
50	3.83	73.33	812.99	9.59	0.3	1.5	74.97	36.97

Tableau III.36 Résultats des largeurs en crête obtenues par les formules précédentes

Formules de calcul	Largeur en crête (m)								
	b=10m	b=15m	b=20m	b=25m	b=30m	b=35m	b=40m	b=45m	b=50m
T.KNAPPEN	10.79	10.52	10.38	10.28	10.21	10.15	10.11	10.07	10.03
E.F.PREECE	8.19	8.01	7.92	7.85	7.81	7.77	7.74	7.71	7.69

SIMPLIFIEE	9.59	9.38	9.27	9.19	9.13	9.09	9.05	9.02	8.99
PRATIQUE	10.90	10.63	10.48	10.38	10.31	10.25	10.21	10.17	10.13

On opte pour une largeur en crête de 9m.

III.11 Calcul des coûts

III.11.1 Coût de la digue

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on calcule les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversant, en utilisant les formules suivantes :

$$V_b = \sum V_i$$

$$\text{Avec } V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} H_i$$

Avec

B_i : largeur de base, donnée par : $B_i = (m_1 + m_2) H_i + b$

m_1, m_2 : fruits de talus amont et aval du barrage. ($m_1 = 3, m_2 = 2.5$).

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

$$H_i = NNR - C_f + h_{dév} + R + t$$

Tableau III.43 : Coût de la digue

b(m)	Hb(m)	Vb(m ³)	Coût (millions de DA)
10	42.76	840901.28	756.81
15	40.66	763367.28	687.03
20	39.55	723613.44	651.25
25	39	698143.85	628.33
30	38.28	679792.56	611.81
35	37.86	665220.81	598.70
40	37.51	653619.53	588.26
45	37.22	643985.74	579.59
50	36.97	635812.01	572.23

III.11.2 Coût de l'évacuateur de crues

III.11.2.1 Coût du déversoir

On opte pour le déversoir type **Greager**, ce dernier s'adapte mieux à l'écoulement de la lame d'eau qui épouse toujours ce type de profil, pour diminuer le danger des phénomènes hydraulique qui peuvent engendrer des dégâts important et provoquant la stabilité de l'ouvrage.

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

$$\text{On a } \frac{Y}{H} = 0.47 \left(\frac{X}{H} \right)^{1.8}$$

H : Charge sur le seuil ;

Y : Ordonnée du profil (m) ;

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera :

$$V_d = S * B$$

S : Section transversale (m²).

B : Largeur De déversoir (m).

En fixant le mètre cube de béton à 45000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau III.38 Coût de déversoir

b(m)	Hd(m)	S(m ²)	Vb(m ³)	coût (da)
10	9.61	2.648	26.48	1191600
15	7.52	2.482	37.23	1675350
20	6.4	2.454	49.08	2208600
25	5.7	2.07	51.75	2328750
30	5.14	1.9	57	2565000
35	4.71	1.87	65.45	2945250
40	4.36	1.77	70.8	3186000
45	4.08	1.6	72	3240000
50	3.83	1.53	76.5	3442500

III.11.2.2 Calcul du coût du coursier

On opte pour un coursier de section rectangulaire avec une longueur approximative de 280 m (carte topographique).

Le volume du béton de coursier est calculé par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} * L_{\text{coursier}}$$

L'épaisseur du radier est comprise entre [0.5 - 1]m

La largeur de coursier est donnée par :

$$b_{\text{coursier}} = (Q_{e,\text{max}})^{0.4}$$

Tableau III.39 : Coût du coursier

b(m)	H _d (m)	Q _e (m ³ /s)	b _{coursier}	S _{béton}	V _b	Coût 10 ⁶ (da)
10	9.61	646.59	13.31	10.65	1118.23	50.32
15	7.52	671.37	13.51	10.81	1135.18	51.08
20	6.4	702.82	13.76	11.01	1156.16	52.03
25	5.7	732.59	13.99	11.20	1175.50	52.90
30	5.14	758.77	14.19	11.35	1192.13	53.65
35	4.71	776.51	14.32	11.46	1203.20	54.14
40	4.36	790.38	14.43	11.54	1211.75	54.53
45	4.08	804.91	14.53	11.62	1220.61	54.93
50	3.83	813.42	14.59	11.67	1225.76	55.16

III.11.2.3 Coût de canal d'approche

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes d'énergie et guider calmement la crue vers le seuil déversant, supposant sa forme est rectangulaire avec une charge d'eau H, une revanche de 1.37m et hauteur de pelle de 2.3m.

La hauteur totale du mur est déterminée par :

$$H_{ca} = H_d + R + P$$

P : hauteur de pelle

R : la revanche.

Le volume du canal d'approche est déterminé par :

$$V = S.e = L * H_{ca} * e$$

Avec : L : déterminée dans carte topographique de site. L=50m. e : prise 0.5m.

Tableau III.40 : Coût du canal d'approche

b(m)	H _d (m)	H _{cr} (m)	s(m ²)	V _b (m ³)	Coût 10 ⁶ (DA)
10	9.61	13.28	664	332	14.94
15	7.52	11.19	559.5	279.75	12.59
20	6.4	10.07	503.5	251.75	11.33
25	5.7	9.34	467	233.5	10.51
30	5.14	8.81	440.5	220.25	9.91
35	4.71	8.38	419	209.5	9.43
40	4.36	8.03	401.5	200.75	9.03
45	4.08	7.75	387.5	193.75	8.72
50	3.83	7.5	375	187.5	8.44

III.11.3 Coût total du barrage

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

Tableau III.41 : Coût total du barrage

Hd(m)	b(m)	Déversoir(MDA)	coursier(MDA)	canal d'approche(MDA)	évacuateur(MDA)	digue(MDA)	Total(MDA)
9.61	10	1.19	50.32	14.94	66.45	756.81	823.26
7.52	15	1.68	51.08	12.59	65.35	687.03	752.38
6.4	20	2.21	52.03	11.33	65.56	651.25	716.81
5.7	25	2.33	52.90	10.51	65.73	628.33	694.06
5.14	30	2.57	53.65	9.91	66.12	611.81	677.93
4.71	35	2.95	54.14	9.43	66.52	598.7	665.22
4.36	40	3.19	54.53	9.03	66.75	588.26	655.01
4.08	45	3.24	54.93	8.72	66.89	579.59	646.48
3.83	50	3.44	55.16	8.44	67.04	572.23	639.27

D'après l'étude d'optimisation on a trouvé les résultats suivants :

Tableau III.42 : Résultats de l'étude d'optimisation

Largeur du déversoir	Lame déversant	Débit déversant	Hauteur du barrage	Côte en crête
25m	5.7m	733.38m ³ /s	39m	77NGA

Introduction :

En tenant compte des conditions morphologiques et géologiques, il est possible de réaliser différents types de barrages. Les premières reconnaissances géologiques ont permis d'identifier sur place différents matériaux pouvant être utilisés pour la construction du barrage, mais à ce stade de l'étude, il est impossible de faire un choix définitif. Sur la base des informations disponibles, le type de barrage sera choisi après calcul des coûts, pour prendre comme solution la variante La plus technico-économique.

IV.1 Choix du type du barrage :

Le choix du type de digue à implanter dépend essentiellement des études topographiques, géologiques, géotechniques et l'aspect technico-économique.

- L'étude topographique permet la localisation des axes probables sur le site
- L'étude géologique donne un aperçu sur les formations géologiques des couches qui seront à la suite une future assise du barrage.
- L'étude géotechnique donne l'estimation de la quantité des matériaux disponibles tout autour du site et leurs caractéristiques.

De ce fait ; on pourra avoir les variantes suivant :

- Barrage en terre homogène.
- Barrage à noyau d'argile.

A) Barrage homogène

Le barrage homogène est un barrage en remblai construit avec un matériau suffisamment étanche (argile, limon). C'est la technique la plus ancienne de barrages en remblais. La pente du talus sera différente selon la résistance du matériau choisi.

B) Barrage à noyau

Le barrage à noyau argileux sépare les fonctions d'étanchéité et de résistance. Un matériau le plus étanche possible (argileux) compose le noyau et est entouré par des matériaux plus résistants mais moins étanches (enrochements ou alluvions). En plus de pouvoir construire une pente plus raide et donc d'économiser du matériau, un meilleur contrôle des écoulements qui percent le barrage.

IV.2. Définition du profil général de la retenue**IV.2.1. Hauteur de la retenue :**

- **Calcul de la revanche**

La revanche a été calculée dans l'étude d'optimisation $R = 1.5m$

- **Calcul du tassement**

On calcule le tassement d'après les formules suivantes :

$$T = 0.015 H_b$$

$$T = 0.001 H_b^{3/2} \text{ Avec:}$$

T : Tassement de la crête du barrage

H_b : Hauteur du barrage

$$T = 0.001 H_b^{3/2} = 0.275 \text{ m}$$

Les tassements sont estimés de 0.3 m.

Nous prenons la hauteur de barrage : $H_b = 39 \text{ m}$

IV.2. 2. Largeur en crête

D'après l'étude d'optimisation, nous avons trouvé

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

IV.2. 3. La longueur en crête

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

$$L_{cr} = 156 \text{ m}$$

IV.2.4 Pente des talus

Dans le but d'effectuer une conception préliminaire de la digue, on peut utiliser les valeurs d'orientation qui sont données dans le tableau suivant; elles doivent être vérifiées avec un calcul de stabilité postérieur.

Tableau IV.1: Valeurs indicatives des pentes des talus

Hauteur du barrage(m)	Types de barrages	Fruits de talus amont	Fruits de talus aval
H<5	-Homogène	2.5	2
	-Zoné	2	2
5<H<10	-Homogène à granulométrie étendue	2	2
	-Homogène à fort % d'argile	2.5	2.5
	-Zoné	2	2.5
10<H<20	-Homogène à granulométrie étendue	2.5	2.5
	-Homogène à fort % d'argile	3	2.5
	-Zoné	3	3
H≥20	-Homogène à granulométrie étendue	3	2.5
	-Zoné	3	3

IV.3. Remblai en terre homogène

IV.3.1. Pentes des talus

Fruits des talus d'après le tableau IV.01

- Parement amont $m_1 = 3$.
- Parement aval $m_2 = 2.5$.

IV.3.2 Protection des talus

A. Talus amont

- **Tennessee Valley Authority (T.V.A)**

Préconise une formule empirique pour déterminer l'épaisseur minimum de la couche d'encrochement pour la protection du talus amont.

$$e = C.v^2$$

Avec :

V : Vitesse des vagues déterminées par formule de Gaillard.

C : Coefficient qui dépend du fruit du talus et du poids spécifique γ_p de l'encrochement utilisé.

Il est donné par le tableau ci-dessous.

Tableau IV.02 : Valeurs du coefficient C

Fruit du talus	Valeur de C pour différents γ_p		
	$\gamma_p = 2.50$	$\gamma_p = 2.65$	$\gamma_p = 2.80$
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

A partir du tableau on aura :

$$e = 3.12^2 \times 0.025 = 0.24 \text{ m}$$

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

$$W = 0.52 \cdot \gamma_p \cdot e^3$$

$$W = 0.019 \text{ tonne}$$

➤ **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'encrochement et les dimensions minimales des blocs de roche en fonction de la hauteur de la vague

Tableau IV.03 : Epaisseur de l'encrochement en fonction de la hauteur des vagues

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche (m)	D 50 minimal (m)
0 – 0.30	0.30	0.20
0.30 - 0.60	0.40	0.25
0.60 - 1.20	0.45	0.30
1.20 - 1.80	0.55	0.40
1.80 - 2.40	0.70	0.45
2.40 - 3.00	0.80	0.55

La hauteur des vagues $H_v = 0.51 \text{ m}$

$$\text{Donc : } e_{\min} = 0.40 \text{ m}$$

$$D_{50\min} = 0.25 \text{ m}$$

Après comparaison des résultats obtenus par les 2 méthodes, et pour des raisons de sécurité nous optons pour une épaisseur $e_{\min} = 0.40 \text{ m}$ et un diamètre de 50% des blocs $D_{50\min} = 0.25 \text{ m}$.

B. Talus aval

Il sera protégé contre l'érosion par un enrochement à réaliser au fur à mesure que les travaux de terrassement d'épaisseur (0,3 m).

IV.3.3 Calcul des drains :**A) Dimensionnement du Drain Tapis :**

$$L_d = \frac{L_b}{3}$$

Avec $L_b = 220\text{m}$

$$L_d = 73.33\text{m}$$

B- Dimensionnement du drain vertical

Le drain vertical, placé au centre du barrage, constitue une solution pour la variante I (digue homogène avec drain vertical).

La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de 1m. L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par le tapis drainant, Le niveau du drain vertical est au niveau NPHE.

C- Dimensionnement du prisme aval

- Hauteur
 $H_p = (0.15 \div 0.2) H_b$

Avec :

H_b : hauteur du barrage, $H_b = 39\text{m}$

$$H_p = 0.18 * 39 = 7.02\text{m}$$

- **Largeur en crête**
 $b_p = (1/3 \div 1/4) H_p$
 $b_p = 1/3 * 7.02 = 2.34\text{m}$
On prendra $b_p = 2.5 \text{ m}$

- **Fruits de talus**
 $m_1 = (1 \div 2.5)$
 $m_2 = (1.5 \div 2.5)$

Nous prenons : $m_1 = 2.5$ et $m_2 = 2.5$.

- **Largeur en base du prisme**
Elle est exprimée par :
 $B_p = b_p + (m_1 + m_2) H_p$
 $B_p = 37.6\text{m}$

IV.4 Remblai zoné a noyau d'argile

IV.4.1 Pentes des talus

Fruits des talus d'après le tableau IV.01 :

Parement amont $m_1 = 3$.

Parement aval $m_2 = 3$.

IV.4.2 Protection des talus

A. Talus amont

➤ Tennessee Valley Authority (T.V.A)

Préconise une formule empirique pour déterminer l'épaisseur minimum de la couche d'encrochement pour la protection du talus amont.

$$e = C.v^2$$

Avec :

V : Vitesse des vagues déterminées par formule de Gaillard.

C : Coefficient qui dépend du fruit du talus et du poids spécifique γ_p de l'encrochement utilisé.

Il est donné par le tableau IV.2

A partir du tableau IV.2 on aura :

$$e = 3.12^2 \times 0.025 = 0.24 \text{ m}$$

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

$$W = 0.52 \cdot \gamma_p \cdot e^3$$

$$W = 0.019 \text{ tonne}$$

➤ 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'encrochement et les dimensions minimales des blocs de roche en fonction de la hauteur de la vague.

On déduit que la hauteur des vagues est $H_v = 0.51 \text{ m}$, par conséquent à partir du tableau IV.3 on a :

$$e_{\min} = 0.40 \text{ m}$$

$$D_{50\min} = 0.25 \text{ m}$$

Après comparaison des résultats obtenus par les 2 méthodes, et pour des raisons de sécurité nous optons pour une épaisseur $e_{\min} = 0.40 \text{ m}$ et un diamètre de 50% des blocs $D_{50\min} = 0.25 \text{ m}$.

IV.4.3 Etanchéité de la retenue

IV.4.3.1 Noyau

L'étanchéité du barrage de la variante II est assurée par un noyau imperméable qui empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue limitant ainsi sensiblement le débit de fuite.

Il est réalisé en matériaux imperméable disponible au niveau de la zone d'emprunt. Dans notre projet nous utiliserons les argiles.

Les matériaux destinés à la confection du noyau doivent répondre aux exigences suivantes :

- Avoir une résistance au cisaillement appréciable.
- Avoir une grande imperméabilité.
- Être insolubles dans l'eau et ne pas contenir de particules de gypse.

A) Largeur en crête :

$$L_{cr} = \frac{1}{8} H_b$$

H_b : hauteur totale du barrage

$$L_{cr} = 4.875\text{m}$$

On prend L_{cr} = 5m

B) Hauteur du noyau :

$$H_n = H_b - 1$$

$$H_n = 38\text{m}$$

C) Largeur à la base du noyau

Elle est déterminée suivant la condition :

$$\frac{\Delta v}{B_{moy}} \leq j_a \text{ dm} \longrightarrow B_{moy} \geq \frac{\Delta H}{j_{adm}}$$

Avec :

- ΔH : Différence de charge entre l'amont et l'aval ; ΔH=H1-H2
- H2 : Hauteur d'eau à l'aval, H2= 0
- H1 : Hauteur d'eau à l'amont, H1=31.5m.
- B_{noy} : Largeur à la base du noyau (m)
- J_{adm} : Gradient hydraulique du noyau admissible. Il est donné en fonction de la nature du sol de fondation.

Les tableaux VI.4 et VI.5 nous permettent de déterminer le gradient hydraulique J_{adm}

Tableau IV.04 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

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

D’après le tableau IV.04, la retenue de notre projet est de classe III.

Tableau IV.05 : Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

D’après le tableau ci-dessus le $J_{adm} = 1.8$

$$B_{moy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}} = \frac{31.5-0}{1.8} = 17.5m$$

Nous pouvons calculer la Largeur à la base du noyau par une deuxième méthode
La base du noyau aura l’épaisseur donnée par :

$$B_{min} = 6 + C \cdot H_n$$

$$B_{max} = (0.8 \div 1.2) H_b$$

Avec $0.15 \leq C \leq 0.3$ on prend $C=0.25$

$$B_{min} = 15.5m$$

$$B_{max} = 46.8m$$

$$B_{moy} = 31.15m$$

On prend $B_{noy} = 50m$

A) Pente des talus

$$m_1 = m_2 = \frac{B_{\text{noy}} - b_{\text{crete}}}{2H_n}$$

$$m_1 = m_2 = \frac{50 - 5}{2 \cdot 38} = 0.6$$

Tableau IV.06 : Caractéristiques du noyau

Caractéristiques du noyau	
Largeur en crête (m)	5m
Hauteur du noyau (m)	38
Largeur à la base du noyau (m)	50
Pente des talus	0.6

IV.4.3.2 Dimensionnement du Drain**A) Le tapis drainant**

$$L_d = \frac{L_b}{3}$$

$$L_d = 73.3\text{m}$$

B) Le prisme de drainage :

- **Hauteur :**

$$H_p = (0,15 \div 0,2) H_b$$

$$H_p = 7.02\text{m}$$

On prend $H_p = 7.5\text{m}$

- **Le fruit de talus**

$$m_1 = (1 \div 2) ; m_2 = (1,5 \div 2,5)$$

Donc, on prend : $m_1 = 2.5 ; m_2 = 2.5$

- **La largeur au sommet :**

La largeur (b_p) est calculée comme suit :

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p$$

$$b_p = 2.3\text{m}$$

On prend $b_p = 2.5\text{m}$

IV.4.3.3 dimensionnement des filtres :

Un filtre est destiné à bloquer la migration des particules fines éventuellement entraînées par la circulation de l’eau dans un massif.

Les filtres sont constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et éléments fins des terres drainées.

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établies par BERTRAM (Université de Harvard), basé sur les conditions de TERZAGHI, perfectionnés en suite par les travaux du corps d’ingénieurs de l’année et le bureau de réclamation des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984).

➤ **Critères de conception**

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

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

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

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

La perméabilité du matériau de filtre peut raisonnablement être estimée par l’expression:
 $K=0.35(D_{15})^2$

Où : D_{15} en mm
 K : obtenue en cm/s.

Tableau IV.07 : Coût de différentes variantes de la digue

variantes	matériaux	quantité	prix unitaire	coût (da)	total
barrage homogène	recharges	689520	900	620568000	629805240
	rip-rap	7697.7	1200	9237240	
barrage zoné à noyau	recharges	526500	900	473850000	646107240
	noyau	163020	1000	163020000	
	rip-rap	7697.7	1200	9237240	

IV.7 Comparaison des résultats et discussions

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.07 nous optons pour une digue en terre zonée à noyau d'argile, car, même si la première variante est la plus économique, néanmoins la zone d'emprunt ne garantit le volume de remblai nécessaire pour la réalisation de la digue. En effet le volume dans la zone d'emprunt doit être égal à $[1.5 \div 2]$ le volume du remblai.

Introduction

Les barrages en terre peuvent être constitués de matériaux de construction de caractéristiques très diverses, aux différences des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

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

Le choix de type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de la vallée, les problèmes de transport et de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que les conditions économiques.

V.1 les dimensions de la variante choisie

- La hauteur du barrage : 39 m
- Largeur en crête : 9 m
- La pente des talus :
Le parement amont : 3
Le parement aval : 3
- **Le noyau** : Pentes du noyau amont et aval : 0.6 ; Une largeur à la crête de 9 m et en fondation de 100 m.
- **Les bermes** : une berme chaque les 13 mètres de 3 mètres de largeur pour les deux talus amont et aval.

V.2 Protection des talus

Pour la protection du talus amont, nous avons opté pour la solution de revêtement en enrochements dont nous devons déterminer l'épaisseur ainsi que le diamètre moyen de la pierre.

L'épaisseur d'enrochement et le diamètre de 50 % des blocs ont été déterminés par la méthode d'US Army corps. Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Caractéristiques du revêtement en Rip-Rap

Caractéristiques du Rip-Rap	
Epaisseur (m)	0.4m
D50 (m)	0.25m

V.3 calcul des drains

L'objectif fondamental de ses constructions est de contrôler l'évacuation du flux de filtration et de 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.

Les eaux filtrées seront évacuées à l'aide d'une galerie de drainage qui est sur le long du barrage son rôle est de cumuler les eaux drainées et ensuite les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

V.4.1 Calcul des filtres

➤ Détermination du fuseau granulométrique du filtre

Généralement le choix du filtre doit répondre aux critères de TERZAGUI :

$$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{15}^{sol}} > 4$$

Associer à la condition citée en équation ci-dessus, l'US Bureau of réclamation préconise les relations suivantes :

$$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{85}^{sol}} ; \quad \frac{D_{60}^{filtre}}{d_{10}^{filtre}} ; \quad \frac{D_{50}^{filtre}}{d_{50}^{sol}}$$

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

- $D_{15 \text{ filtre}} \leq 4 \times d_{85 \text{ sol}} \quad D_{15 \text{ filtre}} < 4 \times 0.01 \quad \longrightarrow \quad D_{15 \text{ filtre}} < 0.04 \text{ mm}$
- $D_{15 \text{ filtre}} > 4 \times d_{15 \text{ sol}} \quad D_{15 \text{ filtre}} > 4 \times 0.0003 \quad \longrightarrow \quad D_{15 \text{ filtre}} > 0.0012 \text{ mm}$
- $D_{50 \text{ filtre}} < 25 \times d_{50 \text{ sol}} \quad D_{50 \text{ filtre}} < 25 \times 0.0012 \quad \longrightarrow \quad D_{50 \text{ filtre}} < 0.03 \text{ mm}$
- $D_{60 \text{ filtre}} < 20 \times d_{10 \text{ filtre}} \quad D_{60 \text{ filtre}} < 20 \times 0.005 \quad \longrightarrow \quad D_{60 \text{ filtre}} < 0.1 \text{ mm}$

Avec :

- D_{xx} : diamètre caractéristiques des filtres.
- d_{xx} : diamètre caractéristique du noyau.

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont:

- Couches horizontales de sables : 0.15 m
- Couches horizontales de graviers : 0.30 m
- Couches verticales ou inclinées : 1.00 m

Notre filtre est constitué du gros sable et sable fin, donc il faut utiliser une épaisseur minimale de 0.15 m pour la couche du filtre horizontale et 1 m pour la couche du filtre inclinée.

A) Vérification de la condition d'absence de phénomène de renard

La condition de l'absence du renard au massif du sol.

$$\frac{D_5'}{D_{17}'} \geq 0.32 \sqrt{\mu_F} (1 + 0.05\mu_F) \frac{n}{1-n}$$

- μ_F : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre.

$$\mu_F = D_{60}/D_{10} = 0.09/0.031 = 2.90$$

- $n = n_0 - 0.1 \log(\mu_F)$

Tableau V.2 : Valeurs de D_5 , D_{17} , n_0 et n

$D_5(\text{mm})$	0.12
$D_{17}(\text{mm})$	0.25
n_0	0.45
n	0.404

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{2.90} (1 + 0.056 \times 67) \frac{0.404}{1 - 0.404} = 0.30$$

$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0.81 > 0.30$$

Il n'y a pas de risque de l'apparition du phénomène du renard dans le filtre.

B) Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre

$$K_F > (2 + \sqrt[6]{\mu_F}) \cdot K_N$$

Avec :

- K_F : Coefficient de perméabilité du filtre 10^{-5} m/s.
- K_N : Coefficient d'infiltrations du remblai de noyau 10^{-8} m/s.

$$K_F > (2 + \sqrt[6]{2.9}) * 10^{-8}$$

$$K_F = 10^{-5} > 3.2 * 10^{-8}$$

V.5 Dispositif d'étanchéité

V.5.1 Le noyau

Tableau V.3 : Caractéristiques du noyau

Caractéristiques du noyau	
Largeur en crête (m)	5
Hauteur du noyau (m)	38
Largeur à la base du noyau (m)	50
Pente des talus	0.6

V.6 Le voile d'injections :

Le voile d'injection serait composé de forages d'injections primaires espacés de 12 mètres, et de forages d'injections secondaires réalisés entre chaque primaire. Des injections de consolidation de l'ordre de 7 mètres seront réalisés sous la fondation étanche de l'ouvrage. Il va descendre en fond de la vallée jusqu'au 60mètres, pour se situer dans des zones où les absorptions ne dépassent pas quelques unités lugeons. En rive le voile remonte à 30mètres compte-tenu de la diminution de la charge hydraulique.

V.7 Drainage à l'aval

Le drainage de la digue est assuré par un tapis drainant d'une longueur de 167 m et une épaisseur de 1m.

Nous prévoyons aussi un prisme de drainage à l'aval du barrage qui a les caractéristiques suivantes :

Tableau V.4 : Caractéristiques du prisme de drainage

Hauteur (m)		7.5
Largeur en crête (m)		2.5
Largeur en base du prisme (m)		21m
Fruits de talus	m ₂	1.5
	m ₂	1.5

V.8 Bermes

Les bermes servent à augmenter la stabilité des talus, les protéger contre les affouillements et à faciliter les travaux au cours de construction, (Faciliter l'accès à tout endroit de bief).

Pour notre cas on va prévoir une berme chaque 13m, leurs largeurs varient de (2 ÷ 3) m, avec des pentes de l'ordre de (1‰) au talus aval pour favoriser l'évacuation des eaux pluviales.

Les bermes	Talus amont	Talus aval	Largeur(m)
1	51 NGA	51 NGA	3
2	64 NGA	64 NGA	3

V.9 Etude des infiltrations

V.9.1. Tracer de la ligne de saturation

KOZENY a montré que, dans un barrage en terre, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal. Le barrage en terre est muni d'un drain qui rabat la ligne phréatique. La parabole de KOZENY a pour foyer l'extrémité amont du drain auquel se raccorde la ligne de saturation. L'équation de cette parabole est donnée par :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0$$

Où

$$y = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

d: étant la largeur en base du barrage diminuée de 0.7 b

b: étant la projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale.

En point B : x = d et y = h

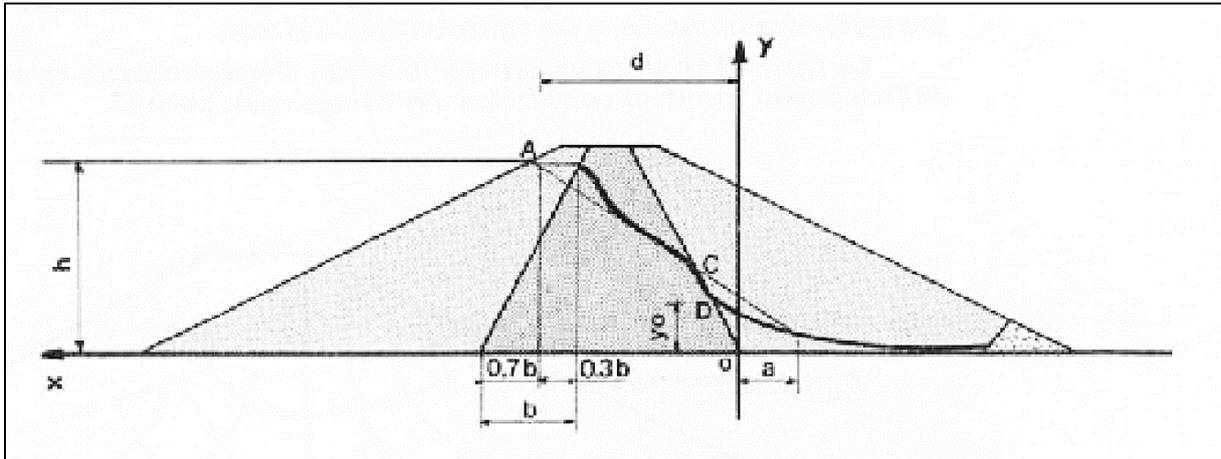


Figure V.01 : Schéma de calcul de la ligne de saturation

On a : $d = 39.38$ m et $h = 31.5$ m. d'où : $y_0 = 11.05$ m

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$$y^2 = 122.1 + 22.1x$$

Tableau V.5 : Coordonnées de la parabole de Kozeny

X(m)	-5.5248	5	10	15	20	25	30	35	39.38
Y(m)	0.04	15.25	18.52	21.30	23.75	25.97	28.02	29.93	31.50

Le point C_0 de la parabole avec la face aval du noyau traduit en coordonnées polaire

L'origine étant au foyer O par la relation :

$$\rho = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha}$$

Où:

ρ : rayon polaire.

α : angle polaire avec l'axe de la parabole.

D'où

$$\rho = \frac{11.05}{1 - \cos(59.04)} = 22.75$$

Soit $a = OC$, avec C point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval.

$$\Delta a = C_0C$$

$$\begin{cases} \rho = a + \Delta a \\ \theta = \alpha \end{cases}$$

Nous aurons alors :

$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha}$$

$$\rho = a + \Delta a = 22.75$$

$$\Delta a = 0,32(a + \Delta a)m$$

$$\Delta a = 7.28m$$

$$a = 15.47m$$

V.9.2 Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite)

Le débit de fuite à travers le noyau est déterminé par la formule suivante :

$$q = K \cdot I \cdot A$$

Où:

q : Débit d'infiltration en (m³/s/ml)

K : Coefficient de perméabilité en (m/s) (10⁻⁸ cm/s)

I : gradient hydraulique

A : Section d'infiltration par unité de longueur

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I = \frac{dy}{dx}$

La section d'infiltration est : $A = y \cdot I$

Donc : $q = K \cdot y \cdot \frac{dy}{dx}$ avec $y_0 = y \cdot \frac{dy}{dx}$

D'où $q = k \cdot y_0$ m³/s/ml

A.N :

$$q = 10^{-10} \cdot 11.05 = 1.105 \cdot 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q = q \cdot L$$

$$Q = 1.105 \cdot 10^{-9} \cdot 156$$

$$Q = 1.72 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_d = 1.72 \cdot 10^{-7} \cdot 3600 \cdot 24 \cdot 365 = 5.42 \text{ m}^3/\text{an} = 14.65 \text{ l/j}$$

V.10 Etude de stabilité

La stabilité d'un remblai est déterminée par sa capacité à résister, le long des surfaces de glissement potentielles, aux efforts de cisaillement dérivant de l'application des surcharges poussées de l'eau (et éventuellement les forces sismiques) et des charges permanentes dépendant du poids du remblai et des pentes des talus. Le calcul de stabilité du remblai peut être effectué selon différentes méthodes. L'une des méthodes la plus simple et la plus utilisée pour des barrages constitués de matériaux non homogène, est la méthode de FELLENIUS dite « Suédoise ».

V.10.1 Méthode de Fellenius

Cette méthode se base sur l'hypothèse que la surface de glissement BC voir Figure V.02 est voisine de celle d'un arc de cercle supposé passant par le pied du talus C (arc de cercle de Fellenius). Elle consiste à décomposer le volume de sol limité par le contour ABC en tranches verticales de même épaisseur, et de chercher à établir une relation qui traduit son équilibre en supposant que les interactions entre les différentes tranches sont négligeables (MFEH.ZOGLAMI).

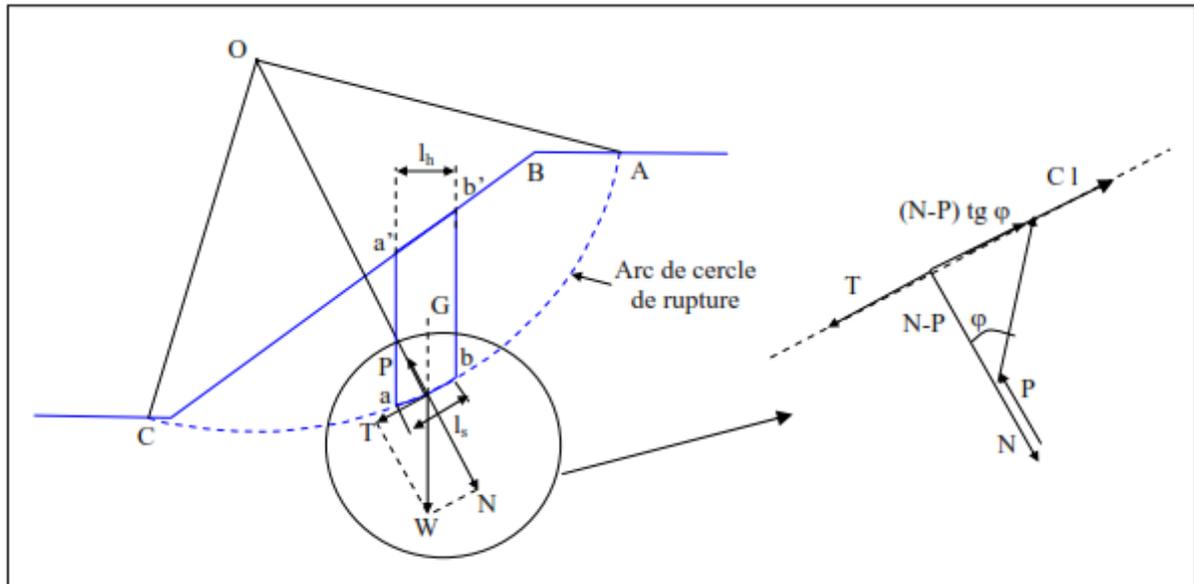


Figure V.02 : Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de Fellenius

Avec :

- W : Poids de la tranche
- N : Composante normale du poids W
- T : Composant tangentielle du poids W
- P : Réaction de la composante N
- φ : Angle de frottement interne
- C : Cohésion interne

V.10.2 Détermination de la zone des cercles critiques selon méthode de Fondeev .

- Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
- Détermination du talus moyen.
- Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
- Tracer les arcs des cercles de rayons R1 et R2 avec :
 - $R1 = K1Hb$.
 - $R2 = K2Hb$.

Avec :

- **Hb** : Hauteur totale du barrage, **Hb= 39m**.
- **K1-K2** : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau suivant :

Tableau V.6 : Valeurs des K1 et K2

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K1=R1/Hb$	0.75	0.75	1.0	1.5	2.2	3
$K2=R2/Hb$	1.5	1.75	2.3	3.75	4.8	5.5

Pour notre barrage on prendra :

Tableau V.7 : Valeurs des R1 et R2 :

Talus	Pente du talus	K1	K2	R1(m)	R2(m)
Amont	3	1	2.3	39	89.7
Aval	3	1	2.3	39	89.7

L'intersection de R₁ et R₂ avec les deux lignes précédentes nous donne la zone des cercles (centres des cercles).

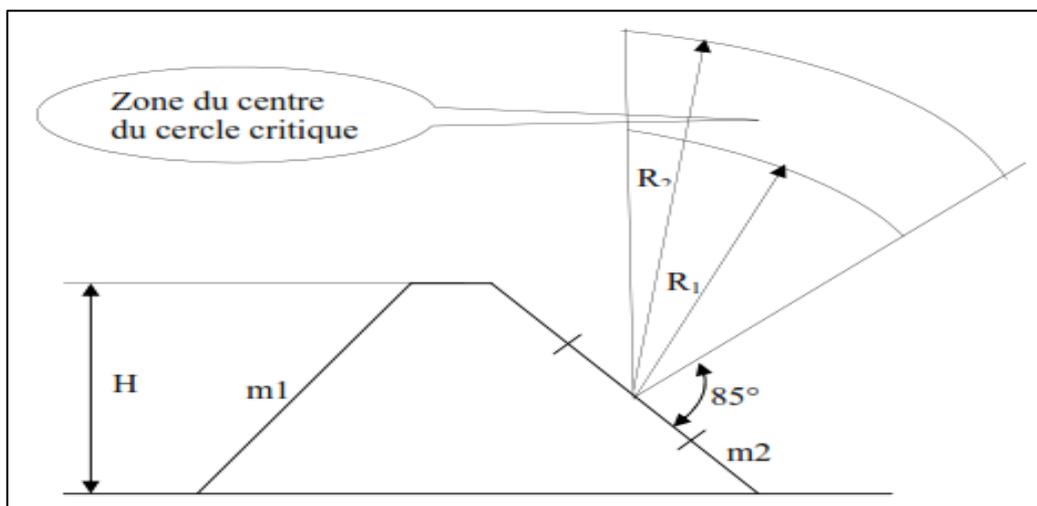


Figure V.3 : Zone du centre du cercle critique selon principe de Fondéev

- Tracer une courbe de rayon R qui doit être dans la limite du talus.
- Partager la zone limitée par la courbe (cercle de glissement) en parties verticales d'épaisseurs $b=0.1R$.
- Numérotter toutes les parties qui se trouvent à droite du centre "O", et des chiffres négatifs à gauche du centre "O".

V.10.3. Les forces agissant sur une tranche

A) Force de pesanteur (poids propre de la tranche)

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche, elle est donnée par la formule suivante :

$$G_i = b * \sum(\gamma_i * h_i)$$

Avec :

- **G_i** : poids propre de la tranche.
- **b** : largeur d'une tranche ($b=0.1R$).
- **h_i** : hauteurs des tranches.

- γ_i : densité du massif correspondant (en dessous, au-dessus de la ligne de saturation et des fondations).

Le poids volumique du sol d'humidité naturelle est déterminé selon l'expression suivante :

$$\gamma_h = (1-n) * \gamma_s * (1+W)$$

Avec :

- γ_s : poids volumique spécifique du sol.
- **W** : teneur en eau en fraction de l'unité.
- **n** : porosité du sol en fraction de l'unité.

Le poids volumique du sol saturé est égal :

$$\gamma_{sat} = (1-n) * (\gamma_s - \gamma_w)$$

Avec :

- γ_w : poids volumique de l'eau.

Dans le cas d'une vidange rapide, nous utilisons le poids d'une tranche à poids volumique déjaugé qui est donné par la formule ci-après :

$$\gamma' = \gamma_{sat} - 1$$

Tableau V.8 Les caractéristiques géotechniques des sols

Paramètres	Unité	Valeur
φ	Degré (°)	27°
C	bar	3
γ_{sat}	t/m ³	1.97
γ_d	t/m ³	1.6
γ_{fond}	t/m ³	2.65

Le poids « G_i » étant une force qui présente deux composantes :

$$N_n = G_i \cos \alpha = b \gamma_s \sum h_i \cos \alpha$$

$$T_n = G_i \sin \alpha = b \gamma_s \sum h_i \sin \alpha$$

Avec :

- N_n : composante normale stabilisatrice.
- T_n : composante tangentielle déstabilisatrice au cercle de glissement.

Avec :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro d'ordre de la section}}{\text{nombre total des tranches}} \quad \text{et} \quad \cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

B) Forces interstitielles

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$U_i = \gamma_w \cdot h \cdot dl$$

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

C) Forces de cohésion :

$$F_c = C \cdot dl$$

$$dl = \frac{2\pi \cdot R \cdot \theta}{360}$$

Avec :

- θ : angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.
- C : cohésion du sol considéré.

D) Forces frottement :

$$F_f = (N_n - U_i \cdot dl) \cdot \operatorname{tg} \varphi = (G_i \cos \alpha - U_i \cdot dl) \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

Avec :

- φ : angle de frottement interne qui dépend de la nature du sol et de la disposition de la surface de glissement par rapport à la ligne phréatique.

E) Forces sismiques

$$T_n' = a \cdot G_i$$

Avec :

- G_i : poids de la tranche.
- a : Coefficient de séisme.

V.10.4 Classement des forces :

Nous pouvons classer toutes ces forces comme suit :

A) Les forces stabilisatrices :

Les forces stabilisatrices sont les forces de frottement et les forces de cohésion ainsi que la composante normale du poids propre de la tranche et la force interstitielle. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum M_{\text{résistant}}^t = \sum_{i=1}^n R \cdot [C_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos(\alpha) - U_i \cdot l_i) \operatorname{tg} \varphi_i]$$

B) Les forces déstabilisatrices :

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle (T_n), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum M_{\text{moteur}}^t = \sum_{i=1}^n R \cdot W_i \cdot \sin \alpha = R \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha$$

C) Le coefficient de stabilité admissible :

Une fois le coefficient de sécurité déterminé, il s'agit de conclure si l'ouvrage serait stable ou non. Pour cela, il est nécessaire de comparer le coefficient critique à un coefficient dit admissible. Ce coefficient de sécurité est fixé d'après l'expérience et, il varie selon le cas de sollicitation normale ou exceptionnelle.

Tableau V.8 : Valeurs des coefficients de stabilité admissibles

Combinaison de charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,20 ÷ 1,30	1,15 ÷ 1,20	1,1 ÷ 1,15	1,05 ÷ 1,10
Spéciales (avec séisme)	1,05 ÷ 1,10		1,05	

Notre ouvrage est de classe III donc :

	K_{ss}
Sans séisme	1.1 ÷ 1.15
Avec séisme	1.05

Le coefficient de sécurité « K_s » sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

➤ **Retenue pleine (cas d'exploitation)**

Le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

Ce cas a la réputation d'être le plus défavorable pour le talus aval, du fait du caractère catastrophique d'une rupture en charge.

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm}$$

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i \cdot a \cdot dn_i)} = \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i \cdot a \cdot dn_i)} \geq K_{adm}$$

Avec :

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme.

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

dn_i : distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

➤ **Retenue vide (fin de construction)**

L'étape la plus critique se situe juste à la fin de la construction, alors que les pressions interstitielles sont à leur maximum, le drainage n'a pas encore eu lieu, le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm}$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm}$$

➤ **Vidange rapide :**

La vidange rapide est le cas le plus défavorable. Pour ce dernier, l'abaissement rapide du plan d'eau entraîne un écoulement en régime transitoire dans la digue. L'état critique se situant juste après vidange, les pressions hydrostatiques internes ne s'étant pas dissipées, dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

Pour ce type de fonctionnement nous effectuerons les calculs seulement pour le talus amont.

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm}$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm}$$

Le tableau suivant montre les valeurs des coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement et les calculs de stabilité sont donnés dans l'ANNEXE :

Tableau V.10 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Cas de sollicitation		Coefficients de sécurité	
		Kss	Kas
Fin de construction	Talus amont		
	R1=82.4	4.6	1.5
	R2=78.6	4.53	1.77
	R3=70.8	4.74	1.91
	Talus aval		
	R1=82.4	4.6	1.5
	R2=78.6	4.53	1.77
	R3=70.8	4.74	1.91
Fonctionnement normal	Talus aval		
	R1=82.4	4.56	1.56
	R2=78.6	4.53	1.77
	R3=70.8	4.74	1.91
Vidange rapide	Talus amont		
	R1=82.4	5.2	1.7
	R2=78.6	6.5	1.95
	R3=70.8	5.64	2.1

Conclusion

D'après les résultats obtenus pour différents types de fonctionnements, nous remarquons que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme. Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

Introduction

Les barrages réservoirs sont souvent équipés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue sont :

- L'évacuateur de crues.
- La vidange de fond.
- La de prise d'eau.

Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre retenue.

VI.1 L'évacuateur de crue

La submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue est toujours un phénomène particulièrement dangereux. Un barrage s'il retient l'écoulement, doit aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnelles, mais il faut que cette évacuation ait lieu sans que la lame d'eau ne le submerge.

VI.1.1 Choix du type de l'évacuateur de crues

Le débit maximum à évacuer est très important ($q_{\text{évac}} = 733.38\text{m}^3/\text{s}$) alors que la variante évacuatrice en puits et dalot sous digue est déconseillée à cause du :

- Risque de saturation
- Capacité de débit limité pour cette variante
- Réajustement impossible
- La rive doit être rocheuse et ce n'est pas le cas de notre barrage
- L'assurance de la liaison digue-conduite est difficile

On ne peut pas avoir un évacuateur de crues sur digue à cause de :

- L'ouvrage sur digue est instable nécessite un système de drainage, mais il reste toujours un risque de glissement des différents plots du coursier
- Un ouvrage coûteux par les précautions à prendre au niveau du coursier, bassin de dissipation et au pied du barrage
- Déformation et déplacement dues aux tassements
- L'évacuateur sur un remblai d'une hauteur de 53m est un ouvrage instable (risque de déplacement).

On peut installer un petit barrage déversoir en béton dont la partie aval est parfaitement profilée (Profil Creager) et muni à son pied d'un dispositif dissipateur du type bec déviateur ou bassin. Cette solution est coûteuse et de point de vue technique les liaisons entre les parties du barrage en terre et le déversoir en béton sont délicates à réaliser.

La variante de l'évacuateur latérale sur un des deux rives est la plus répondue aux différents critères de choix du type de l'évacuateur

- Un dispositif sûr et efficace
- Facile à calculer et à réaliser à coté de digue
- Moins coûteux qu'un barrage déversoir en béton
- Capable d'évacuer un débit supérieur au débit de dimensionnement (débit de la crue)

VI.2 Choix de la rive favorable

Il se trouve que la rive droite est mieux favorable que la rive gauche parce que la pente du versant est douce et la longueur de l'évacuateur de crue est plus courte ce qui diminue le volume du terrassement et les dimensions du coursier et l'ouvrage de dissipation (la largeur et la longueur). La rive gauche a un versant à forte pente, d'où un évacuateur latéral sur cette rive conduit à

- Un volume de déblai important
- Un coursier à forte pente favorise l'érosion et la vibration des murs bajoyers.

Conformément aux clarifications illustrées ci-dessus, le choix est arrêté pour l'étude d'un évacuateur de crue frontal sur la rive droite.

VI.3 Evacuateur latéral à entonnement frontal

VI.3.1 Dimensionnement et calcul hydraulique

L'évacuateur de crue de surface à entonnement frontal constitué en général des éléments suivants :

- Canal d'approche
- Déversoir
- Auge de réception
- Coursier
- Bassin de dissipation

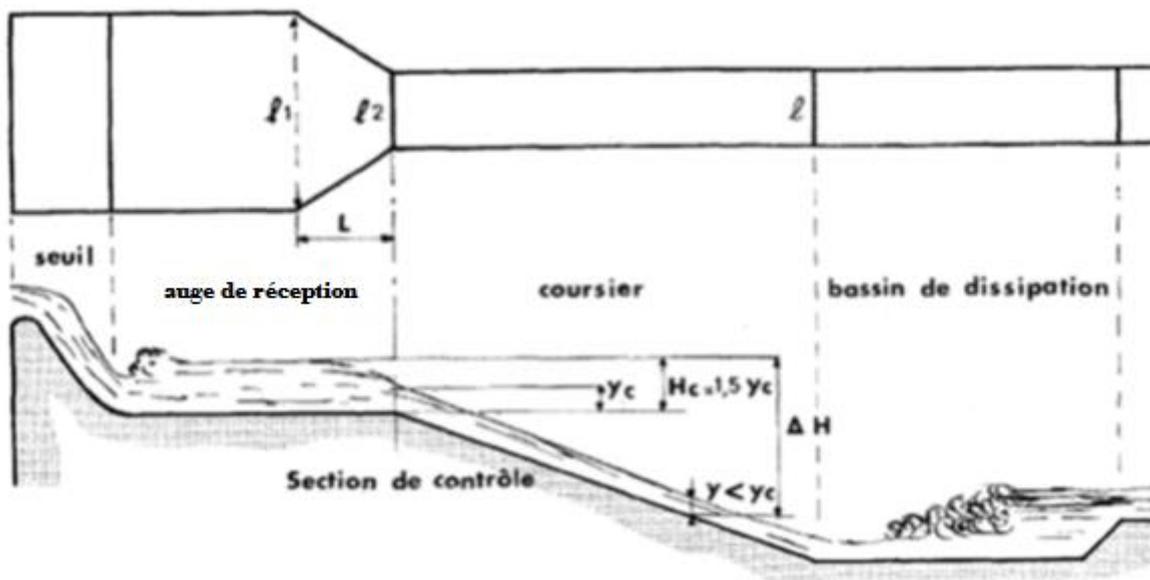


Figure IV.01 Schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal

VI.3.1.1 Canal d'approche

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible. La vitesse d'approche (V_a) doit être calculée pour vérifier l'influence de l'écoulement sur le canal d'approche.

$$V_a = \frac{Q_{év}}{S_c}$$

V_a : vitesse d'approche en (m/s)

$q_{\text{év}}$: Débit maximum à évacuer = 733.38 m³/s

S_c : Section du canal d'approche (une section rectangulaire) = $b \cdot h$

b : Largeur du déversoir en (m)

h : Charge hydraulique

$h = H + P$ (P est la hauteur de pelle et H est la charge).

On a $P = 2.3\text{m}$

$h = 5.7 + 2.3 = 8\text{m}$

$$V_a = \frac{733.38}{25 \cdot 8} = 3.7\text{m/s}$$

$V_a > V_{\text{adm}}$ avec $V_{\text{adm}} > [1.6 - 2]$ m/s. Pour éviter le risque d'affouillement et d'érosion, on conçoit une plateforme en béton avec une pente très faible et une plateforme d'approche juste à l'entrée du canal.

➤ Hauteur du mur du canal d'approche

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante

$$Re = 0.6 + 0.05V(H)^{1/3}$$

$$Re = 0.93\text{m}$$

D'où la hauteur de mur est

$$H_m = H + P + Re$$

$$H_m = 5.7 + 2.3 + 0.93 = 8.93\text{m}$$

On prendra $H_m = 9\text{m}$

VI.3.1.2 Déversoir

Les propriétés de l'écoulement dans un déversoir dépendent de la forme géométrique de ce dernier, pour cela on a opté pour un déversoir dont la forme du seuil est basée sur le profil type USBR avec parement amont incliné. Pour diminuer le volume de déblai, on a opté pour une forme du seuil de type circulaire avec une contraction en aval. La figure suivante montre la forme de seuil du déversoir.

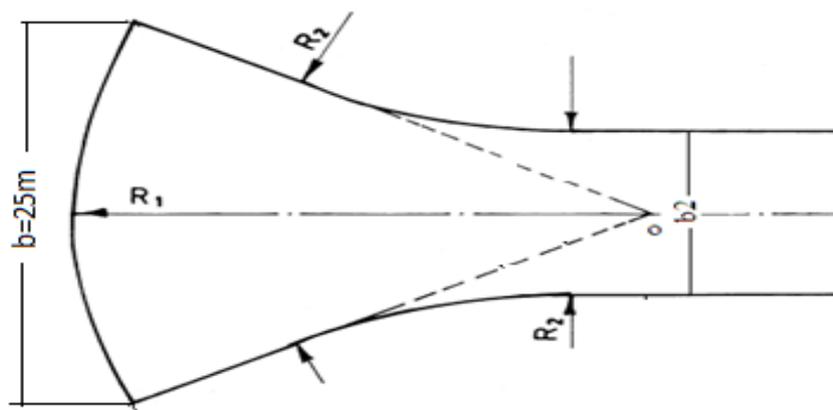


Figure VI.02 Forme du seuil de déversoir : Fan-shaped contraction (KHATSURIA. R. M, 2005)

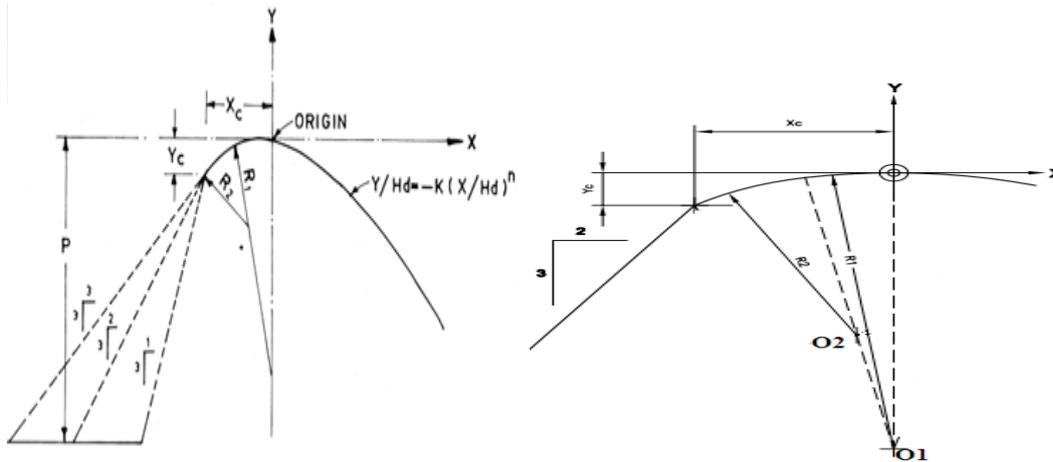


Figure VI.03 Paramètres du profil amont d'un déversoir USBR (KHATSURIA. R. M, 2005)

- **Quadrant amont :** Selon l'USBR (figure IV.03) les paramètres du quadrant amont incliné (2 :3) sont calculés comme suit :

$$X_c = -0.223 \cdot H = -0.127 \text{ m}$$

$$Y_c = -0.06 \cdot H = -0.34 \text{ m}$$

$$R_1 = 0.554 \cdot H = 3.16 \text{ m}$$

$$R_2 = 0.31 \cdot H = 1.77 \text{ m}$$

- **Quadrant aval :** La figure suivante montre les différents paramètres du profil USBR aval :

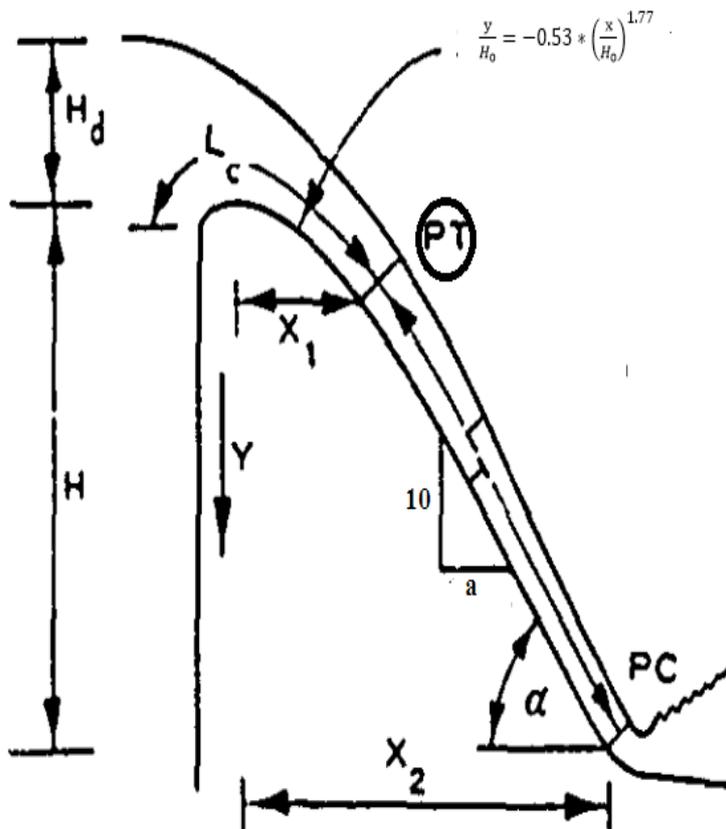


Figure VI.04 Paramètres du profil aval d'un déversoir USBR (KHATSURIA. R. M, 2005)

Les coordonnées du profil déversoir sont déterminées à l'aide de l'expression suivante :

$$Y/H = 0.47 * (x/H)^{1.8}$$

$$Y = H * 0.47 * (X/H)^{1.8}$$

Tableau VI.01 : Coordonnées du quadrant aval de déversoir

B=25m		B=25m	
H=5.7m		H=5.7m	
X	Y	X	Y
0	0.00	2.8	0.75
0.2	0.01	3	0.84
0.4	0.02	3.2	0.95
0.6	0.05	3.4	1.06
0.8	0.08	3.6	1.17
1	0.12	3.8	1.29
1.2	0.16	4	1.42
1.4	0.21	4.2	1.55
1.6	0.27	4.4	1.68
1.8	0.34	4.6	1.82
2	0.41	4.8	1.97
2.2	0.48	5	2.12
2.4	0.56	5.2	2.27
2.6	0.65	5.24	2.30

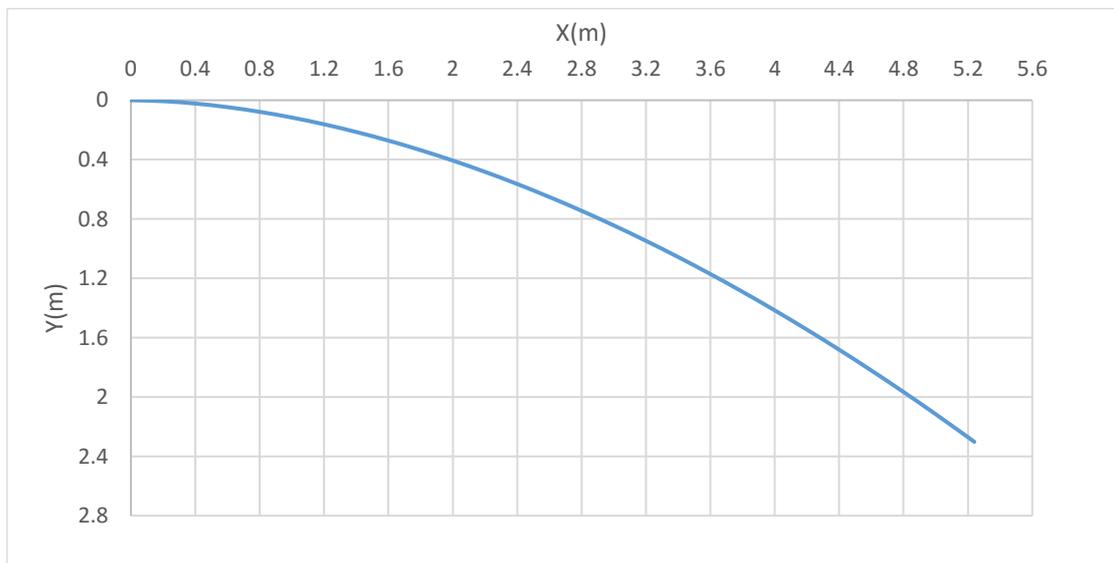


Figure VI.5 : profil Creager du déversoir

VI.3.1.3 l'auge de réception :

L'auge de réception est un ouvrage qui permet de dissiper de l'énergie après le déversement et de garantir une hauteur de déversement pour éviter des problèmes d'écoulements dans le coursier. Pour le calcul on opte pour l'utilisation de la méthode classique pour trouver les paramètres influents sur la construction. La détermination de la ligne d'eau dans l'auge de réception est basée sur les calculs hydrauliques suivant :

A) Le débit spécifique :

$$q = \frac{Q}{b}$$

q : débit spécifique

Q : débit déversant (Q=733.38 m³/s)

l : largeur (l=31.2m)

$$q = 23.33 \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

B) La vitesse d'écoulement :

On prend des vitesses $V_e \leq 6\text{m/s}$ pour éviter l'apparition de la cavitation.

Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.02 Résultats du dimensionnement de l'auge de réception

section	X(m)	Q(m ³ /s)	Ve(m/s)	Bi(m)	h(m)	R(m)	l(%)	lmoy(%)	Δh(m)
10	31.2	733.38	6	25	4.8892	3.51453776	0.113858359	0.119219355	0.00371964
9	28.08	659.88	6	24.5	4.48897959	3.28514649	0.124580352	0.131334113	0.00409762
8	24.96	586.56	6	24	4.07333333	3.0410618	0.138087874	0.146899868	0.00458328
7	21.84	513.24	6	23.5	3.64	2.77907732	0.155711862	0.167704802	0.00523239
6	18.72	439.92	6	23	3.18782609	2.49594459	0.179697742	0.151231211	0.00471841
5	15.6	366.6	5	22.5	3.25866667	2.52676561	0.12276468	0.116654902	0.00363963
4	12.48	293.28	4.5	22	2.96242424	2.33388315	0.110545123	0.129196183	0.00403092
3	9.36	219.96	4.5	21.5	2.27348837	1.87660935	0.147847244	0.125896088	0.00392796
2	6.24	146.64	3.5	21	1.99510204	1.67654265	0.103944932	0.121637803	0.0037951
1	3.12	73.32	3	20.5	1.19219512	1.06797689	0.139330674		

Avec

Xi : largeur de la lame déversée

Q : débit déversé en fonction de la largeur (Xi)

$$Q = q \cdot X_i \text{ (m}^3/\text{S)}$$

Bi : largeur de l'auge de réception (m)

h : hauteur déversée de l'auge :

$$h = \frac{Q}{B_i \cdot V_e}$$

R : rayon hydraulique (m)

$$R = \frac{S}{P} = \frac{B_i \cdot h}{B_i + 2h}$$

I : pente du fond (%)

$$I = \left(\frac{Ve * 0.013}{R^{2/3}} \right)^2$$

Imoy : pente moyenne

Δh : perte de charge (m)

$$\Delta h = \text{Imoy} * (X_i - X_{i+1})$$

VI.3.1.4 Coursier :

Les paramètres hydrauliques calculé à la fin de l'auge de réception sont considérés comme donnée pour le dimensionnement et le calcul de la ligne d'eau dans le coursier.

Dans cette partie on va déterminer la ligne d'eau afin de trouver la longueur du coursier, en effet il existe plusieurs méthodes de calcul (méthode d'intégration indirecte, méthodes USBR I, II, III). Pour notre travail on utilisera la méthode d'intégration indirecte.

• Méthode indirecte d'intégration numérique :

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant $dQ/dx = 0$, est:

$$dy/dx = (S_0 - S_f) / (1 - Fr^2)$$

Avec : S_0 : pente du fond.

S_f : pente de la ligne d'énergie.

En tenant compte de l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie S_f peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation de Manning. L'équation devient en différences finies :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - (N^2 * Q^2) / (A^2 * R^3)}{1 - (Q^2 * B) / (g * A^3)}$$

On donne des valeurs arbitraires à y_i et on calcul la distance Δx correspondante aux profondeurs

y_i , et on calcul la profondeur moyenne : $y_{\text{moy}} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2}$

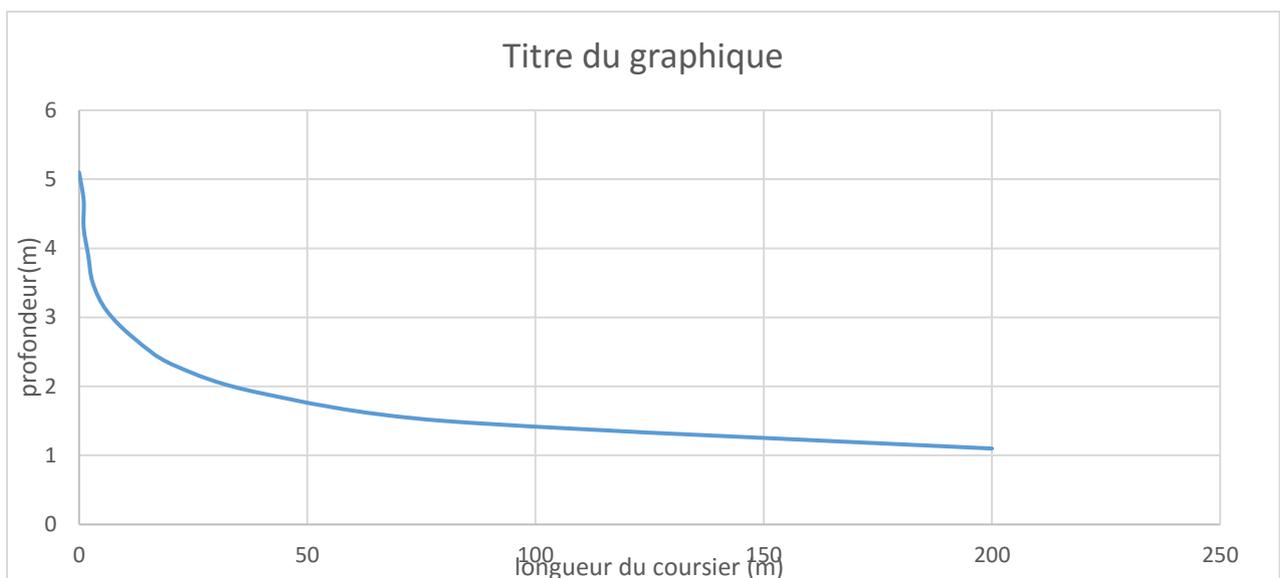
Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcul à chaque valeur de y_i , utilisant y_{moy} , et en l'ajoute à cumulés jusqu'à cette étape si la somme est supérieure à la longueur L, et on continue avec une valeur de $y_i < y_i$ jusqu'à trouver la somme égale à la longueur L de coursier.

Dans notre cas toujours $y_i < y_0$ (courbe de remous type **S2**).

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.04 Calcul de ligne d'eau dans le coursier.

Y(m)	$S_{moy}(m^2)$	$R_{moy}(m)$	Fr^2	$1-Fr^2$	$\frac{N^2 Q^2}{A^2 R^3}$	$S_0 - \frac{N^2 Q^2}{A^2 R^3}$	$\Delta X(m)$	L(m)
5.1								0
4.7	122.5	3.52	0.75	0.25	0.0011	0.20	-0.51	1
4.3	112.5	3.31	0.96	0.04	0.0015	0.20	-0.08	1
3.9	102.5	3.09	1.27	-0.27	0.0019	0.20	0.55	2
3.5	92.5	2.85	1.73	-0.73	0.0026	0.20	1.48	3
3.1	82.5	2.61	2.44	-1.44	0.0037	0.20	2.94	6
2.7	72.5	2.35	3.60	-2.60	0.0055	0.19	5.34	12
2.3	62.5	2.08	5.61	-4.61	0.0087	0.19	9.65	21
1.9	52.5	1.80	9.47	-8.47	0.0151	0.18	18.33	40
1.5	42.5	1.50	17.86	-16.86	0.0294	0.17	39.52	80
1.1	32.5	1.18	39.93	-38.93	0.0692	0.13	119.05	200

**Figure VI.06** Graphique de la ligne d'eau dans Le coursier.

- **Détermination de la hauteur des murs bajoyers**

Les hauteurs des murs bajoyers sont déterminées comme suit :

$$H_{baj} = H + R$$

Avec : R : Revanche (m).

$$R = 0.6 + 0.05 * V * H^{1/3}$$

Et d'après la ligne d'eau les hauteurs des murs varient dans chaque tronçon de coursier en fonction de la profondeur d'eau et la vitesse de l'écoulement.

Le calcul des hauteurs des murs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI. 04 : Résultats du calcul des murs bajoyers :

L(m)	H(m)	V(m/s)	R(m)	H _{baj} (m)
0	5.1	5.75	1.10	6.20
10	2.8	10.48	1.34	4.14
20	2.3	12.75	1.44	3.74
30	2.15	13.64	1.48	3.63
40	1.9	15.44	1.56	3.46
50	1.75	16.76	1.61	3.36
60	1.65	17.78	1.65	3.30
70	1.55	18.93	1.70	3.25
80	1.5	19.56	1.72	3.22
90	1.45	20.23	1.74	3.19
100	1.4	20.95	1.77	3.17
110	1.38	21.26	1.78	3.16
120	1.35	21.73	1.80	3.15
130	1.3	22.57	1.83	3.13
140	1.28	22.92	1.84	3.12
150	1.25	23.47	1.86	3.11
160	1.22	24.05	1.88	3.10
170	1.2	24.45	1.90	3.10
180	1.15	25.51	1.94	3.09
190	1.12	26.19	1.96	3.08
200	1.1	26.67	1.98	3.08

➤ **Vérification des phénomènes d'aération et les vagues roulantes le long de coursier**

➤ **Aération de coursier :**

L'écoulement à grande vitesse dans le coursier présente un risque élevé de dégâts liés à l'érosion du fond suite à la cavitation, le phénomène d'aération commence à partir d'une section où $V > V_{cr}$.

V_{cr} est donnée par la formule de VOINITCH SYANOGENSKY :

$$V_{cri} = 6.63 \sqrt{g * R * \cos\theta} * \sqrt{1 + \frac{0.0011}{R^2}} * \left(1 + \frac{8.71 * n}{R^{1/6}}\right)$$

Avec : V_{cr} : La vitesse critique.

θ : Angle d'inclinaison du radier du coursier.

R : Rayon hydraulique.

n : Coefficient de rugosité. (n=0.013).

Le calcul de V_{cr} pour chaque section dans le coursier est représenté dans le tableau suivant :

Tableau VI. 05 : Résultats du calcul de vitesse critique :

section	Y(m)	Rh(m)	V _{cri} (m/s)	V(m/s)	V _{cr} > v
0	5.1	3.62	42.71	5.75	vérifié
1	2.8	2.29	34.17	10.48	vérifié
2	2.3	1.94	31.57	12.75	vérifié
3	2.15	1.83	30.71	13.64	vérifié

4	1.9	1.65	29.17	15.44	vérifié
5	1.75	1.54	28.17	16.76	vérifié
6	1.65	1.46	27.47	17.78	vérifié
7	1.55	1.38	26.75	18.93	vérifié
8	1.5	1.34	26.37	19.56	vérifié
9	1.45	1.30	25.99	20.23	vérifié
10	1.4	1.26	25.60	20.95	vérifié
11	1.38	1.24	25.44	21.26	vérifié
12	1.35	1.22	25.19	21.73	vérifié
13	1.3	1.18	24.78	22.57	vérifié
14	1.28	1.16	24.61	22.92	vérifié
15	1.25	1.14	24.36	23.47	vérifié
16	1.22	1.11	24.10	24.05	vérifié
17	1.2	1.09	23.93	24.45	non vérifié
18	1.15	1.05	23.48	25.51	non vérifié
19	1.12	1.03	23.21	26.19	non vérifié
20	1.1	1.01	23.03	26.67	non vérifié

La condition d'écoulement non aéré à partir de la section 17 jusqu'à la section 20 dans le coursier est non vérifiée donc problème des vagues roulantes.

Pour que la condition d'aération soit vérifiée dans tout le coursier la rugosité doit être supérieure à 0.035.

VI.4.1.5 Bassin de dissipation

L'écoulement d'eau dans le coursier jusqu'au niveau de pied du barrage attient souvent une vitesse très élevée, ce débit à haute vitesse peut endommager, par son importante quantité d'énergie cinétique le lit naturel de la rivière, la seule manière de contrôler l'écoulement à haute vitesse est de dissiper une partie de l'énergie mécanique et d'obtenir avec le bassin de dissipation un écoulement à vitesse convenable dans le lit de la rivière.

D'après les tests réalisés par l'USBR « The Bureau of Réclamation » : le bassin de dissipation le plus favorable dépend du type de ressaut.

Tableau VI.06 Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR

Fourchette du nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
$1 \leq Fr \leq 1,7$	Ressaut ondulé
$1.7 \leq Fr \leq 2.5$	Ressaut faible de petites apparitions en surface
$2.5 \leq Fr \leq 4.5$	Ressaut oscillant
$4.5 \leq Fr \leq 9$	Ressaut stable
$Fr \geq 9$	Ressaut fort (écoulement très turbulent)

La vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin de dissipation est de 26.67m/s >15m/s, et le nombre de Froude est de 8.1 >4.5. Donc, d'après l'USBR ; le bassin de dissipation le plus favorable est un bassin à ressaut de type III.

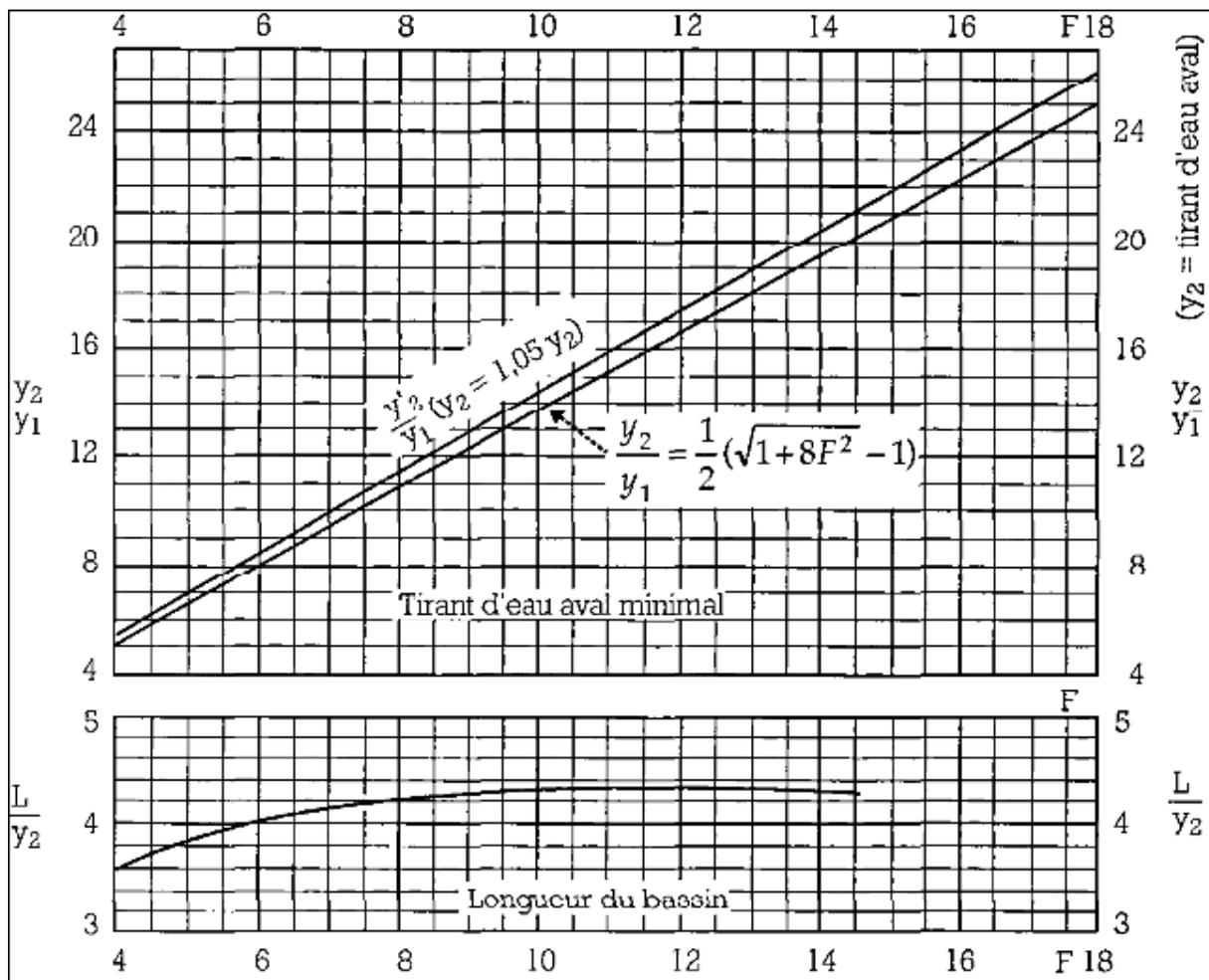
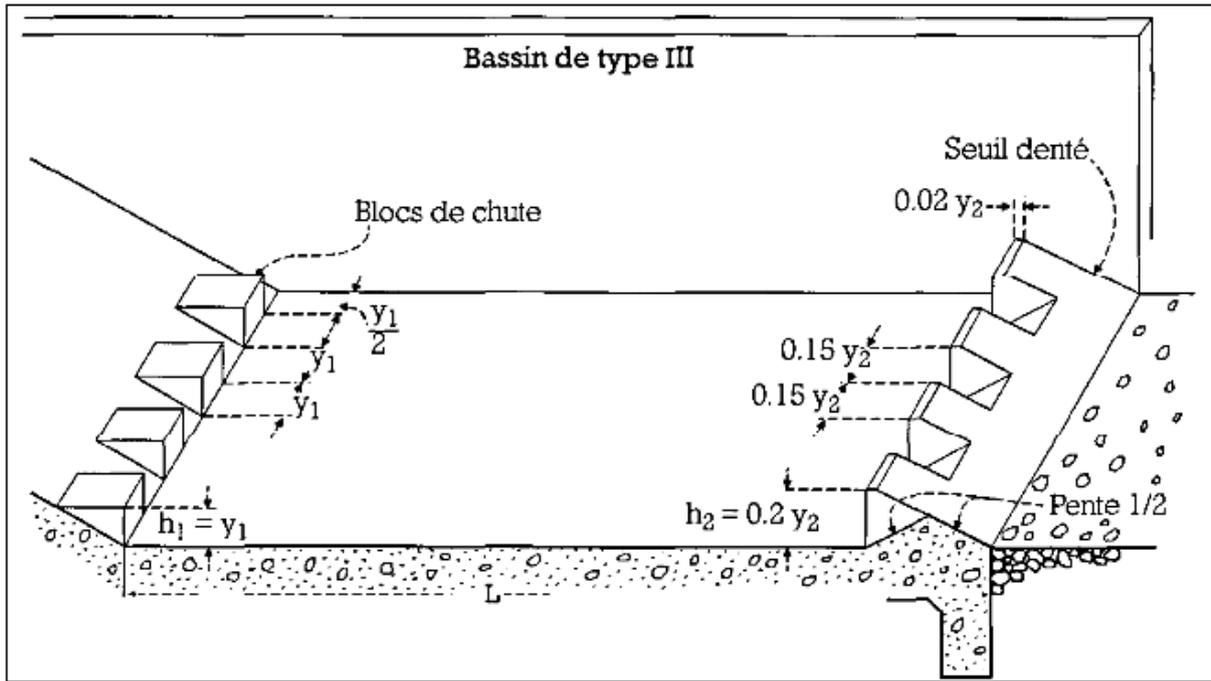


Figure VI.07 Schéma de bassin de dissipation USBR type III.

D'après les abaques : $\frac{y_2}{y_1} = (\sqrt{1 + 8 * Fr^2} - 1) = 10.9551 \longrightarrow y_2 = 12.05m$

$\frac{L}{y_2} = 4.2 \longrightarrow L = 50.61m$

Avec :

y_1 : tirant d'eau avant le ressaut.

y_2 : tirant d'eau après le ressaut.

L : longueur de bassin de dissipation.

➤ **Dimensionnement des blocs de chute :**

On a: $y_1 = S_1 = W_1 = h_1 = 1.1m$;

Avec

W1: L'épaisseur du bloc de chute,

S: L'espacement entre deux blocs de chutes successives,

h_1 : La hauteur du bloc de chute.

On aura 12 block de chute de 1m de largeur et de 1m d'espacement.

➤ **Dimensionnement du seuil denté :**

$$S_2 = W_2 = 0.15 y_2$$

$$h_2 = 0.2 y_2$$

Avec :

W₂: L'épaisseur du seuil denté,

S₂ : L'espacement entre deux seuils dentés successives,

y_2 : La hauteur du seuil denté.

S_d : épaisseur à la crête du seuil (voir figure VI.07)

Donc

$$h_2 = 2.4m$$

$$S_2 = W_2 = 1.8m$$

$$S_d = 0.24m \text{ on prend } S_d = 0.25m$$

Donc on aura 7 seuil denté d'une hauteur de 2.4m d'une largeur de 1.8m espacés de 1.8m.

VI.2. La vidange de fond :

C'est un ouvrage primordial pour une retenue; il a pour rôle:

- D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages;
- Vider la tranche morte en fin de saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts solides) et des parties amont du collinaire (prise, vidange, parement amont de la digue);
- Evacuer les crues pendant les travaux (crues de fréquence 2 à 20ans).
- Actuellement, on préfère équiper les pertuis de fond avec des vannes à ouverture totale.

VI.2.1 Calcul du débit de vidange :

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue et du volume entrant à la retenue durant cette période. Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r$$

Avec :

V_u : volume utile en [m³].

T : temps de vidange ($15 < T < 21$) jours, on prend $T=17$ jours.

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

Avec : $A_0=145.2 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ et $V_u=14.02 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

Et : $t= 1\text{ans}=31.536 \cdot 10^6 \text{ s}$

A.N.:

$$Q_{vf} = \frac{14.02 \cdot 10^6}{18 \cdot 86400} + \frac{145.02 \cdot 10^6}{31.536 \cdot 10^6} = 46.34 \text{ m}^3/\text{s}$$

VI.2.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :

On a :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}}$$

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, on le prend égale à 0.8

Avec :

$$H = 31.5\text{m}$$

$$S = 2.33\text{m}^2$$

Le diamètre de la conduite sera alors :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 2.33}{\pi}} = 1.7\text{m}$$

On prend:

$$D_{vf} = 1800 \text{ mm}$$

- Correction du coefficient de débit μ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}}$$

$\sum \xi_I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

- Coefficients des pertes de charge linéaires:

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \quad \text{Avec :} \quad \lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

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 [$D = 1800 \text{ mm}$], calculé précédemment.

L : longueur de la conduite de vidange en [m] ($l = 255 \text{ m}$).

A.N :

$$\lambda = 0.020$$

D'où :
$$\sum \xi_I = 2.83\text{m}$$

- Coefficients des pertes de charge singulière:

On à :

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

Donc :

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

D'où

$$\mu = 0.445$$

Donc

$$S = 4.18 \text{m}^3$$

Alors :

$$D = 2.3 \text{m}$$

On prend un diamètre normalisé de 2.5m.

VI.3. La prise d'eau

Le but de cet ouvrage est d'assurer un débit exigé à l'aval mais aussi une eau qui soit compatible à sa destination (de qualité).

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est calculé pour le besoin mensuel maximal de $10.98 \text{Mm}^3/\text{mois}$.

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T}$$

Q_{\max} : débit maximal en (m^3/s)

V_{\max} : besoin mensuel maximal (m^3)

T : temps d'alimentation (S)

AN :

$$Q_{\max} = \frac{10.98 * 10^6}{3600 * 24 * 30} = 4.24 \text{ m}^3/\text{s}$$

Avec :

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

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

μ : coefficient de débit $\mu = 0.35$.

S : section de la conduite en m^2 .

H : Charge d'eau correspondante à la prise la plus basse $H = 14.5 \text{ m}$

$$S = 0.72 \text{m}^2$$

$D = 0.95 \text{m}$. On prend $D = 1 \text{m}$

- **Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :**

On a: $V = Q/S$

$$V = 5.88 \text{m/s}.$$

Conclusion:

Les ouvrages annexes d'un barrage sont d'une importance capitale puisqu'ils sont liés à la sécurité et à l'exploitation de l'ouvrage, dans ce cas, on doit éviter tout sous dimensionnement de chaque ouvrage.

Introduction :

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts, elle consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

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 adopter 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 ;

VII.1 Organisation technique et données préparatoires :

Les opérations essentielles dans l'organisation technique pour la construction commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme l'exécution des travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

- Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.
- Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

VII.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain de larges espaces, 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. On peut distinguer les installations suivantes :

VII.2.1 Installations destinées au personnel

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier...etc.

VII.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et la faciliter de dosage du béton, et les aciers dans des baraquements, hangars... etc.

VII.2.3 Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VII.2.4 Installation destinée 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...etc.

VII.3 les moyens de chantier :

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

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 :

- ❖ Les compacteurs à pneus ;
- ❖ Les rouleaux à pieds dameurs pour le compactage des sols fins ;
- ❖ Les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux
- ❖ En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :
- ❖ Décapeuses automotrices (motor scraper) ;
- ❖ Pelles hydrauliques associées 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.

VI.4 Planification

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'exploitation de la main d'œuvre, son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait:

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- A temps (sans retard).
- Economique.

VII.4.1 Techniques de planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

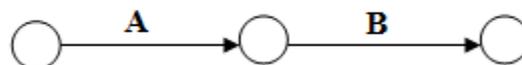
- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

Dans notre cas on va utiliser la méthode basée sur le réseau.

VII.4.1.1 Méthodes basées sur le réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

- ✓ **Réseau à flèches** : L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".



- ✓ **Réseau à nœuds** : L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches

L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.



VII.4.1.2 Construction du réseau : Pour construire un réseau il convient d'effectuer les cinq (5) opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches.
- Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération.
- Construction des graphes partiels.
- Regroupement des graphes partiels.
- Construction du réseau.

VII.1.3 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) **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:

$$\begin{cases} \text{DEP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DEPP} = \text{DCPP} - \text{TR} \end{cases}$$

Le 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 :

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT}=0 \\ \sum \text{TR}_{\text{C.C}} = \text{D.T.P} \end{cases}$$

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.

On applique la formule suivante :

$$T = \frac{QN}{n}$$

Avec : $\begin{cases} Q: \text{travail de Quantité} \\ N: \text{Rendement} \\ n: \text{équipes d' Nombre} \end{cases}$

VII.4.2 Plannings

Il existe deux types de plan de travail :

VII.4.2.1 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.

VII.4.2.2 Plan de travail au plus tard :

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).

VII.5 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 compose, 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 de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer certaines exigences, qui sont :

- ✓ 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.

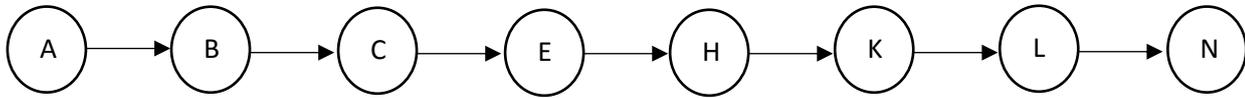
VII.6 Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant

Tableau VII.01 : Symboles des opérations.

Travaux	Operations	Durée (mois)
Travaux de préparation, installation de chantier,(développement du réseau routier assurant l'accès au chantier);	A	2
Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage;	B	4
Réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange;	C	2
Excavations de l'évacuateur de crues;	D	3
Préparation des zones d'emprunt;	E	4
Réalisation (coffrage + coulage) de l'évacuateur de crues;	F	8
Déboisement de la cuvette;	G	4
Remblai de la tranche d'ancrage et des fondations;	H	2
Approvisionnement du filtre ;	I	4
Mise en place D'un système de drainage;	J	2
Remblai compacté;	K	12
Revêtements de talus ;	L	9
Equipements hydraulique;	M	2
Travaux de finition	N	5

VII.7 Détermination des chemins critiques : on a obtenu le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).



$$DTR = \sum TR = 2 + 4 + 2 + 4 + 4 + 2 + 12 + 9 + 5 = 40 \text{ mois}$$

Donc la durée totale du projet est de 3 ans et 4 mois.

Conclusion générale :

Dans le cadre de la préparation du mémoire de fin d'étude, nous avons essayé de traiter et d'étudier la faisabilité du barrage de Beni-amrane sur oued Isser commune de Ben-amrane dans la wilaya de Boumerdes, pour renforcer l'alimentation en eau potable dans la wilaya d'Alger

On a fait une étude géologique qui comprend l'étude de la fondation, la cuvette et la disponibilité des matériaux de construction ensuite on a étudié l'hydrologie de la région pour voir si le réservoir se remplira ou pas en se basant sur les données hydrologiques de plusieurs années d'observation

Le choix de la variante a été fait, en fonction de l'étude technico-économique, et des sols avoisinant, et on a opté pour une digue homogène vu la disponibilité des matériaux de constructions et vu sa simplicité de réalisation.

Référence bibliographique :

Buyan. César, M .Véliz. (2004) Hydrologie appliquée : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages. ANBT Alger.

Degoutte, G. (2002) Petits barrages : Recommandation pour la conception. Editions CEMAGREF.

MIHOUBI, M.K (2013)Ouvrages Hydrotechniques. Polycopie de cours. ENSH. Blida.

Muncher Ruck. Munich Re Group. (2004) Guide technique pour les souscripteurs.

TOUAIBIA, B. (2004) Manuel pratique d'hydrologie. Edition Madani. Blida. Algérie.

TOUAIBIA,B. (2001) Polycopié de cours de régularisation des débits ; les retenues. ENSH. Blida.

United States department of the interior, 1960.Design of small dams. A Water Resources Technical Publication. Third Edition, 1987.

ANNEXE A :

Répartition des pluies moyennes annuelles

Station de Lakhdharia (090501)

Année	Pan	Année	Pan
1968	673.3	1991	826.5
1969	941.5	1992	628.1
1970	596.2	1993	512.7
1971	1127	1994	720.6
1972	1097.7	1995	811.6
1973	1061.7	1996	346.9
1974	776.9	1997	939.6
1975	928.7	1998	605.8
1976	649.3	1999	473.7
1977	628.4	2000	549.9
1978	737.2	2001	342.5
1979	804.5	2002	1189.2
1980	755.9	2003	654.3
1981	628.3	2004	711.6
1982	619.6	2005	622.7
1983	673.6	2006	787.5
1984	847.1	2007	990.6
1985	700.4	2008	816.4
1986	714.2	2009	783.6
1987	561.3	2010	853
1988	708.6	2011	1017.2
1989	388.2	2012	881.8
1990	570	2013	700

Répartition des pluies maximales journalières :

Années	Pjmax	Années	Pjmax
1968	68.5	1991	84.2
1969	71.4	1992	67.5
1970	64.4	1993	46
1971	112.3	1994	60.2
1972	104	1995	68.9
1973	112	1996	27.7
1974	75.1	1997	57.6
1975	59.1	1998	64.6
1976	49.5	1999	54
1977	39.3	2000	71.3
1978	104.5	2001	24.5

1979	53.1	2002	112.8
1980	53.4	2003	42.4
1981	46.8	2004	40.5
1982	44.5	2005	55
1983	59.6	2006	92.8
1984	50	2007	117.4
1985	73.7	2008	56
1986	55.6	2009	58
1987	49.7	2010	53.8
1988	87.9	2011	56.4
1989	34	2012	72.5
1990	42.2	2013	54.2

ANNEXE B

SOURCE (ANRH)

Répartition des apport mensuels sur une durée de 21 ans.

années	debits	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	aout	annuel
1980	APPORT	0.6	0.79	2.28	104.55	38.86	46.54	28.54	21.53	14.03	6.32	0.52	139.978	404.538
1982	APPORT	0	21.22	42.55	99.89	33.32	18.56	10.55	6.48	3.38	0.71	2.57	6.98	246.21
1983	APPORT	0.19	0.2	1.11	2.59	11.88	46.44	21.51	12.05	5.34	3.87	0.08	0.1	105.35
1984	APPORT	0.38	20.01	2.94	36.25	54.58	19.99	114.91	18.22	12.49	1.8	0.23	0.1	281.9
1985	APPORT	1.74	2.15	6.73	4.55	9.92	31.08	75.85	0.03	3.99	0.33	0.14	0.08	136.59
1986	APPORT	0.0043	10.01	5.512	65.94	42.66	175.1	46.81	15.17	4.378	2.661	1.082	0.0992	369.4
1987	APPORT	0.3604	5.995	7.287	4.081	3.956	3.287	15.58	3.163	2.956	1.066	0.0907	0.0375	47.86
1988	APPORT	6.961	0.4738	0.9584	86.36	15.15	7.774	7.779	19.13	5.053	1.188	0.4665	1.846	153.1
1989	APPORT	5.01	2.632	1.129	0.758	5.712	1.255	3.418	3.105	20.9	2.243	18.3	1.746	66.22
1990	APPORT	0.0497	2.451	2.569	20.35	14.67	41.14	36.45	18.11	5.934	3.378	0.031	0.1468	145.3
1991	APPORT	1.393	12.92	0.6013	0.8922	56.49	8.324	12.83	84.17	41.2	6.212	0.6113	0.114	225.8
1992	APPORT	1.285	1.554	23.77	15.42	16.82	8.747	11.29	5.002	7.364	0.2408	0.0773	0.0321	91.6
1993	APPORT	4.486	0.9352	0.7056	13.85	34.85	21.16	5.177	4.124	0.4189	0.1128	0.0505	0.0356	85.91
1994	APPORT	10.81	41.15	5.469	8.78	201.2	19.64	81.37	13.8	3.851	4.286	0.0797	0.4104	390.8
1995	APPORT	0.0548	5.39	1.434	2.048	8.586	71.23	29.1	29.99	28.78	9.957	4.364	0.2534	191.2
1996	APPORT	1.51	0.39	0.36	1.67	2.49	1.96	0.37	3.63	0.64	0.03	0.03	5.24	18.31
1997	APPORT	35.41	8.45	25.87	26.77	6.99	21.60	7.89	14.47	48.46	4.43	0.13	0.05	200.52
1998	APPORT	7.65	4.75	11.04	12.06	24.15	48.92	26.45	8.34	3.49	0.11	0.04	0.02	147.00
1999	APPORT	1.83	0.58	0.08	46.52	6.18	2.07	0.56	0.33	2.51	0.05	0.01	0.01	60.73
2000	APPORT	1.95	15.92	4.43	6.89	73.76	18.16	5.54	1.78	3.20	0.11	0.06	0.04	131.85

ANNEXE C

Répartition des débits en fonction des périodes de retour

temps(h)	période de retour(ans)/Qmax(m3)					
	5	10	50	100	1000	10000
	514.35	595.83	737.4	787.31	926.84	1038.88
0	0	0	0	0	0	0
0.5	0.40584364	0.47013477	0.58183941	0.62122049	0.73131549	0.81971973
1	1.62337457	1.88053907	2.32735766	2.48488196	2.92526196	3.27887893
1.5	3.65259279	4.23121292	5.23655473	5.59098441	6.58183941	7.37747759
2	6.4934983	7.52215629	9.30943063	9.93952784	11.7010478	13.1155157
2.5	10.1460911	11.7533692	14.5459854	15.5305122	18.2828873	20.4929933
3	14.6103712	16.9248517	20.9462189	22.3639376	26.3273577	29.5099104
3.5	19.8863385	23.0366036	28.5101313	30.439804	35.834459	40.1662669
4	25.9739932	30.0886252	37.2377225	39.7581113	46.8041914	52.4620629
4.5	32.8733351	38.0809162	47.1289926	50.3188597	59.2365547	66.3972983
5	40.5843643	47.0134768	58.1839414	62.122049	73.131549	81.9719732
5.5	49.1070809	56.886307	70.4025691	75.1676793	88.4891743	99.1860876
6	58.4414847	67.6994066	83.7848756	89.4557505	105.309431	118.039641
6.5	68.5875757	79.4527758	98.330861	104.986263	123.592318	138.532635
7	79.5453541	92.1464146	114.040525	121.759216	143.337836	160.665068
7.5	91.3148198	105.780323	130.913868	139.77461	164.545985	184.43694
8	103.895973	120.354501	148.95089	159.032445	187.216766	209.848251
8.5	117.288813	135.868948	168.151591	179.532722	211.350177	236.899003
9	131.49334	152.323665	188.51597	201.275439	236.946219	265.589193
9.5	146.509555	169.718651	210.044029	224.260597	264.004892	295.918823
10	162.337457	188.053907	232.735766	248.488196	292.526196	327.887893
10.5	178.977047	207.329433	256.591182	273.958236	322.510131	361.496402
11	196.428323	227.545228	281.610276	300.670717	353.956697	396.74435
11.5	214.691287	248.701292	307.79305	328.625639	386.865894	433.631738
12	233.765939	270.797627	335.139503	357.823002	421.237723	472.158566
12.5	253.652277	293.83423	363.649634	388.262806	457.072182	512.324833
13	274.350303	317.811103	393.323444	419.945051	494.369272	554.130539
13.5	295.860016	342.728246	424.160933	452.869737	533.128993	597.575685
14	318.181416	368.585658	456.162101	487.036864	573.351345	642.66027
14.5	341.314504	395.38334	489.326947	522.446432	615.036327	689.384295
15	365.259279	423.121292	523.655473	559.098441	658.183941	737.747759
15.5	390.015741	451.799512	559.147677	596.992891	702.794186	787.750663
16	415.583891	481.418003	595.80356	636.129782	748.867062	839.393006
16.5	441.963728	511.976763	633.623122	676.509113	796.402569	892.674789
17	469.155252	543.475792	672.606363	718.130886	845.400707	947.596011
17.5	497.158463	575.915091	712.753282	760.9951	895.861476	1004.15667
17.8	514.35	595.83	737.4	787.31	926.84	1038.88
0	514.35	595.83	737.4	787.31	926.84	1038.88
0.5	497.206435	575.970662	712.822057	761.06853	895.947919	1004.25356
1	480.448102	556.557583	688.796404	735.41673	865.750012	970.405219
1.5	464.070624	537.58569	665.316765	710.347901	836.238392	937.32612
2	448.069623	519.049914	642.376863	685.855341	807.40517	905.007426
2.5	432.440721	500.945182	619.970424	661.932349	779.242457	873.440295
3	417.17954	483.266425	598.09117	638.572225	751.742365	842.615886
3.5	402.281704	466.00857	576.732825	615.768268	724.897006	812.525356
4	387.742835	449.166546	555.889115	593.513777	698.698491	783.159864

4.5	373.558554	432.735283	535.553762	571.802051	673.138932	754.510567
5	359.724484	416.70971	515.720491	550.626389	648.210442	726.568624
5.5	346.236248	401.084754	496.383025	529.980091	623.90513	699.325193
6	333.089467	385.855346	477.535089	509.856456	600.21511	672.771431
6.5	320.279765	371.016414	459.170407	490.248783	577.132492	646.898497
7	307.802763	356.562886	441.282702	471.150372	554.649389	621.69755
7.5	295.654085	342.489692	423.865698	452.55452	532.757912	597.159746
8	283.829351	328.791761	406.913121	434.454528	511.450172	573.276245
8.5	272.324186	315.464022	390.418692	416.843695	490.718282	550.038203
9	261.13421	302.501402	374.376138	399.71532	470.554352	527.43678
9.5	250.255047	289.898832	358.77918	383.062702	450.950496	505.463134
10	239.682318	277.651241	343.621544	366.87914	431.898823	484.108422
10.5	229.411647	265.753556	328.896954	351.157934	413.391447	463.363802
11	219.438655	254.200707	314.599133	335.892383	395.420478	443.220433
11.5	209.758965	242.987623	300.721805	321.075786	377.978028	423.669473
12	200.368199	232.109233	287.258695	306.701442	361.05621	404.702079
12.5	191.261979	221.560465	274.203526	292.76265	344.647133	386.30941
13	182.435929	211.336249	261.550022	279.25271	328.742911	368.482625
13.5	173.88567	201.431513	249.291908	266.16492	313.335655	351.21288
14	165.606824	191.841186	237.422907	253.492581	298.417477	334.491334
14.5	157.595015	182.560198	225.936743	241.22899	283.980487	318.309146
15	149.845864	173.583476	214.827141	229.367448	270.016798	302.657472
15.5	142.354993	164.90595	204.087823	217.901253	256.518522	287.527472
16	135.118026	156.522549	193.712515	206.823705	243.47777	272.910304
16.5	128.130584	148.428202	183.69494	196.128103	230.886654	258.797125
17	121.38829	140.617837	174.028823	185.807747	218.737285	245.179093
17.5	114.886766	133.086384	164.707886	175.855934	207.021775	232.047367
18	108.621634	125.828771	155.725854	166.265965	195.732236	219.393105
18.5	102.588518	118.839927	147.076452	157.031138	184.860779	207.207464
19	96.7830385	112.114781	138.753402	148.144754	174.399517	195.481604
19.5	91.2008188	105.648263	130.75043	139.60011	164.34056	184.206681
20	85.837481	99.4352995	123.061259	131.390507	154.67602	173.373855
20.5	80.6886476	93.4708212	115.679613	123.509243	145.398009	162.974283
21	75.7499408	87.7497565	108.599215	115.949618	136.498639	152.999122
21.5	71.0169832	82.2670343	101.813791	108.704931	127.970022	143.439532
22	66.4853969	77.0175834	95.3170636	101.76848	119.804268	134.286671
22.5	62.1508044	71.9963328	89.1027571	95.1335662	111.99349	125.531696
23	58.008828	67.1982113	83.1645956	88.7934876	104.529799	117.165765
23.5	54.0550901	62.6181478	77.496303	82.7415436	97.4053071	109.180037
24	50.285213	58.2510712	72.0916032	76.9710335	90.6121257	101.56567
24.5	46.6948192	54.0919104	66.9442202	71.4752564	84.1423665	94.3138209
25	43.2795309	50.1355943	62.0478781	66.2475114	77.9881413	87.4156491
25.5	40.0349706	46.3770517	57.3963008	61.2810979	72.1415615	80.8623122
26	36.9567606	42.8112115	52.9832123	56.569315	66.5947389	74.6449683
26.5	34.0405232	39.4330027	48.8023366	52.1054619	61.3397852	68.7547754
27	31.2818808	36.2373541	44.8473975	47.8828378	56.368812	63.1828917
27.5	28.6764558	33.2191945	41.1121193	43.8947418	51.6739309	57.9204753
28	26.2198706	30.3734529	37.5902257	40.1344732	47.2472535	52.9586841
28.5	23.9077474	27.6950581	34.2754408	36.5953313	43.0808917	48.2886763
29	21.7357087	25.1789391	31.1614885	33.270615	39.1669569	43.90161
29.5	19.6993769	22.8200247	28.2420929	30.1536238	35.4975609	39.7886432
30	17.7943741	20.6132438	25.5109779	27.2376567	32.0648153	35.940934

30.5	16.016323	18.5535253	22.9618675	24.5160129	28.8608317	32.3496406
31	14.3608457	16.635798	20.5884857	21.9819917	25.8777219	29.0059209
31.5	12.8235647	14.8549909	18.3845565	19.6288923	23.1075974	25.9009331
32	11.4001023	13.2060328	16.3438038	17.4500138	20.54257	23.0258352
32.5	10.0860809	11.6838527	14.4599516	15.4386554	18.1747512	20.3717853
33	8.87712289	10.2833793	12.7267239	13.5881163	15.9962527	17.9299415
33.5	7.76885055	8.9995416	11.1378446	11.8916958	13.9991862	15.691462
34	6.75688626	7.82726848	9.68703787	10.342693	12.1756634	13.6475046
34.5	5.8368524	6.7614888	8.36802753	8.93440704	10.5177958	11.7892276
35	5.00437133	5.79713146	7.1745376	7.66013724	9.01769519	10.107789
35.5	4.2550654	4.92912534	6.10029207	6.51318274	7.66747315	8.59434693
36	3.58455698	4.15239931	5.13901491	5.48684273	6.45924136	7.24005941
36.5	2.98846843	3.46188227	4.2844301	4.57441641	5.38511146	6.03608454
37	2.46242211	2.85250309	3.53026161	3.76920297	4.43719511	4.9735804
37.5	2.00204037	2.31919066	2.87023344	3.06450162	3.60760397	4.04370507
38	1.60294559	1.85687386	2.29806956	2.45361153	2.88844968	3.23761663
38.5	1.26076012	1.46048158	1.80749395	1.92983192	2.2718439	2.54647316
39	0.97110632	1.1249427	1.39223058	1.48646197	1.74989828	1.96143274
39.5	0.72960655	0.8451861	1.04600344	1.11680088	1.31472448	1.47365345
40	0.53188318	0.61614067	0.76253651	0.81414784	0.95843414	1.07429337
40.5	0.37355855	0.43273528	0.53555376	0.57180205	0.67313893	0.75451057
41	0.25025505	0.28989883	0.35877918	0.3830627	0.4509505	0.50546313
41.5	0.15759501	0.1825602	0.22593674	0.24122899	0.28398049	0.31830915
42	0.09120082	0.10564826	0.13075043	0.13960011	0.16434056	0.18420668
42.5	0.04669482	0.05409191	0.06694422	0.07147526	0.08414237	0.09431382
43	0.01969938	0.02282002	0.02824209	0.03015362	0.03549756	0.03978864
43.5	0.00583685	0.00676149	0.00836803	0.00893441	0.0105178	0.01178923
44	0.00072961	0.00084519	0.001046	0.0011168	0.00131472	0.00147365
44.5	0	0	0	0	0	0

ANNEXE D :

Résultats du calcul de stabilité :

Fin de construction

R= 82.4m

B	h1	h2	h3	W	$\sin\alpha$	$\cos\alpha$	N	T	Céq	tgφ	Ntgφ	L	Lcéq
-5	1.34	3.1	0	86.46	-0.33	0.94	81.52	-28.82	1.60	0.48	39.30	8.74	14.02
-4	3.94	5.19	0	168.52	-0.27	0.96	162.42	-44.94	1.86	0.49	79.14	8.55	15.93
-3	6.55	6.68	0	237.62	-0.20	0.98	232.82	-47.52	1.99	0.49	114.03	8.41	16.74
-2	9.15	7.51	0	292.16	-0.13	0.99	289.55	-38.95	2.10	0.49	142.45	8.31	17.45
-1	11.75	7.69	0	332.51	-0.07	1.00	331.77	-22.17	2.21	0.49	163.95	8.26	18.24
0	14.09	7.24	0	355.47	0.00	1.00	355.47	0.00	2.32	0.50	176.46	8.24	19.13
1	16.27	6.14	0	361.98	0.07	1.00	361.18	24.13	2.45	0.50	180.24	8.26	20.25
2	19.56	4.37	0	369.42	0.13	0.99	366.12	49.26	2.63	0.50	184.05	8.31	21.91
3	22.17	1.89	0	351.83	0.20	0.98	344.72	70.37	2.84	0.51	174.72	8.41	23.91
4	23.42	0.37	0	336.15	0.27	0.96	323.97	89.64	2.97	0.51	165.03	8.55	25.38
5	21.95	0	0	307.48	0.33	0.94	289.89	102.49	3.00	0.51	147.84	8.74	26.22
6	19.52	0	0	273.44	0.40	0.92	250.61	109.37	3.00	0.51	127.81	8.99	26.97
7	15.96	0	0	223.57	0.47	0.88	197.73	104.33	3.00	0.51	100.84	9.32	27.95
8	10.99	0	0	153.95	0.53	0.85	130.23	82.11	3.00	0.51	66.41	9.74	29.22
9	4.11	0	0	55.69	0.60	0.80	44.55	33.41	3.00	0.51	22.72	9.96	29.89

Fin de construction

R= 78.6m

B	h1	h2	h3	W	$\sin\alpha$	$\cos\alpha$	N	T	Céq	$\text{tg}\varphi$	N $\text{tg}\varphi$	L	Lcéq
-5	0.9	0	0	12.03	-0.33	0.94	11.34	-4.01	3.00	0.51	5.78	8.34	25.01
-4	4.65	0	0	62.13	-0.27	0.96	59.88	-16.57	3.00	0.51	30.54	8.16	24.47
-3	7.88	0	0	105.29	-0.20	0.98	103.17	-21.06	3.00	0.51	52.61	8.02	24.07
-2	10.59	0	0	141.50	-0.13	0.99	140.24	-18.87	3.00	0.51	71.52	7.93	23.79
-1	12.79	0	0	170.90	-0.07	1.00	170.52	-11.39	3.00	0.51	86.97	7.88	23.63
0	14.48	0	0	193.48	0.00	1.00	193.48	0.00	3.00	0.51	98.68	7.86	23.58
1	15.64	0	0	208.98	0.07	1.00	208.52	13.93	3.00	0.51	106.34	7.88	23.63
2	16.25	0	0	217.13	0.13	0.99	215.19	28.95	3.00	0.51	109.75	7.93	23.79
3	16.29	0	0	217.67	0.20	0.98	213.27	43.53	3.00	0.51	108.77	8.02	24.07
4	15.72	0	0	210.05	0.27	0.96	202.44	56.01	3.00	0.51	103.25	8.16	24.47
5	14.49	0	0	193.62	0.33	0.94	182.54	64.54	3.00	0.51	93.10	8.34	25.01
6	12.53	0	0	167.43	0.40	0.92	153.45	66.97	3.00	0.51	78.26	8.58	25.73
7	9.73	0	0	130.01	0.47	0.88	114.99	60.67	3.00	0.51	58.64	8.89	26.66
8	5.96	0	0	79.64	0.53	0.85	67.37	42.47	3.00	0.51	34.36	9.29	27.88
9	0.99	0	0	8.87	0.60	0.80	7.10	5.32	3.00	0.51	3.62	6.59	19.76

Fin de construction

R= 70.8m

B	h1	h2	h3	W	$\sin\alpha$	$\cos\alpha$	N	T	Céq	$\operatorname{tg}\varphi$	N $\operatorname{tg}\varphi$	L	Lcéq
-4	0.78	0	0	9.39	-0.27	0.96	9.05	-2.50	3.00	0.51	4.61	7.35	22.04
-3	3.38	0	0	40.68	-0.20	0.98	39.86	-8.14	3.00	0.51	20.33	7.23	21.68
-2	6.42	0	0	77.27	-0.13	0.99	76.58	-10.30	3.00	0.51	39.06	7.14	21.43
-1	8.52	0	0	102.55	-0.07	1.00	102.32	-6.84	3.00	0.51	52.18	7.10	21.29
0	20.4	0	0	245.53	0.00	1.00	245.53	0.00	3.00	0.51	125.22	7.08	21.24
1	11.28	0	0	135.77	0.07	1.00	135.46	9.05	3.00	0.51	69.09	7.10	21.29
2	11.92	0	0	143.47	0.13	0.99	142.19	19.13	3.00	0.51	72.52	7.14	21.43
3	12.03	0	0	144.79	0.20	0.98	141.87	28.96	3.00	0.51	72.35	7.23	21.68
4	11.58	0	0	139.38	0.27	0.96	134.33	37.17	3.00	0.51	68.51	7.35	22.04
5	10.52	0	0	126.62	0.33	0.94	119.38	42.21	3.00	0.51	60.88	7.51	22.53
6	8.79	0	0	105.80	0.40	0.92	96.96	42.32	3.00	0.51	49.45	7.72	23.17
7	6.28	0	0	75.59	0.47	0.88	66.85	35.27	3.00	0.51	34.09	8.01	24.02
8	2.87	0	0	34.54	0.53	0.85	29.22	18.42	3.00	0.51	14.90	8.37	25.11

Fonctionnement normal

R=82.4m

B	h1	h2	h3	W	$\sin\alpha$	$\cos\alpha$	N	T	Céq	$\operatorname{tg}\varphi$	N $\operatorname{tg}\varphi$	L	Lcéq
-5	1.34	3.1	0	86.46	-0.33	0.94	81.52	-28.82	1.60	0.48	39.30	8.74	14.02
-4	3.94	5.19	0	168.52	-0.27	0.96	162.42	-44.94	1.86	0.49	79.14	8.55	15.93
-3	6.55	6.68	0	237.62	-0.20	0.98	232.82	-47.52	1.99	0.49	114.03	8.41	16.74
-2	9.15	7.51	0	292.16	-0.13	0.99	289.55	-38.95	2.10	0.49	142.45	8.31	17.45
-1	11.75	7.69	0	332.51	-0.07	1.00	331.77	-22.17	2.21	0.49	163.95	8.26	18.24
0	14.09	7.24	0	355.47	0.00	1.00	355.47	0.00	2.32	0.50	176.46	8.24	19.13
1	16.27	6.14	0	361.98	0.07	1.00	361.18	24.13	2.45	0.50	180.24	8.26	20.25
2	19.56	4.37	0	369.42	0.13	0.99	366.12	49.26	2.63	0.50	184.05	8.31	21.91
3	22.17	1.89	0	351.83	0.20	0.98	344.72	70.37	2.84	0.51	174.72	8.41	23.91
4	23.42	0.37	0	336.15	0.27	0.96	323.97	89.64	2.97	0.51	165.03	8.55	25.38
5	21.95	0	0	307.48	0.33	0.94	289.89	102.49	3.00	0.51	147.84	8.74	26.22
6	14.47	0	2.05	235.97	0.40	0.92	216.27	94.39	3.00	0.51	110.30	8.99	26.97
7	11.94	0	4.02	232.51	0.47	0.88	205.64	108.51	3.00	0.51	104.88	9.32	27.95
8	9.27	0	2.93	177.42	0.53	0.85	150.08	94.62	3.00	0.51	76.54	9.74	29.22
9	4.11	0	0	57.57	0.60	0.80	46.06	34.54	3.00	0.51	23.49	10.30	30.90

Fonctionnement normal

R= 78.6m

B	h1	h2	h3	W	$\sin\alpha$	$\cos\alpha$	N	T	Céq	$\operatorname{tg}\varphi$	N $\operatorname{tg}\varphi$	L	Lcéq
-5	0.9	0	0	12.03	-0.33	0.94	11.34	-4.01	3.00	0.51	5.78	8.34	25.01
-4	4.65	0	0	62.13	-0.27	0.96	59.88	-16.57	3.00	0.51	30.54	8.16	24.47
-3	7.88	0	0	105.29	-0.20	0.98	103.17	-21.06	3.00	0.51	52.61	8.02	24.07
-2	10.59	0	0	141.50	-0.13	0.99	140.24	-18.87	3.00	0.51	71.52	7.93	23.79
-1	12.79	0	0	170.90	-0.07	1.00	170.52	-11.39	3.00	0.51	86.97	7.88	23.63
0	14.48	0	0	193.48	0.00	1.00	193.48	0.00	3.00	0.51	98.68	7.86	23.58
1	15.64	0	0	208.98	0.07	1.00	208.52	13.93	3.00	0.51	106.34	7.88	23.63
2	16.25	0	0	217.13	0.13	0.99	215.19	28.95	3.00	0.51	109.75	7.93	23.79
3	16.29	0	0	217.67	0.20	0.98	213.27	43.53	3.00	0.51	108.77	8.02	24.07
4	15.72	0	0	210.05	0.27	0.96	202.44	56.01	3.00	0.51	103.25	8.16	24.47
5	14.49	0	0	193.62	0.33	0.94	182.54	64.54	3.00	0.51	93.10	8.34	25.01
6	12.53	0	0	167.43	0.40	0.92	153.45	66.97	3.00	0.51	78.26	8.58	25.73
7	9.73	0	0	130.01	0.47	0.88	114.99	60.67	3.00	0.51	58.64	8.89	26.66
8	5.96	0	0	79.64	0.53	0.85	67.37	42.47	3.00	0.51	34.36	9.29	27.88
9	0.99	0	0	8.87	0.60	0.80	7.10	5.32	3.00	0.51	3.62	6.59	19.76

Fonctionnement normal

R= 70.8m

B	h1	h2	h3	W	$\sin\alpha$	$\cos\alpha$	N	T	Céq	$\operatorname{tg}\varphi$	N $\operatorname{tg}\varphi$	L	Lcéq
-4	0.78	0	0	9.39	-0.27	0.96	9.05	-2.50	3.00	0.51	4.61	7.35	22.04
-3	3.38	0	0	40.68	-0.20	0.98	39.86	-8.14	3.00	0.51	20.33	7.23	21.68
-2	6.42	0	0	77.27	-0.13	0.99	76.58	-10.30	3.00	0.51	39.06	7.14	21.43
-1	8.52	0	0	102.55	-0.07	1.00	102.32	-6.84	3.00	0.51	52.18	7.10	21.29
0	20.4	0	0	245.53	0.00	1.00	245.53	0.00	3.00	0.51	125.22	7.08	21.24
1	11.28	0	0	135.77	0.07	1.00	135.46	9.05	3.00	0.51	69.09	7.10	21.29
2	11.92	0	0	143.47	0.13	0.99	142.19	19.13	3.00	0.51	72.52	7.14	21.43
3	12.03	0	0	144.79	0.20	0.98	141.87	28.96	3.00	0.51	72.35	7.23	21.68
4	11.58	0	0	139.38	0.27	0.96	134.33	37.17	3.00	0.51	68.51	7.35	22.04
5	10.52	0	0	126.62	0.33	0.94	119.38	42.21	3.00	0.51	60.88	7.51	22.53
6	8.79	0	0	105.80	0.40	0.92	96.96	42.32	3.00	0.51	49.45	7.72	23.17
7	6.28	0	0	75.59	0.47	0.88	66.85	35.27	3.00	0.51	34.09	8.01	24.02
8	2.87	0	0	34.54	0.53	0.85	29.22	18.42	3.00	0.51	14.90	8.37	25.11

Vidange rapide :

R= 82.4m

B	h1	h2	h3	W	$\sin\alpha$	$\cos\alpha$	N	T	Céq	$\text{tg}\varphi$	$N\text{tg}\varphi$	L	Lcéq
-5	0	0	4.46	72.40	-0.33	0.94	68.26	-24.13	3.00	0.51	34.81	8.74	26.22
-4	0	0	8.95	145.28	-0.27	0.96	140.02	-38.74	3.00	0.51	71.41	8.55	25.65
-3	0	0	12.8	207.78	-0.20	0.98	203.58	-41.56	3.00	0.51	103.83	8.41	25.23
-2	0	0	10.04	162.98	-0.13	0.99	161.52	-21.73	3.00	0.51	82.38	8.31	24.94
-1	0	0	18.67	303.07	-0.07	1.00	302.39	-20.20	3.00	0.51	154.22	8.26	24.78
0	0	0	20.69	335.86	0.00	1.00	335.86	0.00	3.00	0.51	171.29	8.24	24.72
1	0	0	22.09	358.58	0.07	1.00	357.78	23.91	3.00	0.51	182.47	8.26	24.78
2	0	0	22.86	371.08	0.13	0.99	367.77	49.48	3.00	0.51	187.56	8.31	24.94
3	0	0	29.97	486.50	0.20	0.98	476.67	97.30	3.00	0.51	243.10	8.41	25.23
4	3.78	0	18.57	331.66	0.27	0.96	319.65	88.44	3.00	0.51	163.02	8.55	25.65
5	7.43	0	13.51	278.69	0.33	0.94	262.75	92.90	3.00	0.51	134.00	8.74	26.22
6	10.05	0	8.15	212.62	0.40	0.92	194.87	85.05	3.00	0.51	99.39	8.99	26.97
7	12.92	0	2.39	142.06	0.47	0.88	125.65	66.30	3.00	0.51	64.08	9.32	27.95
8	10.71	0	0	85.60	0.53	0.85	72.41	45.65	3.00	0.51	36.93	9.74	29.22

Vidange rapide

R= 78.6m

B	h1	h2	h3	W	$\sin\alpha$	$\cos\alpha$	N	T	Céq	$\text{tg}\varphi$	N $\text{tg}\varphi$	L	Lcéq
-5	0	0	3.21	49.70	-0.33	0.94	46.86	-16.57	3.00	0.51	23.90	8.34	25.01
-4	0	0	6.75	104.52	-0.27	0.96	100.73	-27.87	3.00	0.51	51.37	8.16	24.47
-3	0	0	9.79	151.59	-0.20	0.98	148.53	-30.32	3.00	0.51	75.75	8.02	24.07
-2	0	0	12.35	191.23	-0.13	0.99	189.52	-25.50	3.00	0.51	96.66	7.93	23.79
-1	0	0	14.43	223.44	-0.07	1.00	222.94	-14.90	3.00	0.51	113.70	7.88	23.63
0	0	0	16.01	247.90	0.00	1.00	247.90	0.00	3.00	0.51	126.43	7.86	23.58
1	0	0	17.1	264.78	0.07	1.00	264.19	17.65	3.00	0.51	134.74	7.88	23.63
2	0	0	17.67	273.61	0.13	0.99	271.16	36.48	3.00	0.51	138.29	7.93	23.79
3	1.42	0	16.28	262.91	0.20	0.98	257.60	52.58	3.00	0.51	131.37	8.02	24.07
4	5.15	0	12	225.08	0.27	0.96	216.92	60.02	3.00	0.51	110.63	8.16	24.47
5	8.37	0	7.62	181.80	0.33	0.94	171.41	60.60	3.00	0.51	87.42	8.34	25.01
6	11.9	0	2.94	136.25	0.40	0.92	124.88	54.50	3.00	0.51	63.69	8.58	25.73
7	11.51	0	0	87.75	0.47	0.88	77.61	40.95	3.00	0.51	39.58	8.89	26.66
8	8.01	0	0	61.07	0.53	0.85	51.66	32.57	3.00	0.51	26.35	9.29	27.88

Vidange rapide

R=70,8m

B	h1	h2	h3	W	$\sin\alpha$	$\cos\alpha$	N	T	C _{éq}	tgφ	Ntgφ	L	L _{céq}
-4	0	0	2.21	30.82	-0.27	0.96	29.71	-8.22	3.00	0.51	15.15	7.35	22.04
-3	0	0	4.91	68.48	-0.20	0.98	67.10	-13.70	3.00	0.51	34.22	7.23	21.68
-2	0	0	7.19	100.28	-0.13	0.99	99.39	-13.37	3.00	0.51	50.69	7.14	21.43
-1	0	0	9.04	126.09	-0.07	1.00	125.81	-8.41	3.00	0.51	64.16	7.10	21.29
0	0	0	10.45	145.75	0.00	1.00	145.75	0.00	3.00	0.51	74.33	7.08	21.24
1	0	0	11.43	159.42	0.07	1.00	159.07	10.63	3.00	0.51	81.12	7.10	21.29
2	0	0	11.85	165.28	0.13	0.99	163.80	22.04	3.00	0.51	83.54	7.14	21.43
3	0	0	12	167.37	0.20	0.98	163.99	33.47	3.00	0.51	83.63	7.23	21.68
4	0	0	11.54	160.96	0.27	0.96	155.13	42.92	3.00	0.51	79.11	7.35	22.04
5	2.89	0	7.65	126.55	0.33	0.94	119.31	42.18	3.00	0.51	60.85	7.51	22.53
6	6.25	0	2.69	80.44	0.40	0.92	73.73	32.18	3.00	0.51	37.60	7.72	23.17
7	6.68	0	0	45.88	0.47	0.88	40.57	21.41	3.00	0.51	20.69	8.01	24.02
8	3.65	0	0	25.07	0.53	0.85	21.20	13.37	3.00	0.51	10.81	8.37	25.11

Annexe E :

ANBT : Agence nationale des barrages et transferts.

OMN : Office nationale de la météorologie.

ANRH : Agence nationale des ressources hydrauliques.