

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI Abdellah

Département de génie de l'eau

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE.

Option : Conception des ouvrages hydrotechniques

THEME

**ETUDE DE FAISABILITE D'UN BARRAGE SUR
OUED BOUGDOURA (W.TIZI OUZOU)**

Présenté par :
M^{elle} BERKAL KAHINA

Promoteur :
M^r B. BENLAOUKLI

Devant le jury composé de :

Président : M^r. M.HASSENE

**Examineurs : - M^r. A.HEBBOUCHE
- M^{me}. A.ADDOU
- M^r. A.HADJE SEDOUK**

..... 2011



Dédicace

Je dédie ce travail :

*Avant tout à mes chers parents, qui m'ont soutenue
durant toutes ces années de formation.*

A mon frère MASSI

A ma grand mère NOUARA et ma tante

DJAMILA

A toute la famille AIT DAHMANE.

*A la meilleure et la plus chère personne
dans ma vie OUNNADI MOURAD, sans oublier sa famille.*

A tout mes amies et toute ma famille de l'E.N.S.H.

Et a toute la promotion 2010/2011 de

l'hydraulique

KAHINA

Remerciements

*Mes vifs remerciements à monsieur BENLAOUKLI
BACHIR pour avoir accepté de m'encadrer et pour ses
conseils ainsi que sa disponibilité à chaque fois que je sollicite
son aide.*

Mes remerciements également :

- *A tous ceux qui ont contribué à ma formation et
particulièrement les enseignants de l'ENSH.*
- *Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner
mon travail.*

KAHINA

بسم الله الرحمن الرحيم

"و جعلنا من الماء كل شيء حيا"

ملخص:

تعتبر السدود من اكبر خزانات المياه التي تستعمل في مختلف الميادين.الهدف من هذا العمل هو الدراسة التحقيقية لسد على واد " بوقدورة" من حيث الجيولوجيا الهيدرولوجيا و اقتصاديا . ككل دراسة تحقيقية قمنا بدراسة جيولوجية هيدرولوجية و بدراسة للنماذج لتحديد النموذج المثالي لجسم السد الذي سنصوره.ثم قمنا بتصوير جسم السد و حساب أبعاد التجهيزات الملحقة (مفرغ الفيضانات ماخذ الماء ومفرغ القعر).ثم أتمنا بتنظيم الورشة والحماية و الأمن من حوادث العمل.

Résumé :

Les barrages sont les plus grands réservoirs d'accumulation des eaux qui sont utilisées dans les divers domaines. L'objectif du présent travail est l'étude de la faisabilité d'un barrage sur l'oued de BOUGDOURA de point de vue géologie, hydrologie, et économie. Donc on a fait comme toute étude de faisabilité fait une étude géologique, hydrologique et une étude de variante pour fixer le choix du type de la digue à concevoir. Ensuite on a fait la conception de la digue et le dimensionnement des ouvrages annexes (évacuateur de crue, prise d'eau et vidange de fond) et on a terminer par l'organisation de chantier et la protection et la sécurité de travail.

Summary:

Dams are the big reserves of water wich are used in divers fields.The purpose of this work is to study if we can realize a dam on Oued of BOUGDOURA on point view geology hydrology and economic. Like for every similar work we study geology hydrology and study variants in order to repair the choice of the dam to conceive. Next we understand a dam and understand state workmanship we terminate by organization of road works and protection and safety of working.

Introduction générale

Chapitre I : Etude topographique

Introduction.....	1
I.1 Generalites sur les barrage.....	2
I.1.1 Defenition.....	2
I.1.2 But des barrages.....	2
I.2 Situation géographique du site	3
I.3 Documentation topographique.....	5
I.4 conclusion.....	5

Chapitre II : Etudes géologiques et géotechniques

Introduction.....	7
II.2 Géologie de la région.....	7
II.3 Stratigraphie générale.....	9
II.3.1. La tectonique.....	10
II.3.2. La perméabilité, conditions hydrogéologiques.....	10
II.4 Sismicité régionale.....	11
II.5. Etude géotechnique.....	13
II.5.1.Aspects géotechniques.....	13
II.5.2.Caractéristiques géotechniques essentielles.....	13

Chapitre III : Etudes hydrologiques

Introduction.....	18
III.1 Le bassin versant.....	18
III.1.1 Caractéristiques générales d'un bassin versant.....	18
III.1.2 Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant.....	18
III.1.3 Caractéristiques morphologiques du bassin versant.....	18
III.2 Les précipitations maximales journalières.....	36
III.2.1 Choix de la loi d'ajustement.....	37
III.2.2 Pluies de courtes durées et leurs intensités à différentes fréquences.....	42
III.3 Etude des apports	45
III.3.1 Apport moyen interannuel.....	45
III.3.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel.....	45
III.3.3 Caractéristiques de l'écoulement.....	46
III.3.4 Les apports fréquentiels.....	49
III.4 Apport solide et Estimation du volume mort.....	50
III.5 Etudes des crues.....	52
III.6 Hydrogramme de crues.....	53
III.7 Choix de la crue du projet.....	56
III.8 Régularisation.....	60
III.8.1 Répartition annuelle de l'apport 80%.....	61
III.8.2 Répartition des besoins.....	61

SOMMAIR

III.8.3 Courbes «Hauteur-Capacité-Surface ».....	61
III.8.4 Volume mort.....	64
III-8-5 .Calcul du volume utile.....	64
III.9 Laminage des crues.....	67
III.10 Etude d'optimisation.....	73

Chapitre IV : Etude des variantes

Introduction.....	80
IV.2 Choix du site de la retenue.....	80
IV.3 Choix du type du barrage.....	80
IV.4 Cote en crête du barrage.....	82
IV.5 Conception de la digue.....	82
IV.5.1 Largeur en crête.....	82
IV.5.2 Longueur en crête.....	82
IV.5.3 Pente des talus.....	83
IV.5.4 Le volume du corps du barrage.....	83
IV.5.5 Variantes de la digue.....	84
IV.5.6 Protection des talus.....	86
IV.5.7 Les bermes.....	88
IV.5.8 Le noyau pour la deuxième variante.....	89
IV.5.9 Protection de la crete ;;;;;;;.....	91
IV.5.10 Etanchéité de la fondation.....	91
IV.5.11 le drainage du barrage.....	92
IV.6 Fondation.....	92
IV.7 Dispositif des drains et filtres.....	93
IV.7.1 Les drains.....	93
IV.7.2 Dimensionnement du Drain tapis.....	93
IV.7.3 Dimensionnement du drain prisme.....	93
IV.7.4 Calcul des filtres.....	94
IV.7.5 Détermination de la courbe granulométrique des filtres.....	94
IV.8 Calcul d'infiltration.....	95
IV.8.1 Objectif de calcul d'infiltration.....	95
IV.8.2 Hypothèses de calcul de la ligne de saturation.....	95
IV.8.3 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue.....	97
IV.8.4 Calcul du débit de fuite à travers la fondation.....	98
IV.8.5 Vérification de la résistance à l'infiltration des sols du corps et de la fondation.....	98
IV.9 Calcul de stabilité.....	101
IV.9.1 Généralités sur l'étude de stabilité des barrages.....	101
IV.9.2 Principe de la methode de calculde stabilité	102

Chapitre V: Etude de la variante des ouvrages annexes

Introduction.....	109
V.1 Evacuateur de crue	109
V .1.1 Types de l'évacuateur de crue.....	109

SOMMAIR

V.1.2 Choix de l'évacuateur de crue	110
V.1.2 Dimensionnement de l'évacuateur de crue	111
V.2 Ouvrage de vidange	122
V. 3 La prise d'eau.....	126

Chapitre VI : Dérivation provisoire

Introduction.....	129
VI.1 type d'ouvrage de dérivation provisoire.....	129
VI.2 Choix de la crue de dimensionnement	129
VI.3. Dimensionnement de la dérivation provisoire	130
VI.3.1 La galerie de dérivation.....	130
VI.3.2 le batardeau.....	133
VI.3.3 calcul d'optimisation de la dérivation.....	134

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction.....	140
VII.1 Succession des travaux.....	140
VII.1.1 Travaux préparatoires.....	140
VII.1.2 Exécution de l'ouvrage.....	140
VII.2 Planification.....	143
VII.2.1 Définition.....	143
VII.2.2 Techniques de la planification.....	143
VII.2.3 Construction du réseau.....	143
VII.2.4 Planification du projet.....	145
VII.2.4 Détermination du chemin critique.....	145
VII.3 Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes.....	147

Chapitre VIII : Protection et sécurité de travail

Introduction.....	149
VIII.1 Comité de sécurité.....	149
VIII.2 Instructions structurelles sur la sécurité.....	149
VIII.3. Causes des accidents de travail.....	150
VIII.4 Causes des maladies professionnelles.....	151
VIII.5 Conditions dangereuses dans le chantier.....	152
VIII.6 Actions dangereuses.....	152
VIII.7 Méthode et moyens de prévention.....	152
VIII.8 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation.....	153
VIII.9 Conclusion.....	155

Conclusion générale

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.1 : Répartition en % de la surface élémentaire	21
Tableau III.2 : Résultats de calcul	22
Tableau III.3 : détermination de la pente Roche	24
Tableau III.4 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).....	25
Tableau III.5 : Evaluation de la pente moyenne	26
Tableau III.6 : temps de concentration	30
Tableau III.7 : Les caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	32
Tableau III.8 : Répartition mensuelle de la température	33
Tableau III.9 : Répartition mensuelle du vent.....	33
Tableau III.10 : Répartition mensuelle de l'évaporation	34
Tableau III.11 : station pluviométrique	35
Tableau III.11 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle	35
Tableau III.12 : Caractéristiques de la série	35
Tableau III.13 : Ajustement à la loi de GUMBEL	37
Tableau III.14 : Ajustement à la loi LOG NORMAL	38
Tableau III.15 : Ajustement à la loi NORMAL	39
Tableau III.16 : Les paramètres statiques de l'échantillon	40
Tableau III.17 : Les paramètres statiques de l'échantillon	42
Tableau III.18 : Les pluies maximales journalières fréquentielle	42
Tableau III.19 : Pluies de courtes durées et leur intensité	43
Tableau III.20 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site	45
Tableau III.21 : récapitulatif des résultats des coefficients des variantes.....	48
Tableau III.22 : résultat de l'ajustement a la loi log-normale.....	49
Tableau III.23 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel	50
Tableau III.24 : valeur de α en fonction de la perméabilité	51
Tableau III.25 : résultat de calcul de l'apport solide	52
Tableau III.26 : Débits fréquentielles calculés	53
Tableau III.27 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ	54
Tableau III 29: Crues de projet recommandé.....	55
Tableau III.1 : Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour	57
Tableau III 30: Choix de la crue de projet	58
Tableau III 31 : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%.....	61
Tableau III 32 : Répartition mensuelle des besoins en eau potable	61
Tableau III 33 : Répartition mensuelle des besoins en irrigation	61
Tableau III 34 : Répartition mensuelle des besoins totaux (aep+irrigation)	61
Tableau III 35 : Courbes topographiques et volumétriques	62
Tableau III 36 : Tableau de Radkovitch $r = f(M_0)$	64
Tableau III 37-38: Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE	68
Tableau III 39 : Détermination de H_0 et Q en fonction de.....	69
Tableau III 40 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue	69
Tableau III 41: récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine	73
Tableau III 42 : calcul de la largeur en crête	75
Tableau III 43 : coût et volume de la digue	76
Tableau III 44: coût de déversoir.	77
Tableau III 45 : coût du canal d'approche	78
Tableau III 46 : coût Total de la retenue	78

LISTE DES TABLEAUX

Tableau IV 01: Valeurs indicatives des pentes des talus (CEMAGREF)	83
Tableau IV 02: coût de la digue (1 ^{ère} variante).	85
Tableau IV 03 : Valeurs de C en fonction des pentes de talus et δ	87
Tableau IV 04 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vague.....	88
Tableau IV 04 : Coordonnées de la ligne d'eau	89
Tableau IV 05: Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage	96
Tableau IV 06: Détermination du gradient d'infiltration admissible	99
Tableau IV 7: Détermination du coefficient de sécurité	99
Tableau IV 8 : détermination des rayons max et min	102
Tableau IV 9: les valeurs admissibles des coefficients de sécurité	103
Tableau IV 10:Les caractéristiques géotechniques	103
Tableau IV 11: coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement	106
Tableau V 1: Coordonnées de la nappe déversante	113
Tableau V 2: Ligne d'eau à pas d'espace de 20m 1 ^{er} traçant.....	116
Tableau V 3: Ligne d'eau à pas d'espace de 20m 2 ^{ème} tançant	117
Tableau VI 1 : Coefficient de débits	132
Tableau VI 2 : $Q = f(D)$	132
Tableau VI 3 : $H_{dév} = f(T)$	133
Tableau VI 4 : Résultats du laminage	134
Tableau VI 5 : récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau	134
Tableau VI 06 : Paramètres de calcul d'optimisation	135
Tableau VI 07: Résultats de calcul d'optimisation	136
Tableau VII 1 : symboles des opérations	145
Tableau VII 2 : devis estimatif	147

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Plan de situation.....	4
Figure II.1 : coupe géologique « oued BOUGDOURA".....	7
Figure II.2 : coupe géologique « rive gauche ».....	7
Figure II.3 : coupe géologique « rive droite ».....	8
Figure II.3 : carte de zonage sismique.....	11
Figure III.1 : Rectangle équivalent.....	20
Figure III.2 : Courbe hypsométrique.....	22
Figure III.3 : Réseau hydrographique du bassin versant de l'oued BOUGDOURA.....	27
Figure III.4 : Bassin versant de l'oued BOUGDOURA.....	28
Figure III.5 : Répartition mensuelle de la température.....	33
Figure III.6 : Répartition mensuelle du vent	34
Figure III.7 : Répartition mensuelle de l'évaporation	35
Figure III.8 : Répartition mensuelle de la précipitation.....	36
Figure III.9 : Ajustement à la loi de GUMBEL.....	40
Figure III.10: Ajustement à la loi log-normale.....	41
Figure III.11: Ajustement à la loi normale.....	41
Figure III.12 : Courbes des pluies à courte durées.....	44
Figure III.13 : Courbes Intensité-Durée-Fréquence.....	44
Figure III.14 : Répartition mensuelle des apports.....	45
Figure III.15 : Répartition graphique de la loi log-normal.....	49
Figure III.16 : Répartition mensuelle des apports 80%.....	50
Figure III.17 : Les hydrogrammes des crues.....	55
Figure III.18: L'hydrogramme de la crue de projet.....	58
Figure III.19: L'hydrogramme de la crue de chantier.....	60
Figure III.20 : Courbes capacité-hauteur.....	63
Figure III.21: Courbes surface-hauteur	63
Figure III.22: Courbes $H=f(Q,q)$	71
Figure III.23: Courbes $V=f(Q,q)$	72
Figure III.24 : Courbes d'optimisation.....	79
Figure V.1 : Profil du déversoir	113
Figure V.2 : graphique de la ligne d'eau.....	118
Figure VI.1 : Schéma de calcul de la dérivation provisoire	134
Figure VI.2 : Courbe d'optimisation.....	137
Figure VI.3 : Construction du batardeau.....	137
Figure VII .1 : Réseau à nœuds.....	146

Introduction générale

Introduction générale

Les ressources en eau en Algérie et surtout celle qui coulent en surface constituent l'une des principales richesses sur les quelles reposent la prospérité du pays dans l'avenir, ainsi que la réussite de son développement économique.

Au plan de l'édification, l'exploitation rationnelle des ressources hydrauliques de tout le temps figure parmi les principales préoccupations de la direction politique du pays.

Dans ce cadre la wilaya de TIZI OUZOU a bénéficié d'un programme de construction des barrages afin de combler le déficit en ressources en eau pour l'alimentation en eau potable et l'irrigation, et parmi ces barrages, on a le barrage de SOUK TLATA sur l'oued de BOU-GDOURA qui sera l'objet d'une étude de Faisabilité et qui va être destiné pour l'alimentation en eau potable de la ville d'ALGER et l'irrigation locaux.

Le projet du barrage comporte deux éléments, la digue et les ouvrages annexes, ces derniers sont nécessaires à la protection et l'exploitation du barrage, se composent de la dérivation provisoire, l'évacuateur de crues, l'ouvrage de prise d'eau et l'ouvrage de vidange de fond.

CHAPITRE I :

ETUDE

TOPOGRAPHIQUE

Introduction

Avant de commencer l'étude de l'avant projet qui permet en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

Les données topographiques nécessaires concernent le bassin versant de la retenue, la vallée de la rivière à l'amont et l'aval du barrage, le site du barrage et celui de la retenue et les zones d'emprunts des matériaux de construction de la digue.

Dans ce chapitre, nous décrivons les méthodes utilisées pour la recherche de sites et ses résultats.

D'une manière générale, le choix de l'emplacement d'un barrage se fait par étapes en opérant une sélection parmi les sites candidats de moins en moins nombreux selon la procédure suivante :

- Analyse des cartes topographiques.
- Reconnaissance du terrain par des études géologique et topographique.
- Estimation de la structure du terrain au moyen de la prospection géologique ou d'autres techniques possibles
- Vérification de la structure du terrain au moyen du test de forage, de l'essai de Perméabilité ou d'autres techniques possibles
- Estimation du mécanisme d'écoulement des eaux à partir des résultats de l'observation des oueds.
- A cela s'ajoute, les données hydrologiques et météorologiques, telles que la pluviométrie et le débit du cours d'eau, qui seront également collectées pour déterminer la nécessité et la faisabilité du barrage.

D'autre part, la gestion et l'entretien du barrage nécessite une participation active de la communauté locale. Il faut donc mener une étude socio-économique afin de déterminer la possibilité de la participation des habitants. Une fois l'emplacement fixé, il est également

Important de promouvoir la participation de la communauté locale dès le stade de l'avant-projet.

I.1 Généralités sur les barrages

I.1.1 Définition

Les barrages sont des ouvrages destinés à retenir et à stocker de l'eau pour la restituer à des utilisateurs divers.

Ce sont des ouvrages hydrauliques, souvent importants, très délicats du point de vue de leur conception, et de leur réalisation et de leur exploitation et qui nécessitent un entretien très soutenu et soigné.

En effet, la ruine partielle ou totale d'un tel ouvrage se traduit par une catastrophe, la plus part de temps.

Si on veut une définition complète, on peut se rapporter de celle donnée par le professeur **H.PRESS de Berlin** : « un barrage est un ouvrage fixe de retenue qui partant de la section du cours d'eau, ferme complètement la vallée et réalise un bassin de retenue utilisé comme réservoir ».

I.1.2 But des barrages

Le but principal du barrage d'après sa définition, est l'accumulation. Cette accumulation sert à compenser l'inégalité des apports de la rivière et à adopter l'utilisation et la consommation de l'eau aux besoins.

Un but secondaire (parfois primordial dans notre pays) est la protection contre les crues. Enumérons les divers buts d'utilisation d'un barrage que l'on peut associer dans le même ouvrage :

1. protection contre les crues
2. alimentation en eau potable
3. amélioration de la navigation
4. irrigation
5. production de l'énergie électrique
6. besoins industriels
7. autres buts (dilution des eaux usées, amélioration de la nappe phréatique, protection contre le charriage et l'envasement)

I.2 Situation géographique du site

Le site du barrage de SOUK TLATA sur l'oued de BOU-GDOURA se situe à l'extrémité occidentale de la grande Kabylie à 8,5 km de Tizi-Ouzou, à 80 km environ à vol d'oiseau d'Alger dans la direction Est.

Le réservoir sera constitué de deux branches formées par les vallées de L'ACIF TLATA et du TALA IMEDRENE, qui confluent à l'amont du barrage avec un angle de 30° environ.

La retenue est fermée par une gorge de quelque centaine de mètres de long, site choisi pour le barrage.

Le fond de la rivière est situé approximativement au niveau 65m NGA et présente en son endroit le plus étroit une largeur d'environ 50 m. Les flancs de la vallée montent jusqu'au niveau 150m NGA au moins, avec une pente dépassant par endroits 2 : 1 (2 verticalement et 1 horizontalement).

La largeur de la vallée, à la cote du sommet du barrage, est de 200m environ.

En rive gauche, la retenue se prolonge derrière le massif d'appui à l'aval du barrage. La chaîne qui ferme le verrou sur cette rive s'abaisse au-dessous du niveau de la retenue, nécessitant la construction d'une digue de col.

Les coordonnées Lambert du site selon la carte 1/25000 sont :

$$\mathbf{X = 610.4 \text{ m}}$$

$$\mathbf{Y = 376.1 \text{ m}}$$

$$\mathbf{Z = 64 \text{ m NGA}}$$

Le plan de situation de l'ouvrage est montré dans la figure (I.1).

I.3 Documentation topographique

Un intérêt particulier doit être accordé à la collecte des données fiables, dont la consistance dépend principalement de l'approche méthodologique. La présente étude nécessite des données cartographiques, hydrologiques et pluviométriques de la région où se trouve le bassin versant.

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

- 2 Cartes topographique Ech 1 :25 000
- Levé topographique du site du barrage Ech 1:500

I.4 conclusion

La conception des ouvrages nécessite la réalisation de plans topographiques précis, s'appuyant sur des levés de la zone d'implantation du barrage.

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

CHAPITRE II :

GÉOLOGIQUE

&

GÉOTECHNIQUE

II.1 Introduction

La faisabilité d'un barrage est basée sur la nature géologique et géotechnique de son axe et de sa cuvette. Ce site doit être géologiquement et géotechniquement acceptable c'est-à-dire qu'il doit assurer une bonne assise de la digue et pouvoir fournir les matériaux nécessaire pour sa construction. La cuvette doit être étanche et les berges de la retenue stables.

Le but de cette étude est d'étudier la géologie et la géotechnique du site, de la cuvette et de l'axe de barrage et de savoir les principales caractéristiques :

- Perméabilité de la cuvette.
- Stabilité de la fondation, la digue et la cuvette.
- Recherche des matériaux d'emprunts.

II.2 Géologie de la région

Le site de souk Tlata se trouve sue le bort Méridionale du bassin sédimentaire du miocène inferieur terminal de TAZI OUZOU.

Ce bassin formé par une série épaisse de dépôts gréseux, pelitique et marneux, appartient a l'ancien golfe miocène de la basse Kabylie, qui est la termina son oriental du grand bassin sédimentaire de la Mitidja.

Les coupes géologiques sont représentées dans les figures (II.1) ;(II.2) et (II.3) :

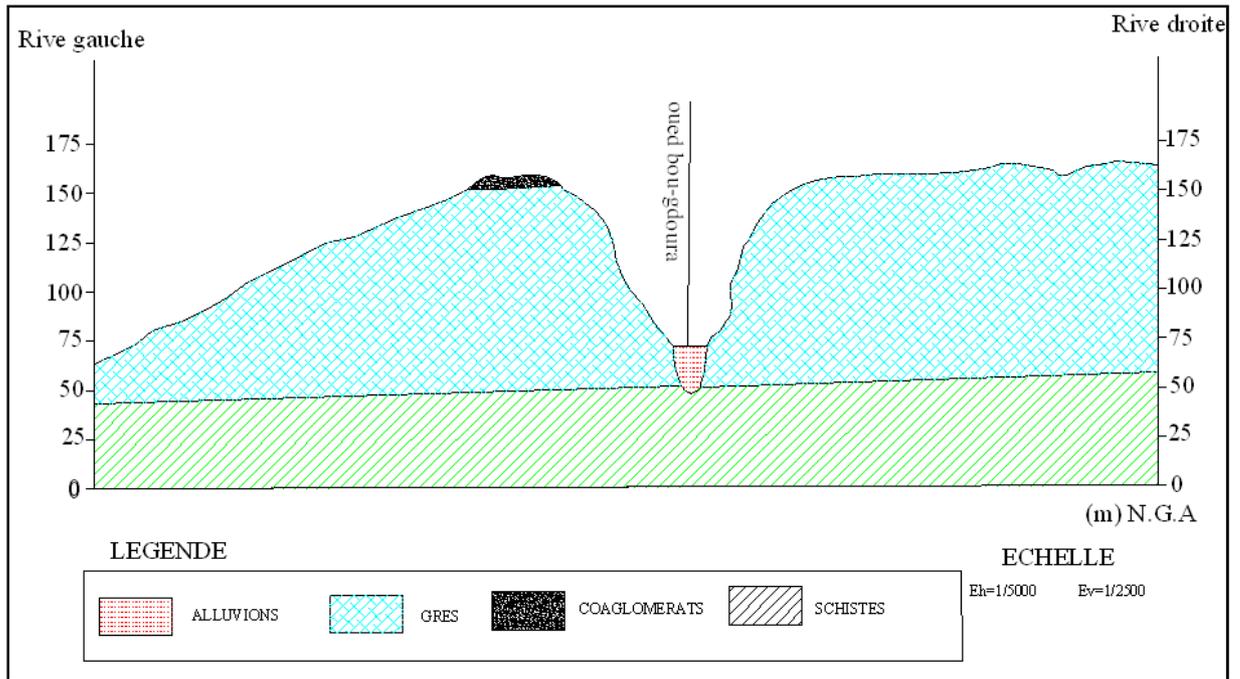


Figure II.1 : coupe géologique « oued bou-gdoura »

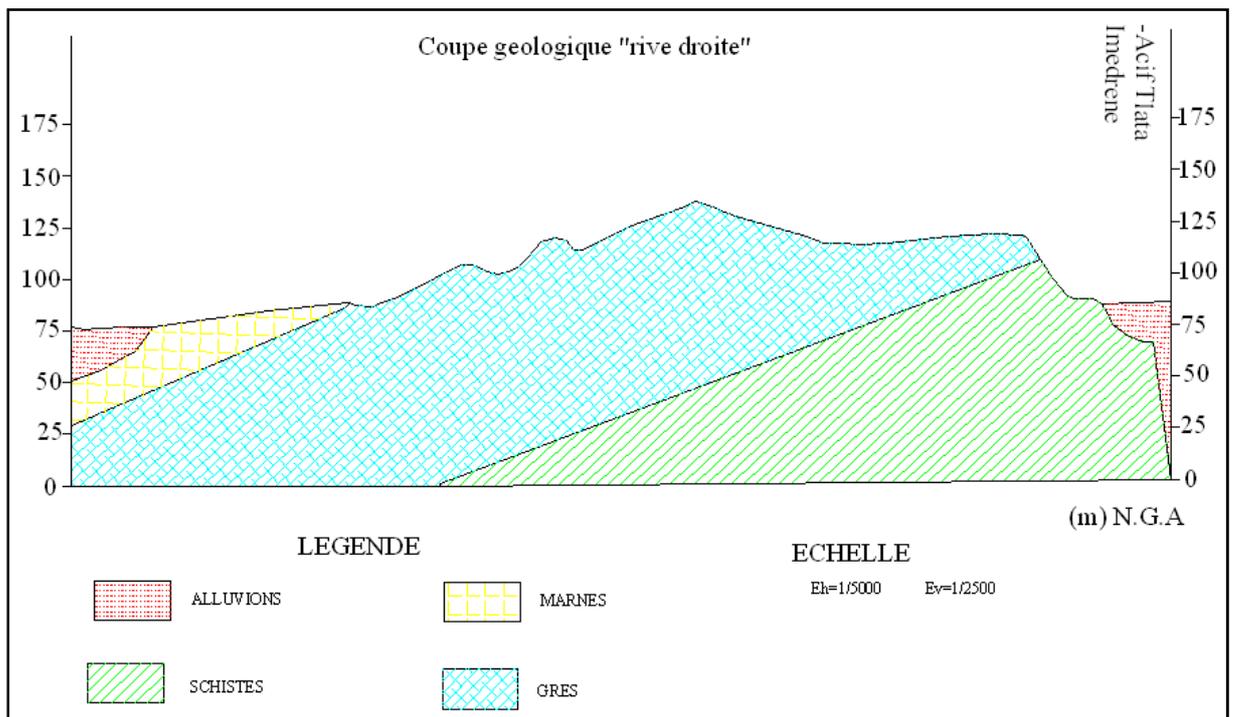


Figure II.2 : coupe géologique « rive gauche »

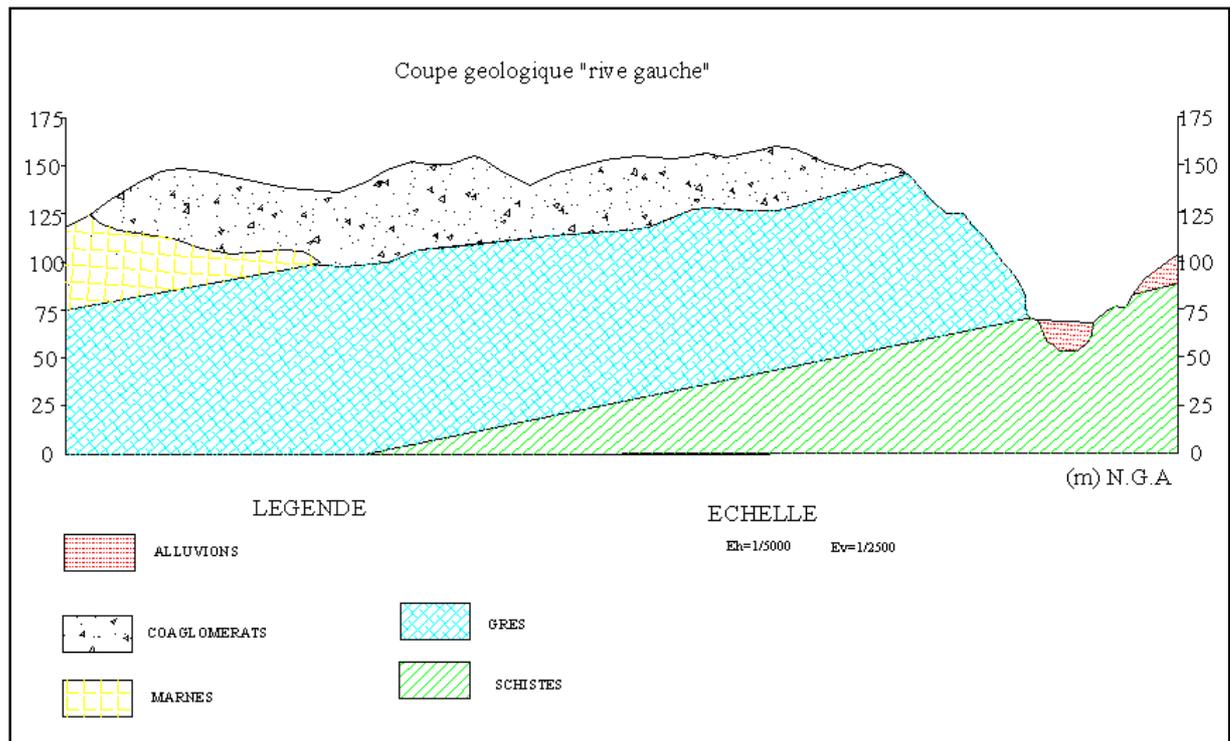


Figure II.3 : coupe géologique « rive droite »

Dans la zone du barrage, les sédiments burdigaliens recouverts avec un faciès transgressif le terrain enté-miocène du socle métamorphique primaire. Ces derniers affleurent immédiatement à l'amont de la gorge de Souk Tlata, occupant une vaste surface jusqu'au pied de la chaîne calcaire du Djurdjura.

La région est drainée par l'oued SEBAOU et ses affluents.

La plus grande partie des versants est couverte de sol éluviaux et colluviaux.

La région étudiée se trouve à une assez grande distance des zones sismiques historiques, par conséquent le risque de tremblement de terre de forte intensité est réduit.

II.3 Stratigraphie générale

Dans la zone de barrage, les sédiments burdigaliens recouverts avec un faciès transgressif et discordant les terrains enté-miocène du socle métamorphique primaire. Ces derniers affleurent immédiatement à l'amont de la gorge de SOUK TLATA, occupant une vaste surface jusqu'au pied de la chaîne de Djurdjura.

La transgression est marquée par une série de conglomérats de base formée par quelque mètre de poudingues localement grossier, suivis de grés fin siltites petite en alternance.

Le burdigalien présente deux facies qui passent latéralement de l'un à l'autre.

-Grés plus au moins fins, tendre, a ciment carbonatique.

-Pelites plus au moins carbonatique

En dessous on rencontre les terrains qui appartiennent a la série cristallophyllienne terminale du socle gressique est magmatique de la grande Kabylie. Dans la zone du barrage ces terrains sont représentés immédiatement sous le burdigalien par des phyllades.

II.3.1 Tectonique

Les sédiments burdigalien forment une structure mono climatique plongeant vers le nord avec un pendage (15 ; 20)%.

Il s'agit d'une structure tectonique en forme « Hors » et « Graben » due aux mouvements épirogéniques de la néotectonique dispensiez tardopliocene et poste-astienne, qui intéresse même les poudingues pliocène.

Par l'analyse des photos aériennes, on constate la présence d'un réseau dense de linéaments qui peuvent être attribués aux diaclases géantes ou aux failles subverticales déjà mentionnées.

II.3.2 perméabilité, conditions hydrogéologiques

Pour les alluvions de l'oued BOUGDOURA, K varie entre (5.10^{-1} ET 5.10^{-6}) cm/s ce qui met en évidence l'hétérogénéité du sol, confirmée également par les courbes granulométriques

Les coefficients K des poudingues pliocènes, qui suivent assez bien une distribution normale, montrent des faibles perméabilités (5.10^{-1} et 5.10^{-7}) cm/s, dues surtout au degré élève de consolidation et une certaine cimentation.

En ce qui concerne les grés, les nombreux essais exécutés que la différence de perméabilité entre les deux versants de l'oued Bougdoura est faible. En général, la formation gréseuse est très perméable ; en effet 74% du métrage essayé présente un coefficient de perméabilité supérieur à 1.10^{-5} cm/s et 30% donne des absorptions d'eau élevées (K supérieur à 1.10^{-4} cm/s).

La série des conglomérats de base ainsi que les phyllades doivent être considérées comme peu perméable par porosité. Toutefois ces formations ainsi fracturées ; les essais d'eau en pression dans les phyllades ont en effet donné des valeurs de K entre (1.10^{-4} et 1.10^{-5}) cm/s et entre (1.10^{-5} et 5.10^{-6}) cm/s.

Les fractures et les contacts stratigraphiques sont donc des chemins potentiels de fuite de l'eau de réservoir. Toutefois, à cet égard, c'est dans les collines de rive gauche que les risques sont les plus élevés. En effet, le phénomène le plus important du site du barrage est la vallée épigénétique (colmatée par les poudingues pliocènes) qui traverse obliquement la colline susmentionnée.

II. 4 Sismicité régionale et insitu

D'après les données historiques, la zone du barrage appartient à une région sismotectonique de faible à moyenne activité. En effet, elle se trouve loin des grands bassins sédimentaires, subsidents encore aujourd'hui du miocène inférieur (CHELIFF, MITIDJA, SOUMMAM HODNA) qui sont le centre des foyers sismiques les plus dangereux en Algérie.

Néanmoins le site du barrage n'est pas très distant des accidents tectoniques transversaux de direction N°140 et N°75 qui ont joué un rôle important dans les chaînes atlassiques pendant le paroxysme miocène et les soulèvements épirogéniques post-burdigalien, comme par exemple, les transversales de BUIRA/ISSER et du DJURDJURA/BEJAIA.

Par conséquent il est possible que la zone du barrage de Souk Tlata puisse ressentir bien qu'affaiblies par la distance, les secousses des séismes des régions sismotectoniques actives environnantes.

D'après les données historiques, il faut s'attendre, dans la zone du site du barrage à des tremblements de terre :

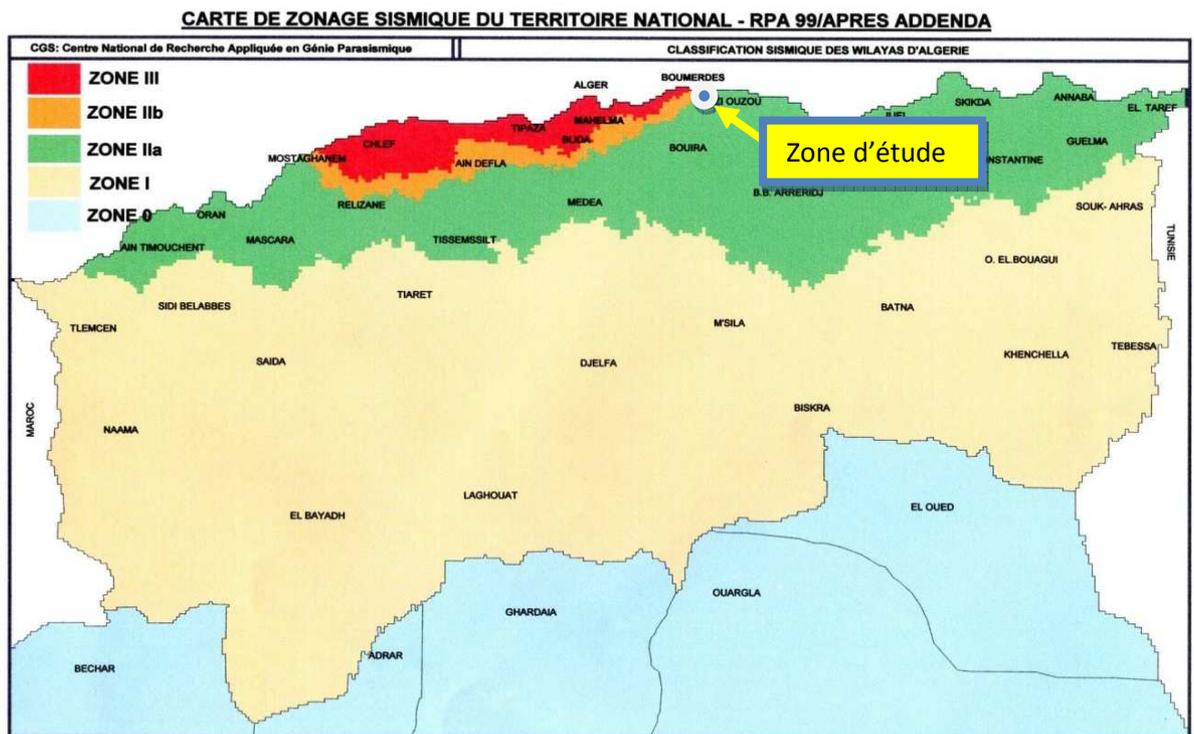
- légers (IMM= I - III) avec une fréquence biennale
- moyens (IMM=IV –V) avec une fréquence décennale
- forts (IMM=IV – VII) avec une fréquence de 150ans

Aucun foyer sismique n'a été enregistré au site du barrage pendant ces dernières 200 années dans un rayon de 40Km .des secousses des zones actives environnantes sont, par contre ressenties dans la région de TIZI-OUZOU avec une certaine fréquence, mais avec une faible intensité (I –IV).toutefois, les donnés historiques étant fragmentaires pour les périodes passés, l'on peut supposer que la zone du site a été sollicitée par des secousses d'intensité supérieure aux valeurs indiquées.

Par conséquent on estime pour le site du barrage les accélérations de pointe suivantes :

$$a_{\max} = (0,06 ; 0,10) \text{ g période de retour de 100 ans}$$

$$a_{\max} = 0,15 \text{ g période de retour de 500ans}$$



(Source ANB Echelle : 1/1000000)

Figure II. 4: Carte de zonage sismique du territoire algérien

II.5 Etude géotechnique

II.5.1 Aspects géotechniques

Pour bien définir les caractéristiques et les comportements mécaniques des sols, nous proposons des paramètres géotechniques qui sont basés sur les résultats de reconnaissances et les essais en laboratoire, sur les observations du comportement des massifs rocheux dans la nature et sur des comparaisons avec les valeurs empiriques. Les caractéristiques géotechniques essentielles de site du barrage sont données ci-dessous

II.5.2 Caractéristiques géotechniques essentielles

a)-Colluvions argileuses

Paramètres de classification

-Granulométrie, fraction < 2 micron % :	$X=11\pm 4$
-Limites et indices de consistance %:	$W_L=35,3\pm 6$
	$I_p=16,6\pm 5$
-Activité colloïdale	$A=1,56\pm 0,9$
-Teneur en matière organique % :	$X=0,93\pm 0,7$
-Classification U.S.C.S.	81% <i>CL</i>
	14% <i>SC-CL</i>
	5% <i>GC-CL</i>

Paramètres de compactage AA.S.H.O. Standard

-Densité sèche optimum t/m^3 :	$\gamma_d = 1,83\pm 0,05$
-Teneur en eau optimum %:	$W_s=14,7\pm 1,6$

Paramètres mécaniques des échantillons compactés à W_n optimum

- Caractéristiques oedométriques:

* Index de compression	$C_c = 0,15 \pm 0,03$
* Index de gonflement	$C_g = 0,018 \pm 0,007$
* Coefficient de perméabilité k entre 2 et 8 bars Cm/s:	$K = 4 \times 10^{-5} \pm 3 \times 10^{-5}$

- Caractéristiques de résistance au cisaillement:

* Essai triaxial CU + U kg/cm ² :	$C' = 0,35 \div 0,55$
	$\phi' = 18 \div 19^\circ$

 b)-Alluvions graveleuses de l'Oued Bou Gdoura
Paramètres de classification

-Granulométrie, fraction <0.06 mm %:	8÷23
-Densité relative naturelle	DR = 0,59±0,2
-Classification U.S.C.S.	48% SC-CL 24% GC 4% SC

Paramètres de compactage A.A.S.H.O.Standard

-Densité sèche optimum t/m ³ :	$\gamma_d = 2,13 \pm 0,03$
-Teneur en eau optimum %:	$W_s = 7,3 \pm 0,5$

Paramètres mécaniques des échantillons compactés à W_n optimum

- Caractéristiques de résistance au cisaillement:

* Essai triaxial consolidé et drainé (CD) kg/cm²: $C' = 0$

$\varphi' = 42,5^\circ$

 c)-Grès burdigaliens

Paramètres de classification

-Granulométrie, fraction < 0,06 mm %: $30 \div 68$

-Limites et indices d'Atterberg %: $W_L = 27,4$

$I_P = 12,2$

-Teneur en carbonates, à l'exclusion

des lithotypes organogènes % : $X = 13,7 \pm 6,5$

-Désagrégation après 70 j. d'immersion 0

Paramètres de résistance

-Résistance à la compression simple kg/Cm²: $\sigma_c = 102 \pm 45$

-Idem, après 10 j d'immersion kg/Cm²: $\sigma_{c10} = 80 \pm 38$

Remarque

Les résultats des essais de compression simple sur carottes en conditions naturelles ou après 10 jours d'immersion en eau présentent une forte dispersion. Il faut s'attendre à ce qu'une bonne partie des blocs de roche puisse se désagréger après le compactage du tout-venant gréseux.

✚ d)-Pérites altérées

Paramètres de classification

-Granulométrie, fraction <2 micron % :	$X=25\pm 4$
- Limites et indices d'Atterberg %:	$W_L=44\pm 2,5$
	$I_p=22,5\pm 3$
- activité colloïdale	$A= 1,25\pm 0,3$
-Teneur en carbonates % :	$X=16,4\pm 3,2$
-Classification U.S.C.S.	CL
-Poids spécifique des grains t/m ³	$Y_s =2,72\pm 0,04$
-Teneur en eau naturelle	$W=7,55\pm 3,1$
-Densité sèche	$Y_d=2,08\pm 0,2$

Paramètres de compactage A.A.S.H.O. Standard

-Densité sèche optimum t/m ³ :	$Y_d=1,73\pm 0,04$
-Teneur en eau optimum %:	$W_s=17,5\pm 1$

Paramètres mécaniques des échantillons compactés à W_n optimum

- Caractéristiques de résistance au cisaillement:

* Essai triaxial CU + U kg/cm ² :	$C' = 0,17$
	$\phi' = 25^\circ$

✚ e)-Poudingues pliocènes

Paramètres de classification

-Granulométrie, fraction <0,06 mm %:	$4 \div 12$
-Limites et indices de consistance %:	$W_1=34,1 \pm 2,5$
	$I_p=10,5 \pm 1,9$
-Classification U.S.C.S. :	<i>GC</i>
-Densité sèche naturelle t/m ³ :	$\gamma_d=1,97 \pm 1,99$
-Poids spécifique des grains t/m ³ :	$\gamma_s=2,66 \pm 0,005$

Paramètres de compactage A.A.S. H. O.Standard

-Densité sèche optimum t/m ³ :	$\gamma_d=2,27 \pm 0,03$
-Teneur en eau optimum %:	$W=4,7 \pm 0,8$
-Coefficient de perméabilité au perméamètre sur échantillons compacts cm/s:	$k = 2.4 \times 10^{-6} \div 3.3 \times 10^{-6}$

CONCLUSION

Après l'analyse de toutes les données géotechnique de terrain et de laboratoire, effectuées sur les différents faciès évoqués ci-dessus, que ce soit au droit du site du barrage Souk tlata ou au niveau de la cuvette et ses proximités (zones d'emprunt pour la construction du barrage) on peut faire les conclusions et les recommandations suivant :

L'étanchéité de l'assiette du barrage est assurée par les argiles imperméables.

La couche alluvionnaire perméable (sable, graviers, cailloux) du fond de la vallée nous obligent à asseoir la fondation de la digue jusqu'au substratum sain et imperméable.

Les matériaux argileux colluvionnaires nécessaires à l'étanchéité et la recharge de la digue, seront exploités de la zone d'emprunt située dans la cuvette et ses alentours.

Les matériaux nécessaires à la protection de la digue (blocs d'enrochement) seront fournis les carrières calcaires en exploitation, situées dans la région sous forme de blocs.

On peut donc conclure que toutes les conditions géotechniques sont favorables pour la réalisation d'un barrage en matériaux meubles sur le site du barrage Oued Bougdoura daïra Draa ben khada, willaya de Tizi ousou.

CHAPITRE III :

ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction

L'hydrologie peut être définie brièvement comme la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature et l'évolution de celle-ci à la surface de la terre et dans le sol, Cette étude à une grande importance, car le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrotechniques sont liées aux paramètres hydrologiques.

L'objectif de cette étude est d'établir les éléments hydrologiques nécessaires à l'établissement du projet du barrage, c'est-à-dire l'étude des apports, l'étude des crues rares et l'étude de régularisation visant à définir le dimensionnement optimal du barrage.

III.1 Le bassin versant**III.1.1 Caractéristiques générales du bassin versant**

On appelle bassin versant d'un cours d'eau l'ensemble des terrains tels que les eaux de pluie, qui y tombent et y ruissellent, atteignent finalement le cours d'eau en question. (Soit le point dit l'exutoire ainsi qu'une partie s'infilte)

Un bassin versant est donc limité par une ligne de crête qui est la ligne de partage des eaux de ruissellement.

III.1.2 Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant

Les travaux sous cité sont effectués sur la carte d'état major à l'échelle 1/25000 ; cette carte nous a permis de délimiter le bassin versant de l'oued BOUGDOURA en passant par les lignes de partage des eaux et les crêtes.

Ses coordonnées au système Lambert sont :

$$\mathbf{X = 610.4m}$$

$$\mathbf{Y = 376.1 m}$$

$$\mathbf{Z = 64 m}$$

III.1.3 Caractéristiques morphologiques du bassin versant**III.1.3.1 Paramètres géométriques****•Superficie du bassin versant**

La superficie du bassin versant est mesurée par planimétrie sur la carte topographique au 1/25000 (site du barrage) :


$$\mathbf{S = 465 \text{ Km}^2}$$

• **Périmètre du bassin versant**

Le périmètre du bassin versant est obtenu directement par curvimètre sur la même carte et à la même échelle :

P = 100 Km²

Longueur du talweg principal

C'est le talweg le plus long curvimètre et il est de

L=33km

III.1.3.2 Paramètres de forme

• **Indice de compacité de Gravellius "Kc"**

Cet indice exprime la forme du bassin versant, il est en fonction de la surface du bassin et de son périmètre.

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (III.1)$$

P: périmètre du bassin versant (Km)

S: superficie du bassin versant (Km²)

Si : Kc = 1 ; le bassin versant est ramassé.

Kc > 1 ; le bassin est allongé.

$$K_c = 0,28 \frac{100}{\sqrt{465}} \dots\dots\dots (III.2)$$

AN :

K_c = 1.3

• **Rectangle équivalent ou Rectangle de Grave lieux**

La notion de rectangle équivalent à été introduite dans l'étude géomorphologique des bassins et elle permet la comparaison des bassins entre eux de point de vue de

L'influence de la forme sur l'écoulement, en possédant la même superficie et le même périmètre que le bassin considéré et par conséquent le même indice de compacité.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2*(L+l) \quad \text{Et} \quad S = L*l \quad \dots\dots\dots (III.3)$$

• **Coefficient d'allongement**

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$Ca = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots(III.7)$$

L : la longueur du talweg principal L = 33 Km

S : la superficie du bassin versant. S = 465 Km²

AN :

Ca = 2.34

III.1.3.3 Paramètres du relief

• **Courbe hypsométrique**

Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique après planimétrage des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses et les différentes cotes.

Le tableau II.1 nous donne la répartition des surfaces en fonction des cotes.

Tableau III.01 : Répartition en % de la surface élémentaire

Altitude (m)	Altitudes moyen (m)	S _i [Km ²]	S _i [%]	S _i cum [%]
940-800	870	40	8.6	8.6
800-600	700	60.8	13.07	21.68
600-400	500	98.4	21.16	42.88
400-200	300	225.6	48.52	91.34
200-100	150	40.2	8.65	100

• **Les altitudes caractéristiques**

L'altitude maximale et minimale

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire. Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant

intervenir des variables climatologiques telles que la température, la précipitation et le couvert neigeux. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente, donc d'après la carte topographique on a :

$$H_{\max} = 940 \text{ m NGA}$$

$$H_{\min} = 100 \text{ m NGA}$$

Tableau III.02 : Résultats de calcul

Altitude (m)	H_i [m]	$S_i.H_i$ [Km ² .m]
940-800	870	34.38
800-600	700	42.56
600-400	500	49.2
400-200	300	29.33
200-100	150	6.03

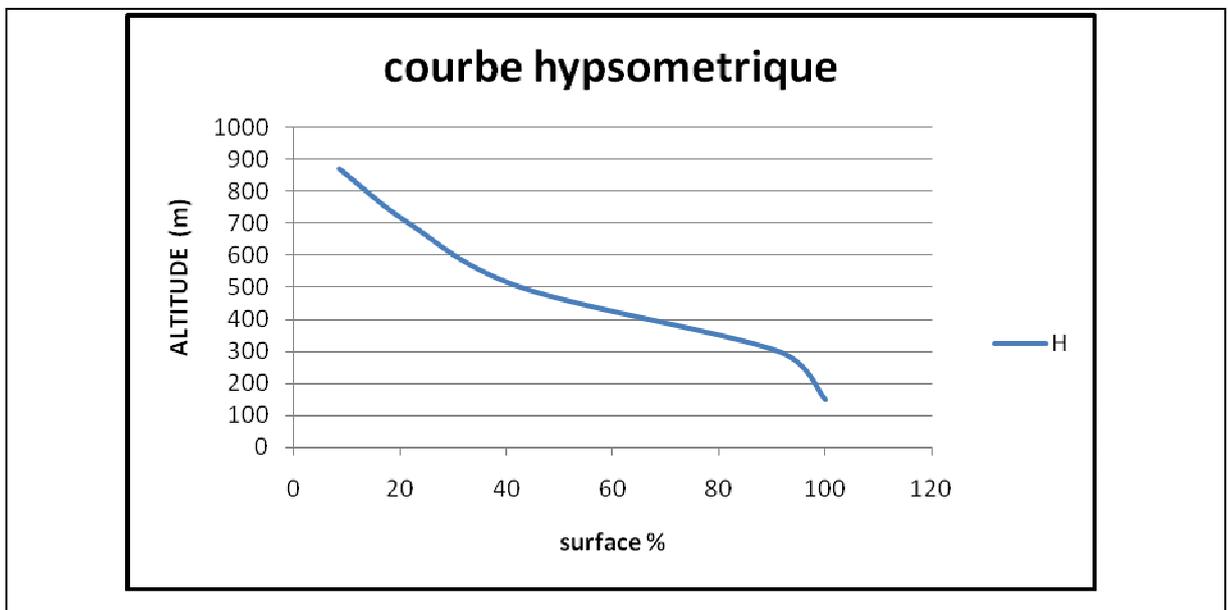


Fig. III.2 : Courbe hypsométrique

Altitude moyenne du bassin versant

Celle-ci est donnée par deux procédés :

a - Graphiquement

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

$$H_{\text{moy}} = 430 \text{ m NGA}$$

b - Analytiquement:

$$H_{\text{moy}} = \sum \frac{S_i \times H_i}{S_{B/V}} \dots\dots\dots\text{(III.8)}$$

S_i : surface partielle entre deux courbes de niveaux (Km²)

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveaux successives (m)

S : Superficie du bassin versant (Km²)

$$H_{\text{moy}} = 430.7 \text{ m NGA}$$

Altitude médian

L'altitude médiane est H_{med} est lue sur la courbe hypsométrique :

$$H_{50\%} = 430 \text{ m NGA}$$

• Indice de pente global

Cet indice est déterminé par la formule suivante:

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots\text{(III-9)}$$

Avec:

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

$$H_{5\%} = 760 \text{ m}$$

$$H_{95\%} = 122 \text{ m}$$

$$D = 638 \text{ m}$$

L : la longueur du rectangle équivalent.

$$I_g = 16.79$$

• **Indice de pente moyenne Ipm**

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

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots\dots\dots(III-10)$$

Ipm=0.22%

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

• **Indice de pente ROCHE Ip**

Ip est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau Hi est Hi-1. Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i \cdot D_i} \dots\dots\dots(III-11)$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

Ai : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives Hi et Hi+1

Tableau III-3: détermination de la pente Roche Ip

Altitude	Di=Hi-Hi-1	Si	Ai=Si/S	$\sqrt{D_i \cdot A_i}$
m	m	km2	%	
940-800	140	40	8.6	74.83
800-600	200	60.8	13.07	110.27
600-400	200	98.4	21.16	140.29
400-200	200	225.6	48.52	212.41
200-100	100	40.2	8.65	63.4

Ip=1%

• **Dénivelée spécifique**

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d’après la deuxième classification de l’O.R.S.T.O.M appliquée à tout le bassin quelque soit sa surface. Elle est donnée par la formule :

$$Ds = Ig\sqrt{S} \dots\dots\dots (III-12)$$

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 modéré	250
6	Fort	500
7	Très fort	>500

$Ds = 362.06m$

Dans notre cas le relief est fort.

• **Pente moyenne du bassin versant**

$$I_{moy} = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S} \dots\dots\dots (III-13)$$

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

$L_1L_2\dots L_n$: les longueurs des courbes de niveaux (Km).

S: superficie du bassin versant (Km²).

Les résultats des mesures sont présentés dans le tableau (III.5).

Tableau III.5 : Evaluation de la pente moyenne.

N°	courbe	ΔH	Longueur (km)
1	200	200	3.26
2	400		18.21
3	600		8
4	800		4.9
7	900		1,93

A.N : la pente moyenne de bassin est :

$$I_{moy} = 0.13m/km$$

III-1.3.4 Caractéristiques hydrographiques

• le réseau hydrographique

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les mêmes cartes citées pour la détermination de l'altitude moyenne.

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM.

Dans cette classification de SCHUM est considéré « ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x) ».

• Densité de drainage

C'est la longueur totale de tous les talwegs du bassin.

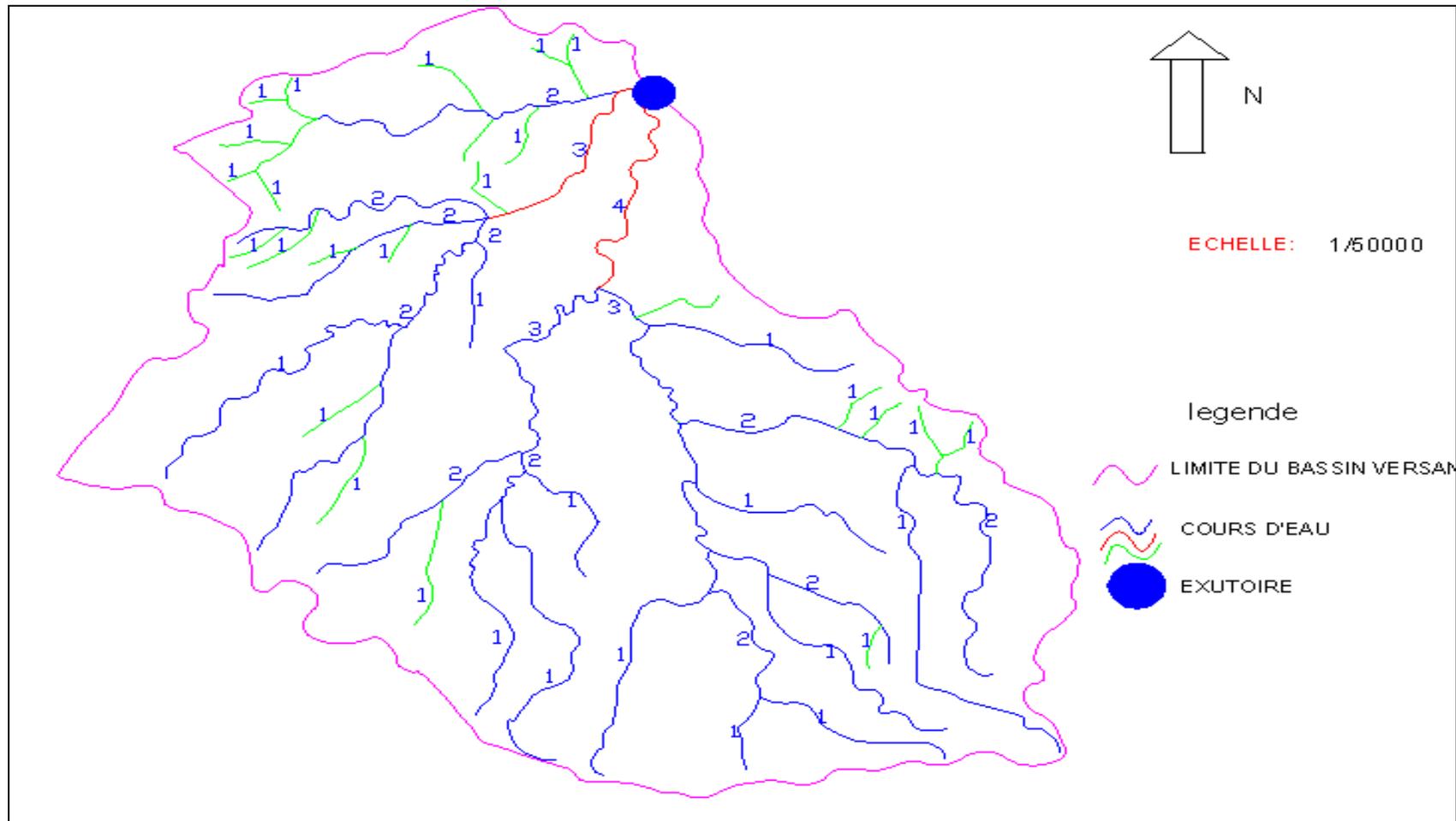
$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots (III-14)$$

∑L_i: longueur total des talwegs d'ordre i en (Km) ∑L_i = 16,85 Km.

S:surface du bassin versant en (Km²).

Pour procéder à ce calcul, il faut classer les cours d'eau en utilisant la méthode de Schum.

$$D_d = 0.71km/km^2$$



Figur III .3 RESEAU HYDROGRAPHIQUE DU BASSIN VERSANT

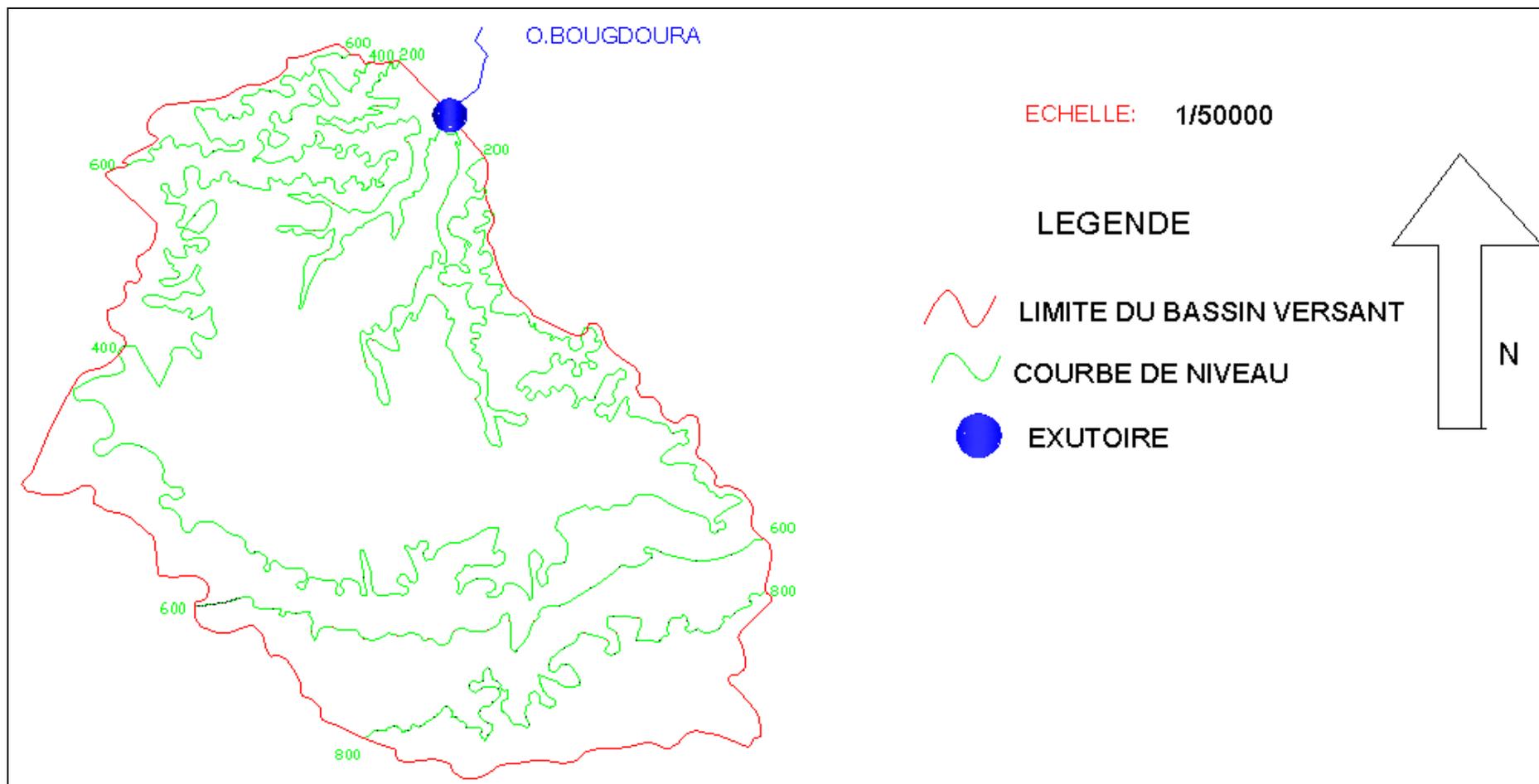


Figure III .4 Bassin versan de oued bougdoura

• **Longueur moyenne des versants**

$$L_i = \frac{L}{2D_d} \dots\dots\dots (III-15)$$

D_d : densité de drainage en (km/km²).

L : longueur du rectangle équivalent en (km).

$L_i = 26,76$

• **Temps de concentration**

Une fois connue la zone d'où proviennent les eaux de ruissellement, il reste à définir la façon dont ce bassin versant réagit à une pluie. Il importe en particulier de savoir au bout de quelle durée de pluie les eaux provenant de la totalité du bassin versant, atteignant l'exutoire, donnant ainsi le débit maximum. On peut estimer que le débit de la crue est atteint lorsque le temps de concentration est atteint, et ceci par plusieurs formules empiriques tels:

▪ **Formule de GIANDO**

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (III.16)$$

A : Surface du bassin versant en [Km²] ;

L : longueur du talweg principale en [Km];

H_{moy} , H_{min} : respectivement la hauteur moyenne et minimale du B.V en [m].

A.N :

$T_c = 9.32$ heure

▪ **Formule de CALIFORNIA**

$$T_c = \left(\frac{0.87 \cdot L^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0.386} \dots\dots\dots (III.17)$$

A.N :

$T_c = 4,04$ heure

■ Formule de KIRPICH :

$$T_C = 0,6615 \cdot L_p^{0,77} \cdot I_g^{-0,385} \dots\dots\dots (III-18)$$

Avec :

L_p : Longueur du cours d'eau principal (km) ;

I_{moy} : Pente moyenne du bassin versant.

A.N :

$T_c=3,3$ heures

Les résultats de différentes méthodes sont présents dans le Tableau suivant :

TABEAU III 6 : Temps de concentration

Formule	T _c (heure)
GIANDOTTI	9.32
CALIFORNIA	4.04
KIRPICH	3.3

Commentaire : Pour des raisons de sécurité en opte pour la valeur minimale

$T_c=3,3$ heures

• **Vitesse moyenne de ruissellement :**

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_R = \frac{L_p}{T_C} \dots\dots\dots (III-19)$$

L_p : longueur du talweg principal.

T_C : temps de concentration.

$V_r=11$ Km/h

• Coefficient de sinuosité :

Ce coefficient est donné par la formule suivante :

$$C_s = \frac{L_d}{L_p} \dots\dots\dots (III-20)$$

L_d : distance rectiligne mesuré à la règle de la source jusqu'à l'exutoire. $L_d=38$ km

L_p : longueur du talweg principal.

$C_s = 1,15$

Tableau III.7: des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

DESIGNATION		SYMBOLE	UNITES	VALEUR
Superficie		S	km ²	465
Périmètre		P	km	100
Longueur du thalweg principal		L _P	km	33
Indice de compacité		K _C	-	1.3
Coefficient d'allongement		Ca	-	2.34
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km	38
	largeur	l _r	Km	12.32
Altitudes	maximale	H _{max}	m	940
	moyenne	H _{moy}	m	430.7
	médiane	H _{med}	m	430
	minimale	H _{min}	m	100
Pente moyenne de B.V		I _{moy}	%	0.13
Indice de pente globale		I _g	%	16.79
Indice de pente moyenne		I _{pm}	%	0.22
Indice de pente de M Roche		I _p	%	1
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	362.06
Temps de concentration		T _c	h	3.3
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/H	11
Coefficient de sinuosité		C _s	-	1.15

III.1. 3.5 Caractéristiques climatiques du bassin versant

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

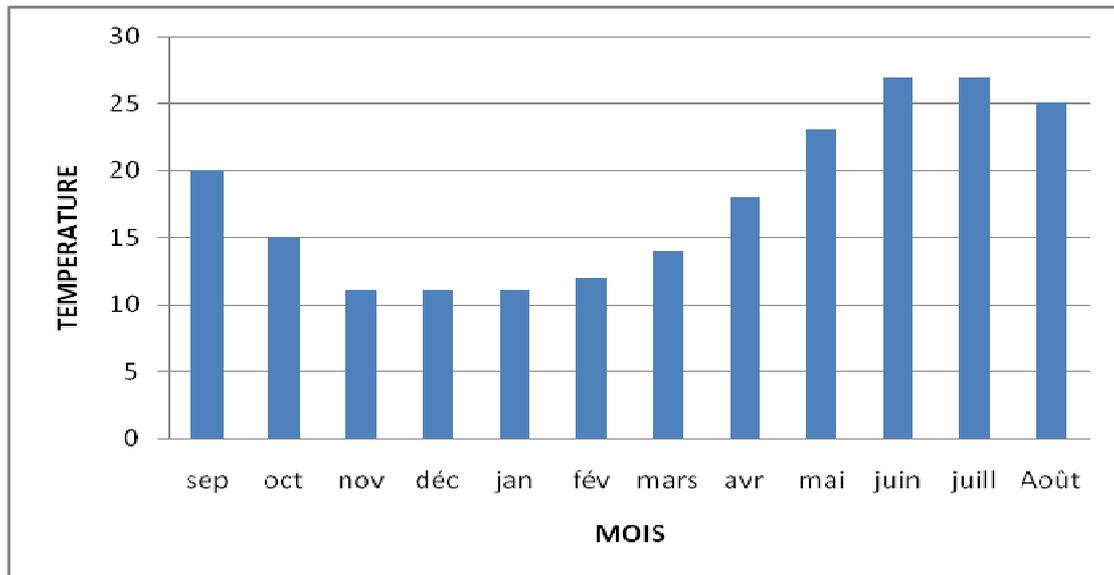
La précipitation avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température le vent qui a une influence sur l'évaporation et la transpiration.

III.1.3.6 Température

Le climat est caractérisé par une saison froide relativement tempérée, durant laquelle des perturbations cycloniques apportent des pluies souvent substantielles surtout sur les reliefs, suivies d'une période chaude. La température moyenne annuelle de cette station est de 18°C.

Tableau III.8: Répartition mensuelle de la température.

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juill	Août	année
T(°c)	20	15	11	11	11	12	14	18	23	27	27	25	18

**Figure III.5.** Répartition mensuelle de la température

III.1.3.7 répartition mensuelle du vent

A Tizi Ouzou les vents les plus forts soufflent à la fin de l'automne et le printemps sur la direction Est-Ouest.

La vitesse moyenne des vents est considérée comme « modérée » (2,6 m/s).

Tableau III.9: Répartition mensuelle du vent en m/s

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juill	A	An
V (m/s)	2,2	2,5	2,9	3	2,7	2,7	2,9	2,8	2,5	2,3	2,3	2,3	2,6

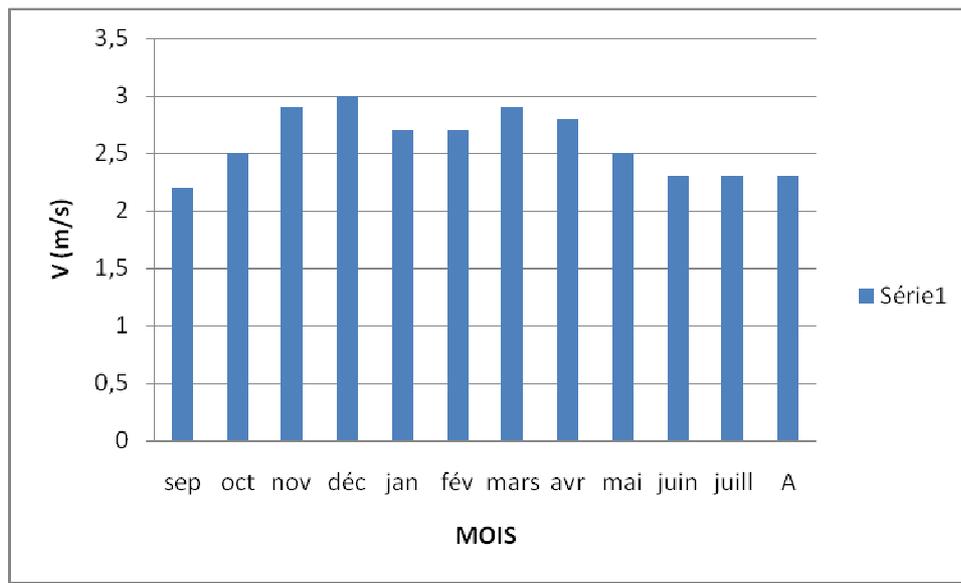


Figure III.6. Répartition mensuelle du vent

III.1.3.8 L'évaporation

L'évaporation moyenne annuelle retenue est donc de 121.92mm, comme on le remarque dans le tableau. Elle est minimale durant les mois d'hiver (décembre et janvier), alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (juin, juillet et août).

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

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juil	aoû	an
Evaporation (mm)	19.44	9.72	6.48	4.86	3.24	4.86	8.10	11.34	14.59	22.68	29.16	27.54	162
Evaporation (%)	12	6	4	3	2	3	5	7	9	14	18	17	100

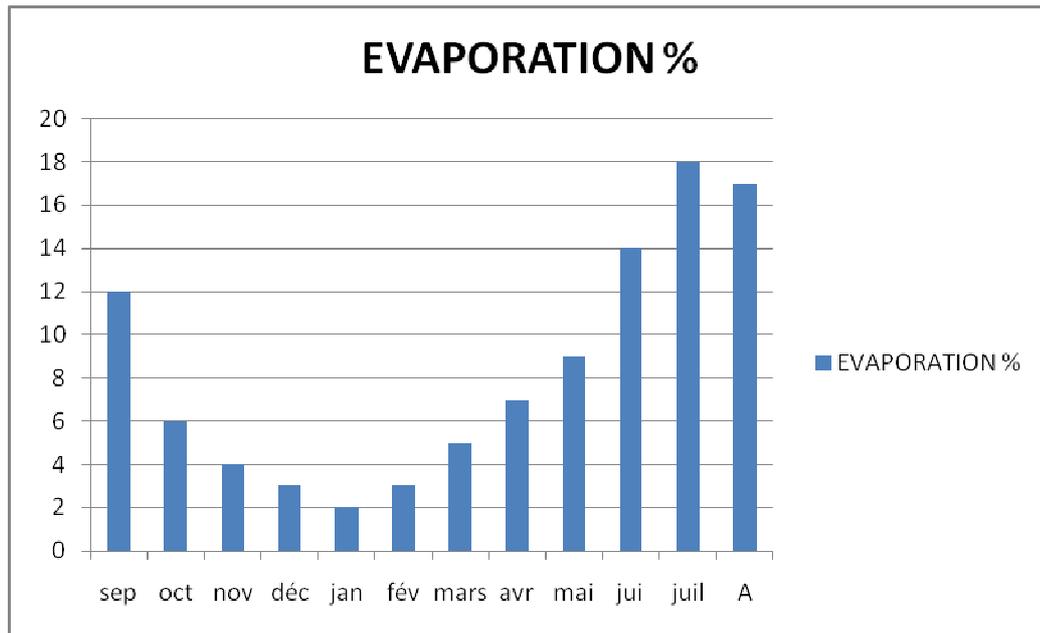


Figure III.7 : Répartition mensuelle de l'évaporation.

III.1.3.9 la pluviométrie

a- Données disponibles :

Les données de la station ont été recueillies de l'agence nationale des ressources hydraulique(ANRH). Les caractéristiques de ces dernières sont portées dans le tableau suivant :

TABLEAU_III 11 :

Station	Code	source	Coordonnées			N
			X (km)	Y (km)	Z (m)	
BOGHNI	021903	A.N.R.H	612.5	361.15	250	40ans

Dans le tableau (III.12) reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année :

Tableau III.12 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle (1990-2004)

mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	aou	année
précipitation (mm)	34,87	52,77	86,37	72,38	96,92	77,50	70,30	73,60	48,65	9,54	4,93	7,36	711,24
précipitation(%)	4,90	7,42	12,14	10,18	13,63	10,90	9,88	10,35	6,84	1,34	0,69	1,03	100

La répartition mensuelle de la précipitation est présentée en figure .III.8.

Nous remarquerons que les lames précipitées durant les mois de novembre à avril sont à peu près de même ordre de grandeur et représente environs 80 % du total pluviométrique annuel néanmoins, on note une pointe en janvier.

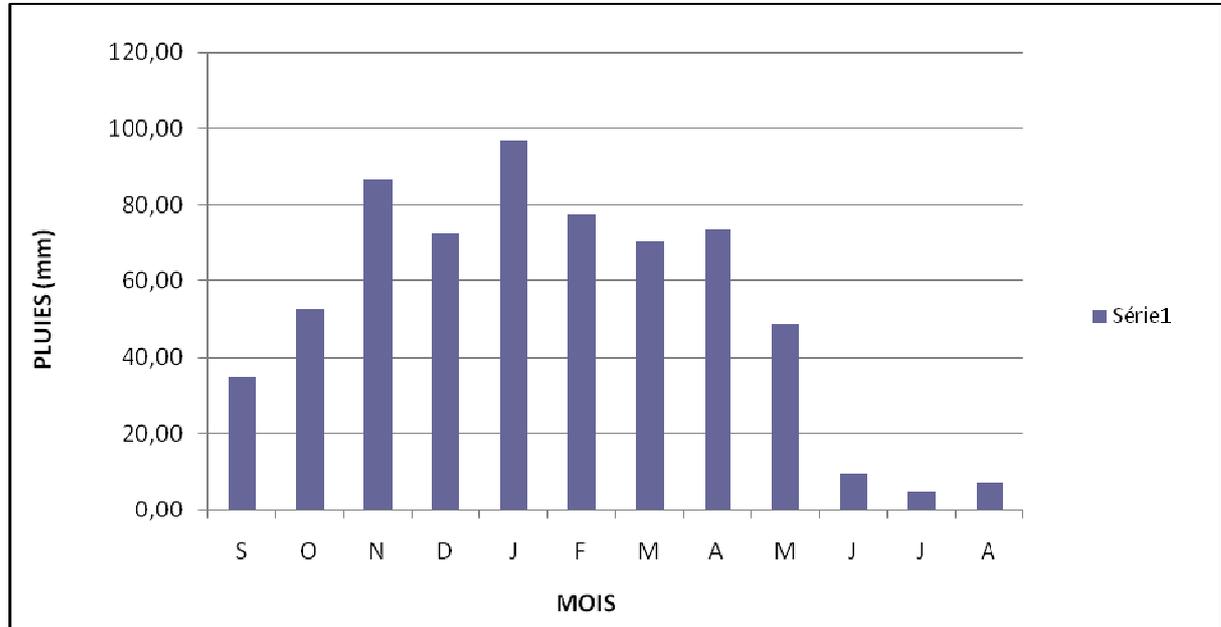


Figure .III.8 : Répartition mensuelle de la précipitation

III.2 Les précipitations maximales journalières

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

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

Les caractéristiques de la série sont représentées dans Ce tableau

Tableau III.13 : Caractéristiques de la série avec N=40ans

caractéristiques	Formules	valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=40} Xi$	2363.5mm
la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=40} Xi}{n}$	57.65mm
L'écart type « $\bar{\sigma}_x$ » ; Pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{31} (X_i - 42.5)^2}{40}} \right]$	22.33mm
Coefficient de variation « C_v » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,39
L'exposant climatique :	$b=0.47$	

Remarque

L'exposant climatique pour notre région ($b=0.47$) est donné par l'ANRH d'Alger

III.2.1 Choix de la loi d'ajustement**III.2.1.1 Pluies 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.

III.2.1.2 Ajustement des pluies maximales journalières

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée (B.Touabia, 2001).

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide de deux logiciels « HYDROLAB » et « HYFRAN » disponible au centre de calcul de l'E.N.S.H.

• **Ajustement à la loi de GUMBEL (maximum de vraisemblance)**

L'équation de la droite de GUMBEL:

$$P_{\max j} = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \dots\dots\dots(III.21)$$

y:variable de la droite de Gumbel:

$$y = -[\ln (-\ln (F(x)))] \dots\dots\dots(III.22)$$

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{N} \dots\dots\dots (III.23)$$

Ou :

m: l'ordre de classement;

n: taille de l'échantillon;

Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau III.14: Ajustement a la loi de Gumbel

T (ans)	q	Xt	Ecart type	Les intervalles de confiance	
10000	0.9999	199	20.4	159	239
2000	0.9995	172	17.1	139	206
1000	0.9990	161	15.6	130	192
200.0	0.9950	134	12.3	110	158
100.0	0.9900	123	10.9	101	144
50.0	0.9800	111	9.45	92.6	130
20.0	0.9500	95.7	7.58	80.8	111
10.0	0.9000	83.8	6.18	71.7	95.9
5.0	0.8000	71.4	4.80	62	80.8
3.0	0.6667	61.5	3.81	54	69.0
2.0	0.5000	52.6	3.10	46.5	58.7

Le nombre d'observation : 40.

U=46.542501

Et : q=F(x) (probabilités au non dépassement)

La période de retour : T=1/ (1-q)

Xt : la précipitation pour une période de retour donnée

Résultats de l'ajustement à la loi de LOG NORMALE (maximum de vraisemblance)

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

$$F (X) = \frac{1}{\sqrt{2 \Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(III.24)$$

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

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

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

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{42} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \dots\dots\dots(III.25)$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumées dans le tableau (III.15).

T (ans)	q	Xt	Ecart type	Les intervalles de confiance	
10000	0.9999	206	34.5	139	174
2000	0.9995	176	26.6	124	228
1000	0.9990	164	23.4	118	210
200.0	0.9950	136	16.7	103	168
100.0	0.9900	124	14.1	96	151
50.0	0.9800	112	11.7	89	135
20.0	0.9500	96.3	8.76	79.2	113
10.0	0.9000	84.3	6.73	71.1	97.5
5.0	0.8000	71.7	4.92	62.0	81.3
3.0	0.6667	61.6	3.79	54.2	69.1
2.0	0.5000	52.6	3.10	46.5	58.7

Le nombre d'observation : 40

Mu=3.963285 Sigma =367362

Et : q=F(x) (probabilités au non dépassement)

La période de retour : T=1/ (1-q)

Résultats de l'ajustement à la loi NORMALE (maximum de vraisemblance)

Le nombre d'observation : 40

Mu=56.205128

Sigma=21.111458

Et : $q=F(x)$ (probabilités au non dépassement)

La période de retour : $T=1/(1-q)$

TABLEAU III 16 :

T (ans)	q	Xt	Ecart type	Les intervalles de confiance	
10000	0.9999	135	9.62	116	154
2000	0.9995	126	8.66	109	143
1000	0.9990	121	8.21	105	138
200.0	0.9950	11	7.10	96.7	125
100.0	0.9900	105	6.57	92.4	118
50.0	0.9800	99.6	6.01	87.8	111
20.0	0.9500	90.9	5.23	80.7	101
10.0	0.9000	83.3	4.59	74.3	92.3
5.0	0.8000	74.0	3.95	66.2	81.7
3.0	0.6667	65.3	3.54	58.4	72.2
2.0	0.5000	56.2	3.38	49.6	62.8

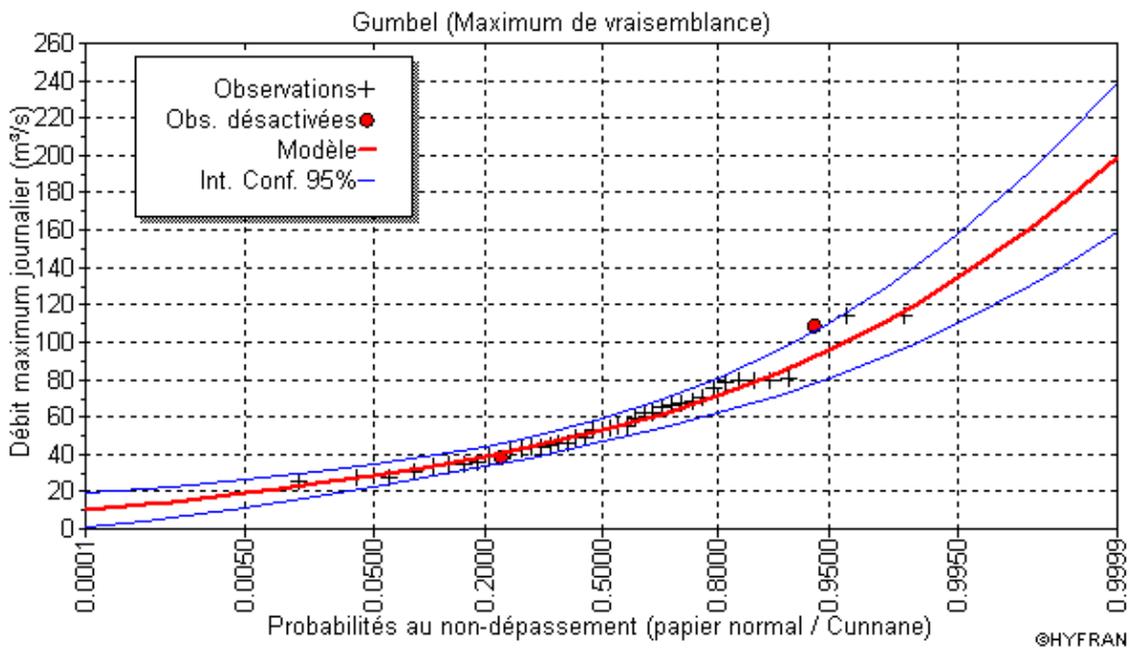


FIG III. 9 : GUMBEL (Maximum de vraisemblance)

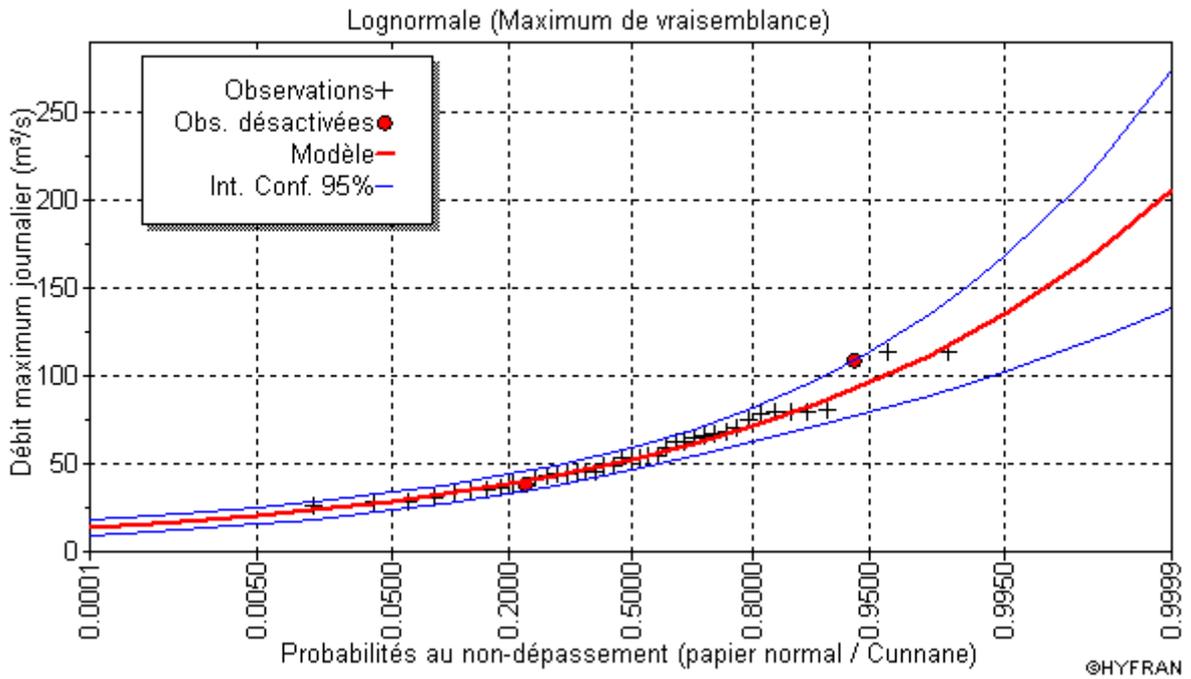


FIG 10 : Lognormale (Maximum de vraisemblance)

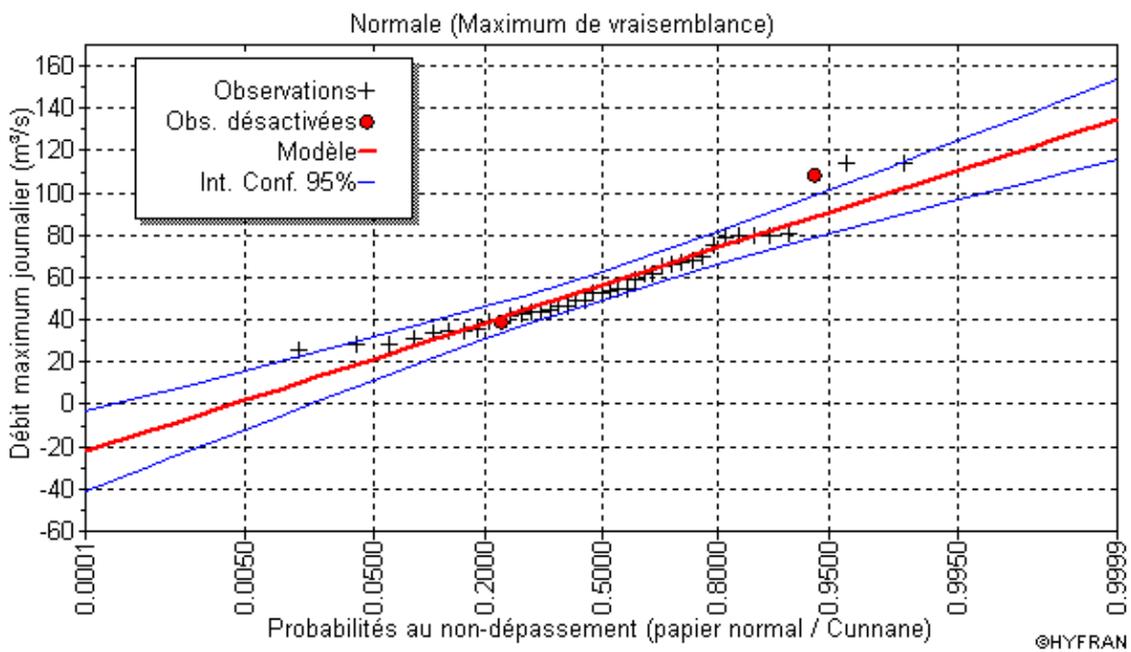


FIG 11 : Normale (Maximum de vraisemblance)

Tableau III.17 : Les paramètres statiques de l'échantillon.

Paramètre	Quantité
Moyenne [mm]	57
Ecart type [mm]	22.4
Coefficient de variation	0.392
Coefficient d'asymétrie	0.971

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

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

$$P_{tc} = P_{maxj} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (III-26)$$

P_{tc} : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de P_{maxj} .

P_{maxj} : pluies maximales fréquentielles.

t : temps en heure.

b : exposant climatique ($b = 0.47$).

L'intensité de pluies est donnée par la formule suivante:

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (III-27)$$

Les résultats de calcul sont exposés dans le tableau III-18:

Tableau III.18 : Les pluies maximales journalières fréquentielle

Periode de retour	10000	1000	100	20	5	2
Frequence	0.9999	0.999	0.99	0.95	0.8	0.5
P_{MAXJ} (mm)	206	164	124	96.3	71.7	52.6

Tableau III.19 : Pluies de courtes durées et leur intensité

PERIODE	10000		1000		100		20		5		2	
FREQUANCE	0,9999		0,999		0,99		0,95		0,8		0,5	
T (heurs)	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It
1	46,26	46,26	36,83	36,83	27,84	27,84	21,62	21,62	16,10	16,10	11,81	11,81
2	64,07	32,03	51,01	25,50	38,57	19,28	29,95	14,98	22,30	11,15	16,36	8,18
3,3	81,07	24,57	64,54	19,56	48,80	14,79	37,90	11,48	28,22	8,55	20,70	6,27
5	98,56	19,71	78,46	15,69	59,33	11,87	46,07	9,21	34,30	6,86	25,17	5,03
8	122,92	15,36	97,86	12,23	73,99	9,25	57,46	7,18	42,78	5,35	31,39	3,92
10	136,51	13,65	108,68	10,87	82,17	8,22	63,82	6,38	47,51	4,75	34,86	3,49
12	148,72	12,39	118,40	9,87	89,52	7,46	69,53	5,79	51,76	4,31	37,98	3,16
15	165,17	11,01	131,49	8,77	99,42	6,63	77,21	5,15	57,49	3,83	42,17	2,81
18	179,95	10,00	143,26	7,96	108,32	6,02	84,12	4,67	62,63	3,48	45,95	2,55
21	193,47	9,21	154,02	7,33	116,46	5,55	90,44	4,31	67,34	3,21	49,40	2,35
24	206	8,58	164	6,83	124	5,17	96,3	4,013	71,7	2,99	52,6	2,19
4	88,74	22,19	70,65	17,66	53,42	13,35	41,49	10,37	30,89	7,72	22,66	5,66
6	107,37	17,90	85,48	14,25	64,63	10,77	50,19	8,37	37,37	6,23	27,42	4,57
7	115,44	16,49	91,91	13,13	69,49	9,93	53,97	7,71	40,18	5,74	29,48	4,21
9	129,92	14,44	103,43	11,49	78,20	8,69	60,73	6,75	45,22	5,02	33,17	3,69
11	142,77	12,98	113,66	10,33	85,94	7,81	66,74	6,07	49,69	4,52	36,45	3,31
14	159,90	11,42	127,30	9,09	96,25	6,88	74,75	5,34	55,65	3,98	40,83	2,92
16	170,26	10,64	135,54	8,47	102,48	6,41	79,59	4,97	59,26	3,70	43,47	2,72
20	189,08	9,45	150,53	7,53	113,82	5,69	88,39	4,42	65,81	3,29	48,28	2,41
21	193,47	9,21	154,02	7,33	116,46	5,55	90,44	4,31	67,34	3,21	49,40	2,35
22	197,75	8,99	157,43	7,16	119,03	5,41	92,44	4,20	68,83	3,13	50,49	2,30
23	201,92	8,78	160,75	6,99	121,54	5,28	94,39	4,10	70,28	3,06	51,56	2,24
24	206,00	8,58	164,00	6,83	124,00	5,17	96,30	4,01	71,70	2,99	52,60	2,19

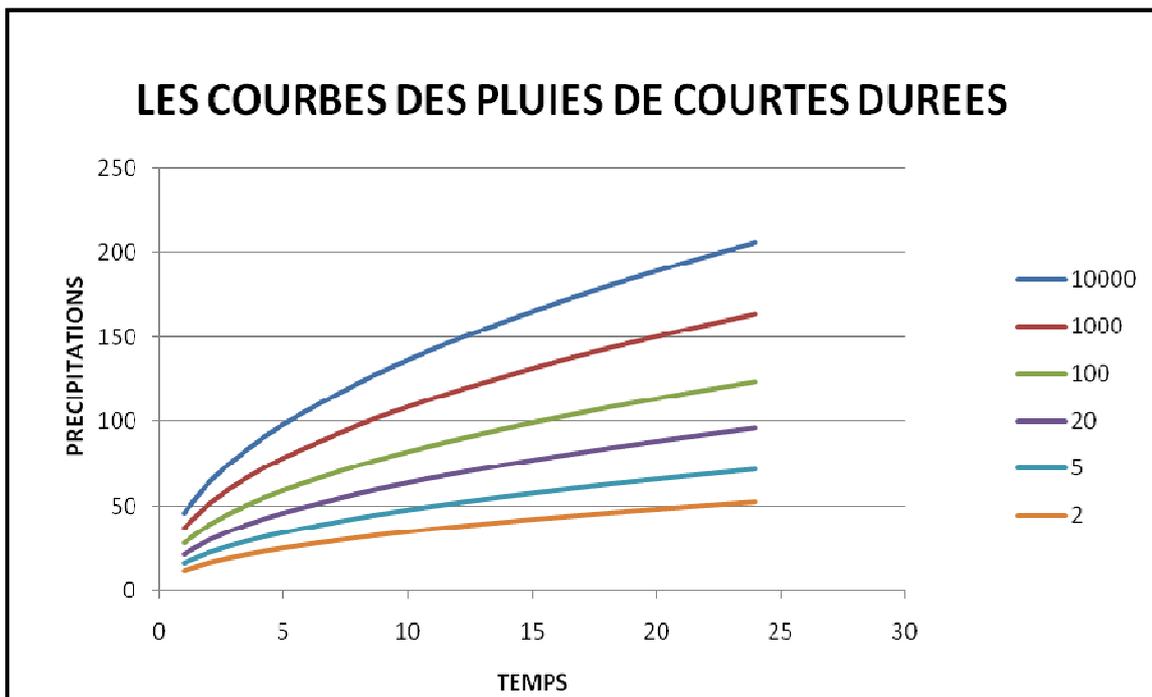


FIGURE III.12 : COURBE DES PLUIS DES COURTES DUREES

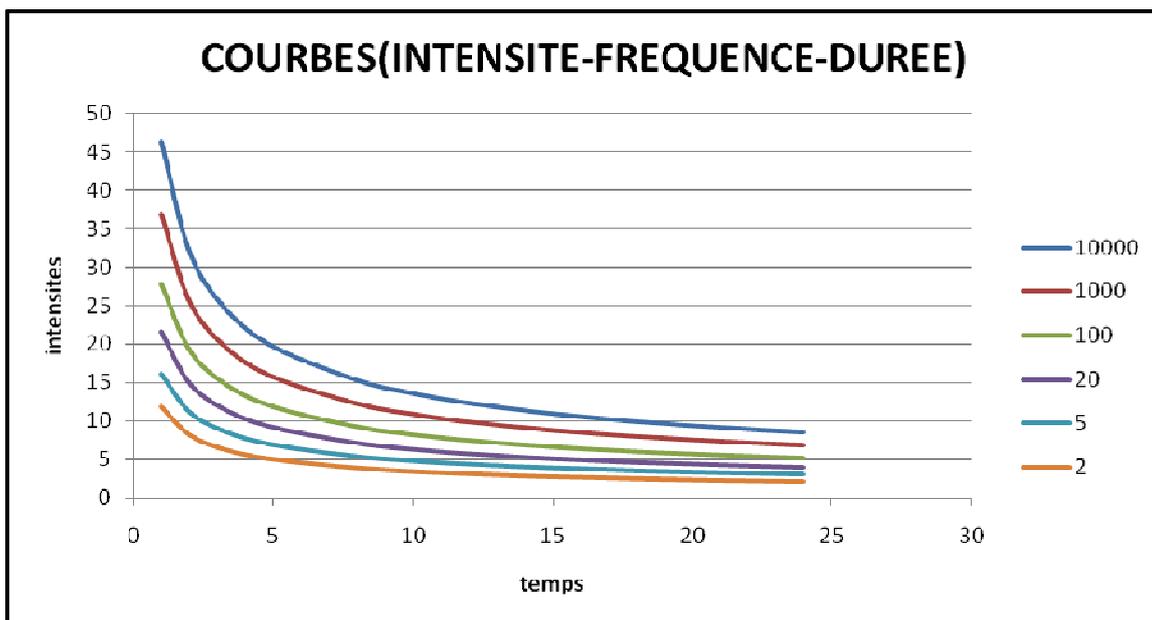


FIGURE III.13 : COURBES (INTENSITE-FREQUANCE- DUREE)

III.3 ETUDE DES APPORTS

III.3.1 La Station Hydrométrique

La série des apports liquides est représentée dans l'Annexe.

L'apport moyenne annuelle de la station est de : $A_0 = 59,06 \text{Hm}^3$

III.3.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen

Tableau III.20 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site.

mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avr	mai	juin	juil	aout	an
A(Hm3)	0,31	0,63	3,40	6,08	6,38	10,26	14,16	9,25	5,53	2,34	0,54	0,17	59,06
A%	0,52	1,06	5,76	10,30	10,80	17,38	23,97	15,67	9,37	3,97	0,92	0,29	100

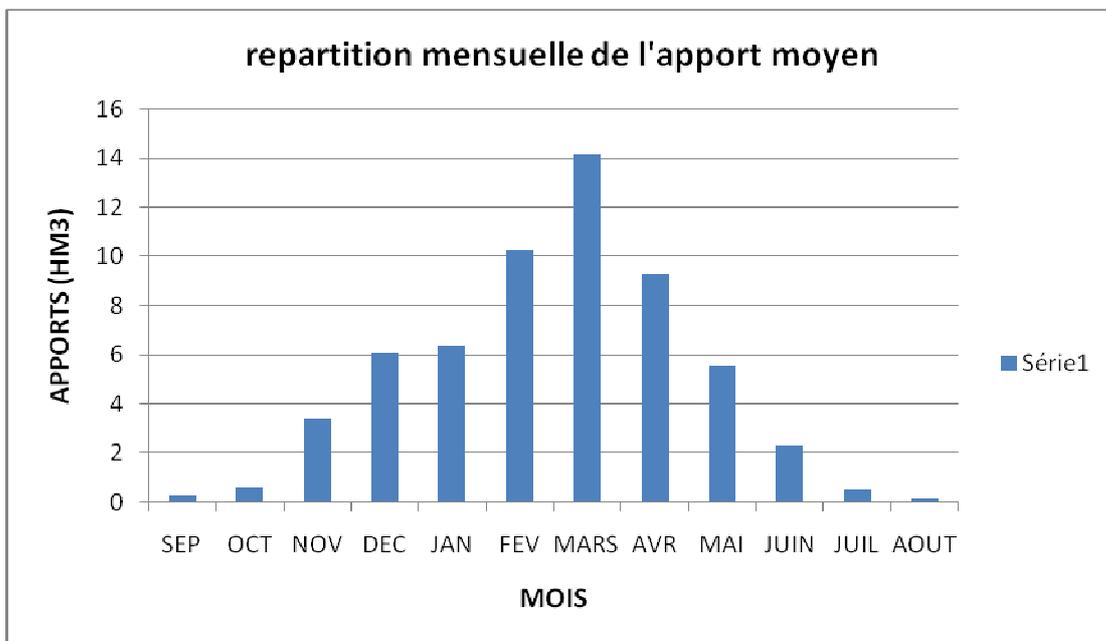


Figure III .14 : Répartition mensuelle des apports

III.3.3 Caractéristiques de l'écoulementa) Module de l'écoulement (M_e):

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots (III.29)$$

 A_0 : Apport moyen annuel [litres]. T : Temps d'une année en [secondes] " $T = 31,536.10^6$ secondes".**AN :**

$$M_e = \frac{59.06.10^9}{31,536.10^6} = 1872.781/s$$

b) Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M_0):

On a :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots (III.30)$$

 M_0 : Module de l'écoulement ([l/s]). S : Superficie du bassin [Km^2].**AN :**

$$M_0 = \frac{1872.78}{465} = 4.03 \text{ l/s/km}^2$$

c) Lamme d'eau écoulée [3] :

On a :

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots (III.31)$$

 S : Superficie du bassin.**AN :**

$$L_e = \frac{59.06.10^6}{465.10^6} = 127.01\text{mm}$$

d) Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{\text{moy}}} \dots\dots\dots (III.32)$$

 P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [mm] ; L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].**AN :**

$$C_e = \frac{127.01}{323.15} = 0.4$$

e) Coefficient de variation :

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

Formule de SOKOLOVSKY [4] :

On a :

$$C_v = a - 0,063 \log_{10} (S + 1) \dots\dots\dots(III.33)$$

Avec :

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0)$$

M_0 : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

A.N :

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (4.03) = 0.6$$

$$C_v = 0,6 - (0,063 \log_{10} (465 + 1)) = 0.43$$

Formule de OURKGUIPROVODKHOZ :

$$C_v = \frac{0,7}{M_0^{-0,127}} \dots\dots\dots III.34)$$

M : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

A.N :

$$C_v = \frac{0,7}{4.03^{-0,127}} = 0.84$$

Formule de L'ANTONOV:

$$C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \dots\dots\dots (III.35)$$

S : Superficie du bassin en [km²].

AN :

$$C_v = \frac{0.7}{(465 + 1000)^{0.097}} = 0,35$$

Formule de KRISTEKLY MENKEL:

$$C_v = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})} \dots\dots\dots (III.36)$$

M_0 : module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

S : Superficie du bassin en [km²].

AN :

$$C_v = \frac{0,83}{(465^{0,06} \cdot 4.03^{0,27})} = 0,39$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau N° III.19.

Tableau III.21 : récapitulatif des résultats des coefficients des variantes.

Formule	C_v
SOKOLOVSKY	0,43
OURKGUIPROVODKHOZ	0,84
L'ANTONOV	0,35
KRISTEKLY MENKEL	0,39

Coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc

$$C_{v,moy} = \frac{0,43 + 0,84 + 0,35 + 0,39}{4} = 0,5$$

On prend le coefficient proche de moyenne donc :

$$C_v = 0,5$$

III.3.4 Les apports fréquentiels

Le calcul des apports fréquentiels se fait par l’ajustement de la série des apports

III.3.4.1 Ajustement de la série des apportes à la loi log-normale

Tableau. III.22: résultat de l’ajustement a la loi log-normale :

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance	
10000.0	0.9999	292	59.3	176	408
2000.0	0.9995	248	49.2	152	345
1000.0	0.9990	230	44.8	142	318
200.0	0.9950	186	34.7	118	254
100.0	0.9900	167	30.4	108	227
50.0	0.9800	148	26.1	97.2	200
20.0	0.9500	123	20.5	83.1	163
10.0	0.9000	104	16.2	72.0	135
5.0	0.8000	83.4	12.0	60.0	107
3.0	0.6667	67.3	9.04	49.6	85.0
2.0	0.5000	52.8	7.12	38.9	66.8

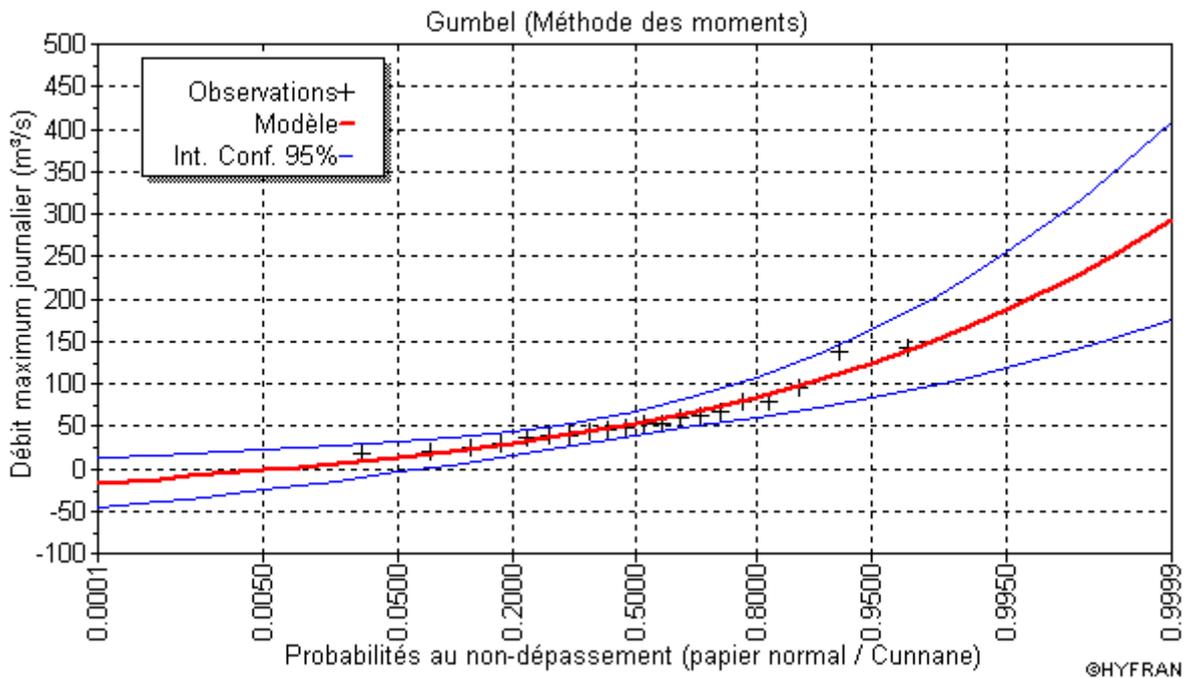


Figure III.15: représentation graphique de la loi log-normale

III.3.4.2 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%

Tableau .III.23 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avr	mai	juin	juil	aout	an
A80%													
%	0,52	1,06	5,76	10,30	10,80	17,38	23,97	15,67	9,37	3,97	0,92	0,29	100
A80%	0,43	0,88	4,80	8,59	9,00	14,49	20,00	13,07	7,81	3,31	0,76	0,24	83,4

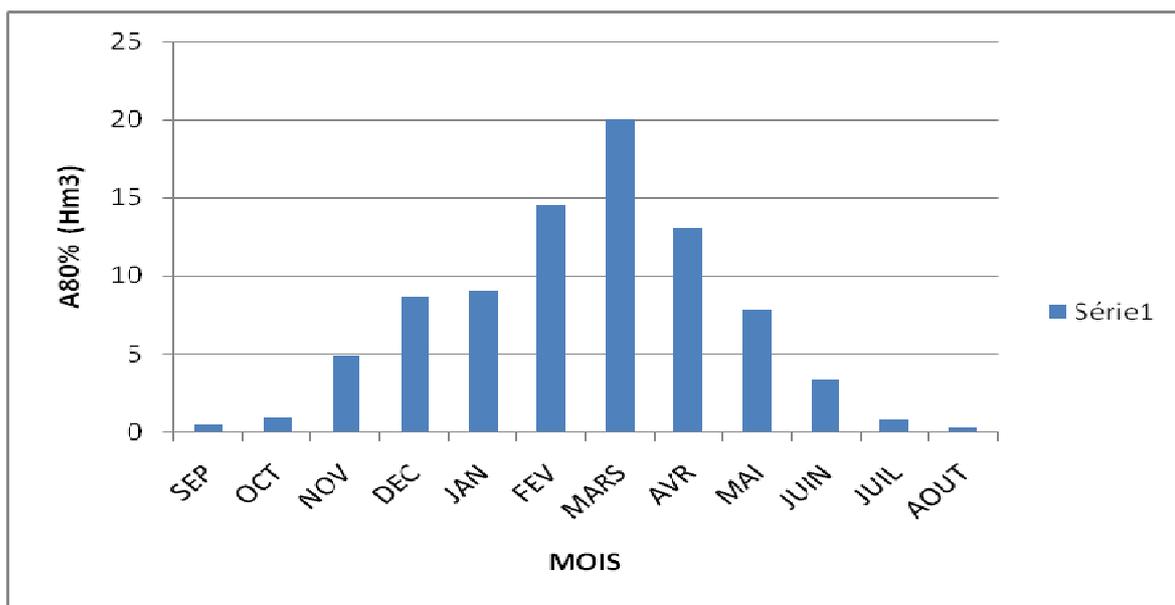


Figure III.16: Répartition mensuelle des apports 80%

III.4 Apports solides et l'estimation du volume mort

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

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

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

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

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

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

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

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

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

A) Formule de Tixeront [3]

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension en (t/Km²/An), elle est exprimée par:

$$E_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \dots\dots\dots (II.37)$$

Ou: E_s: apport solide moyen annuel en suspension (t/Km²/An).

L_e : lame d'eau écoulée. (L_e =127.01 mm)

α : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant (α = 350).

Tableau III.24 : valeur de α en fonction de la perméabilité

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

Pour une lame d'eau écoulée égal à 66,09 mm, on obtient une valeur de t/Km²/An pour les transports solides en suspension.

$$A_s = E_s \cdot S \dots\dots\dots (III-38)$$

S: superficie du bassin versant en Km².

$$E_s = 723.84(t/Km^2/An).$$

D'où : A_s =336586.49 t/An.

Le volume des solides est égal à:

$$V_s = A_s / \gamma_s \dots\dots\dots (III-39)$$

$$\gamma_s = 1.6 t/m^3.$$

$$V_s = 210366.55 \text{ m}^3/\text{An}$$

B). Formule de Sogreah:

$$E_s = \alpha \cdot P^{0.15} \dots\dots\dots (III-40)$$

α : paramètre caractérisant la perméabilité du bv ($\alpha = 350$).

P : pluie moyenne annuelle (en mm).

$$E_s = 832.68 \text{ t/Km}^2/\text{An.}$$

$$A_s = 387196.67 \text{ t/An.}$$

D'où : $V_s = 241997.92 \text{ m}^3/\text{An}$

Tableau III.25 : résultat de calcul

Formule	Apport solide (m ³ /an)
Tixeront	210366.55
Sogreah	241997.92

Les valeurs finalement adoptées sont celles obtenues par la formule de Tixeront.

III.5 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 Hydrogramme de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maxima probables correspondants.

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

Les paramètres définissant une crue est :

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

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de Retour, on passant par l'ajustement de la série des débits maximal à la loi de Gumbel.

La série des débits maximaux est représentée dans l'Annexe.

Le tableau III.26 : Débits fréquentielles calculés :

PERIODE DE RETOUR	10000	1000	100	50	20	10
Qmax (m3)	985	750	514	443	348	274

III.6 Hydrogramme de crue

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

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

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

La forme des crues (temps de montée et de décrue) est déterminée a l'aide de la méthode de Sokolovski, qui assimile l'hydrogramme de crue a deux équations paraboliques l'une pour le temps de montée et définie par:

$$Q_t = Q_{max \%} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n$$

Et l'autre pour la décrue exprimée par:

$$Q_t = Q_{max \%} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots (III-41)$$

$Q_{max \%}$: débit maximum de fréquence donnée.

Q_t : débit instantané au moment (t).

t_m, t_d : temps de montée et de décrue.

m, n : puissances des paraboles pour les bassins de petites gabarits $m=3$ et $n=2$.

On considère généralement que:

$$t_m = t_c$$

$$t_d = \delta t_m$$

δ : Coefficient qui dépend des caractéristiques du bassin versant.

Tableau III.27 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ

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

Pour notre bassin on prend $\delta=2$.

Donc : $t_d = 2 * t_m$.

On a donc:

$t_m = t_c = 3,3$ h

$t_d = 2 t_m = 6,6$ h

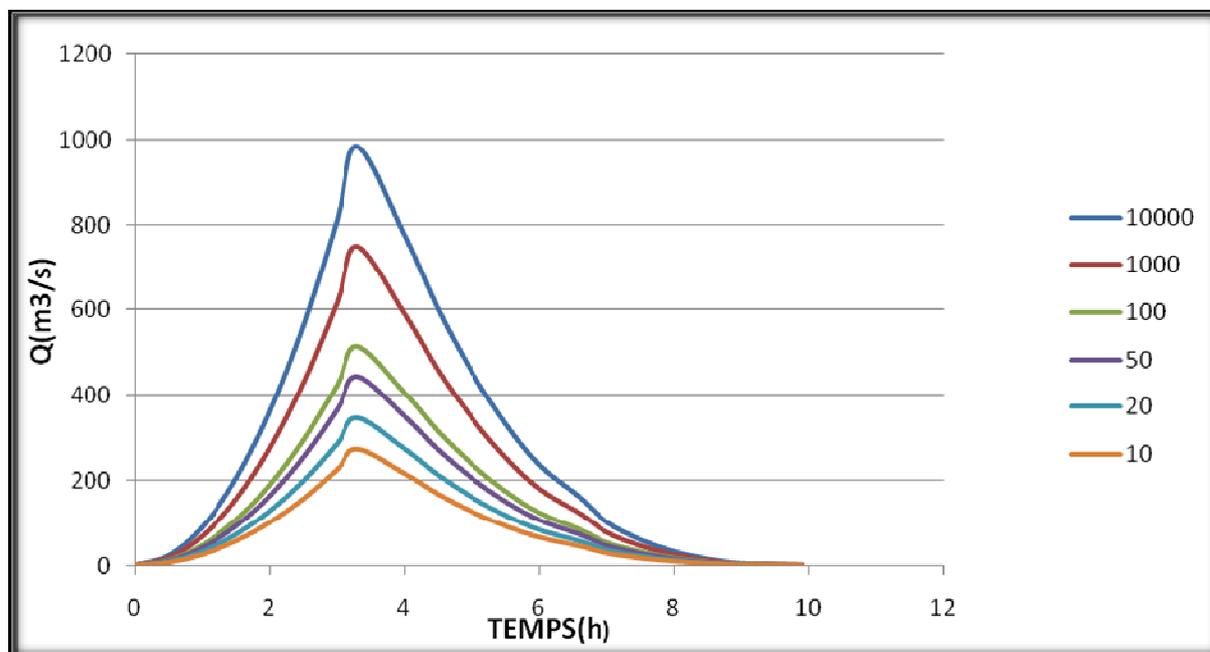
$t_b = t_m + t_d = 9,9$ h

Pour construire l'hydrogramme des crues, on a utilisé les valeurs des débits de crues de fréquence 20%, 10% ,1%, 0,1%,les résultats obtenus sont exposés dans le tableau III-28:

Tableau III-28 Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour

TEMPS(h)	Période de retour					
	10000	1000	100	50	20	10
0	0	0	0	0	0	0
0,5	22,61	17,22	11,80	10,17	7,99	6,29
1	90,45	68,87	47,20	40,68	31,96	25,16
1,5	203,51	154,96	106,20	91,53	71,90	56,61
2	361,80	275,48	188,80	162,72	127,82	100,64
2,5	565,31	430,44	295,00	254,25	199,72	157,25
3	814,05	619,83	424,79	366,12	287,60	226,45
3,3	985,00	750,00	514,00	443,00	348,00	274,00
4	208,49	158,75	108,80	93,77	73,66	58,00
4,5	159,85	121,71	83,41	71,89	56,47	44,47
5	119,43	90,94	62,32	53,71	42,20	33,22
5,5	86,47	65,84	45,12	38,89	30,55	24,05
6	60,22	45,85	31,42	27,08	21,27	16,75
6,6	36,48	27,78	19,04	16,41	12,89	10,15
7	24,76	18,85	12,92	11,14	8,75	6,89
7,5	14,03	10,69	7,32	6,31	4,96	3,90
8	6,96	5,30	3,63	3,13	2,46	1,94
8,5	2,79	2,12	1,45	1,25	0,98	0,77
9	0,74	0,56	0,39	0,33	0,26	0,21
9,9	0	0	0	0	0	0

Les hydrogrammes de crues sont représentés par la Figure III.17

**Figure III.17** : hydrogramme de crues

III.7 Choix de la crue de projet et crue de chantier

III.7.1 Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée.

Le choix de la crue de ce projet dépend essentiellement de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent être causées à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Rappelons qu'une petite submersion d'un barrage en terre engendre la rupture totale de celui-ci,

contrairement aux barrages en béton ou en peut faire des réparations lors d'un passage d'une crue exceptionnelle.

Rappelons aussi que pour la détermination de la crue de projet il existe deux approches:

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

La précision entre le débit et la fréquence dépend essentiellement de :

- la qualité et la quantité des données.
- précision
- la bonne estimation.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la

construction et les risques des crues à l'aval.

Alors, pour son estimation nous nous reportons aux recommandations du Comité Australien des

Grands Barrages.

Tableau III.29 : Crues de projet recommandé.

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

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

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

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

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

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

I_r : représente les risques.

Si le risque est faible (degré 01), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

Si le risque est moyen ou modérée (degré 02), on dimensionne pour la crue millénale .

Si le risque est élevé (degré 03), la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Pour notre cas on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site un peu éloigné des zones urbaines- volume

d'emmagasinement relativement faible), donc on accepte un risque moyen (degré 02) et on opte pour la crue milléniale.

Tableau.III.30: Choix de la crue de projet.

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modéré)	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	$Q_{max}(1\%)+revanche$	$Q_{max}(1\%) +revanche$ majorée avec vérification pour $Q_{max}(0.1\%)$ et $Q_{max}(0.2\%)$	$Q_{max}(0.1\%)$

La crue de projet est déterminée pour une période de retour de 1000 ans. Donc pour un débit qui vaut :

$$Q_{0.1\%} = 750 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

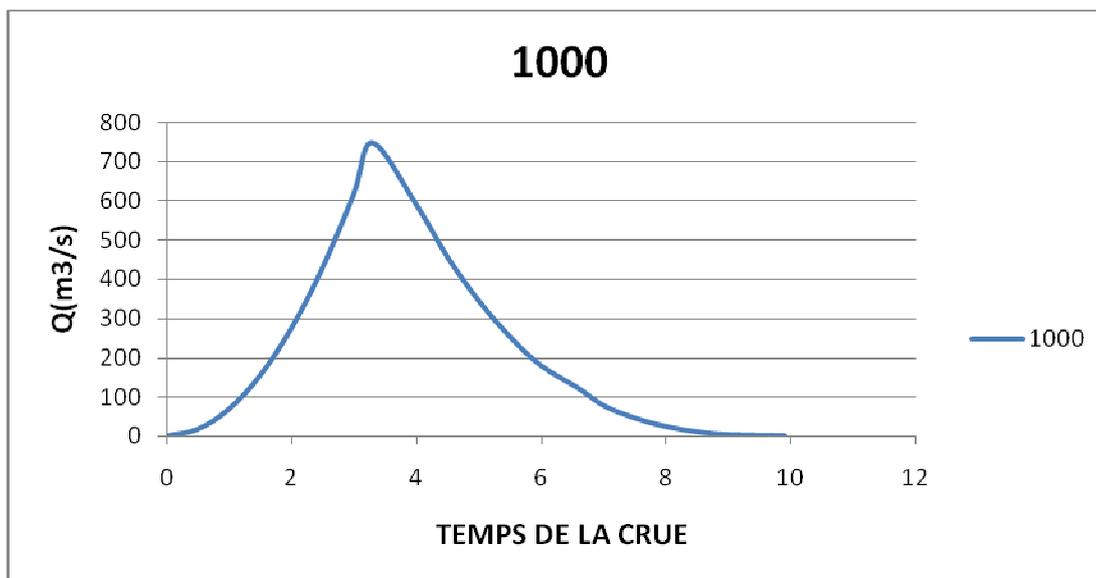


Figure III.18 : L'Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour 1 000 ans

III.7.2 Choix de la crue de Chantier

La crue présente l'une des phases des régimes d'un cours d'eau, elle se caractérise par des débits et des niveaux d'eaux élevées, les crues résultant de la fonte des neiges et à partir d'averses des niveaux d'eaux élevées, les crues résultant de la fonte des neiges et à partir d'averses des pluies intenses.

Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il faut faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues, le choix de la crue dépend du degré de risque admis.

En cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation ; sur le coût de l'ouvrage de dérivation, sur la durée d'exécution de l'aménagement et sur sa durée de vie.

Une sous-évaluation du débit maximal entraîne la destruction de l'ouvrage de dérivation, une surévaluation entraîne un coût de réalisation élevé de l'ouvrage. La fréquence du débit maximal attribuée à chaque ouvrage dépend de son importance et du degré de sécurité. La protection contre la crue est obtenue par un amortissement de celle-ci par un batardeau tandis que l'ouvrage de dérivation

Proprement dit n'est dimensionné que pour une fraction de débit de pointe de la crue.

Les barrages en remblais sont souvent protégés contre les crues centennales ou même centennale, mais dans notre pays, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans. Et d'une autre part lorsque le batardeau est inclus dans la digue on peut lui attribuer une petite surélévation car il va être un ouvrage permanent par la suite, Par contre si le batardeau est indépendant de la digue il faut chercher la solution la plus économique puisque le batardeau est mis provisoirement

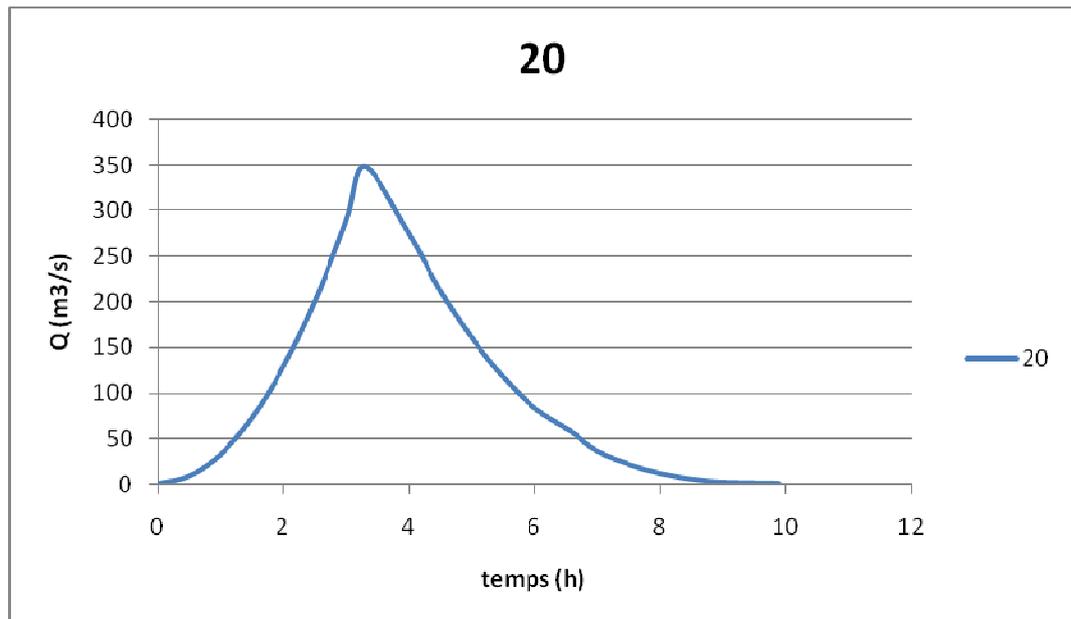


Figure III.19: L'Hydrogramme de la crue de chantier

Donc vu toutes ces exigences je vais choisir la crue (20 ans) pour la conception des ouvrages de

dérivation et prises d'eau.

$$Q_{20\%} = 348 \text{ m}^3/\text{s}$$

III.8 Régularisation

L'objectif essentiel pour le calcul de régularisation, l'approvisionnement en eau de la population Quand a son but, c'est la détermination de la capacité de la retenue et la cote correspondante.

La régularisation peut être saisonnière ou interannuel suivant le bilan apport-demande de l'année.

Les données de base pour faire une régularisation sont :

- Répartition mensuel de l'apport 80%
- Répartition mensuel des besoins
- courbes hauteur-capacité-surface

III.8.1 Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%

Tableau N°III.31 : La répartition mensuelle de l'apport 80% est donnée dans le tableau suivant :

mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avr	mai	juin	juil	aout	année
A80% %	0,52	1,06	5,76	10,3	10,8	17,38	23,97	15,67	9,37	3,97	0,92	0,29	100
A80%	0,25	0,50	2,72	4,87	5,10	8,21	11,33	7,40	4,43	1,88	0,43	0,14	47,25

III.8.2 Répartition des besoins

Tableau III.32 : Répartition mensuelle des besoins en eau potable :

mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	aou	an
Dem(Hm3)	7.2	6.5	6.3	5.9	5.8	5.8	5.9	6.1	6.4	6.6	7.3	7.2	77
%	7.7	7.5	7.7	7.9	8.3	8.7	9.5	9.3	9.3	8.4	8.2	7.7	100

Tableau III. 33: Répartition mensuelle des besoins en irrigation :

mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	aou	an
DEM(Hm3)	2.94	0.84	0	0	0	0	0	0.63	2.94	4.2	5.04	4.41	21
%	14	4	0	0	0	0	0	3	14	20	24	21	100

Tableau III.34 : Répartition mensuelle des besoins totaux(aep+irrigation) :

mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	aou	an
DEM(Hm3)	10.14	7.34	6.3	5.9	5.8	5.8	5.9	6.73	9.34	10.8	12.34	11.61	98

Pour notre cas l'apport est $A=47,25Hm^3$ inférieure a la demande (aep+irrigation) = 98Hm3, alors on optera pour une régularisation interannuel.

III.8. 3.Courbes caractéristiques de la retenue

C'est un paramètre très important dans l'étude d'un barrage car elle permet par une simple lecture de la courbe de connaître la valeur du volume d'eau en fonction de l'altitude et la surface inondée aussi.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times \Delta H \dots\dots\dots(III.42)$$

Avec :

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

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

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

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m³)

Le Tableau suivant donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

- courbe capacité-hauteur : $H=f(V)$.

- courbe surface-hauteur : $H=f(S)$.

Tableau III.35: Courbes topographiques et volumétriques.

cote	Sm ²	S _{moy} (Km ²)	ΔH (m)	VHm ³	ev cumule (mH ³)
64	0	0	0	0	0
70	0,18	0,09	6	0,54	0,54
80	0,71	0,45	10	4,5	5,04
90	1,29	1,5	10	15	20,04
100	2	1,65	10	16,5	36,54
110	3	2,5	10	25	61,54
120	3,65	3,33	10	33,3	94,84
130	5,06	4,36	10	43,6	138,44
140	7	6,03	10	60,3	198,74

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

La courbe capacité-hauteur est représentée dans la figure suivante

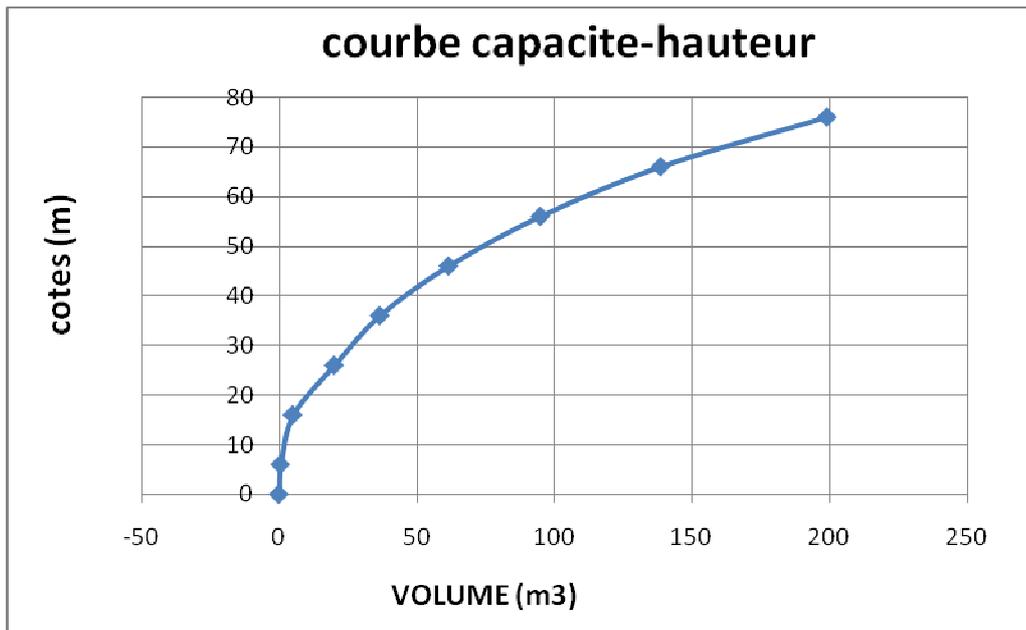


Figure 20 : Courbe capacité -hauteur

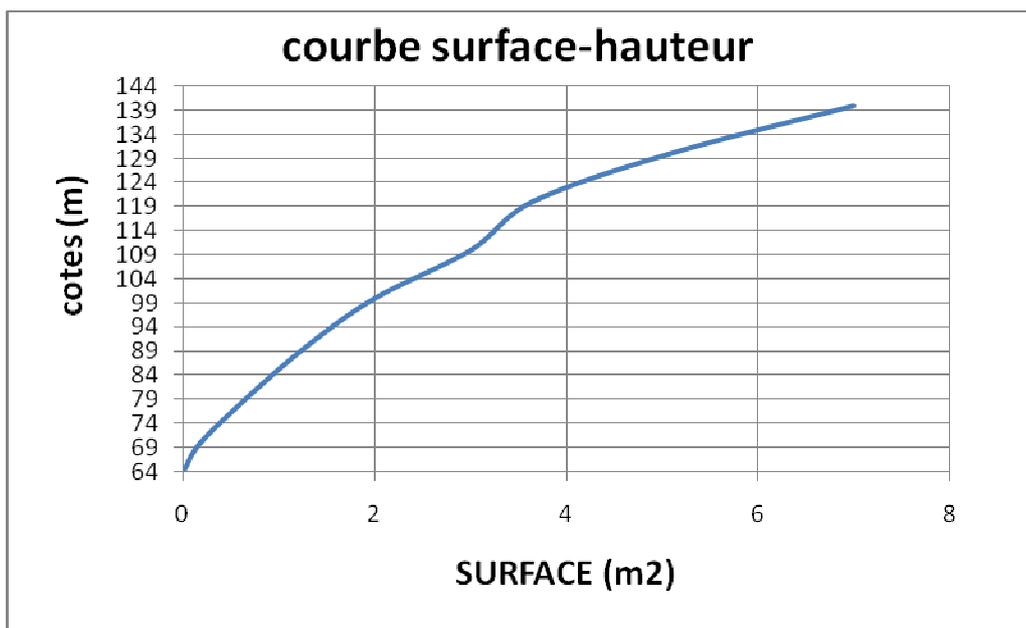


Figure 21 : la courbe surface -hauteur

III.8.4 Volume mort

Les valeurs finalement adoptée pour le debit solide déposé au niveau de l'exutoire est de 723,84 (t /Km²/An) soit un envasement annuel égal à 210366.55m³/An.le volume mort est déterminé pour une durée de 50 Ans par:

$$V_m = 50.V_s$$

V_s: l'envasement annuel en m³/An

$$V_{om} = 10,52 \text{ hm}^3$$

III.8.5 Calcul du volume utile

III.8.5.1 Régularisation interannuelle

Le volume utile dans le cas de la régularisation interannuelle est égal :

$$Vu \text{ (inter)} = (Bs+Bp \text{ l u r})Wo \dots\dots\dots (III.43)$$

Avec:

Bs : composante saisonnière

B p l u r : composante interannuel

Wo : l'apport moyen interannuel

La composante interannuelle **B p l u r** est déterminée en utilisant les monogrammes de Pléchkov- Svaizé, cette composante **B p l u r** est fonction de :(P%, α,Cv, Cs,r)

α:Coefficient de régularisation.

P% : Probabilité de garantie

Cs : Coefficient d'asymétrie

Cv : Coefficient de variation de la série des débits annuels.

r : Coefficient de corrélation entre les écoulements des années voisines. Ce

Coefficient est donné par le tableau de Radkovitch tableau si après :

Tableau I.36 : Tableau de Radkovitch r = f (M0) :

module spécifique M ₀ (l/s.km ²)	>20	20 - 10	10 - 4	4 - 1	<1
r	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5

On a: $M0 = 4.03 \text{ l/s/Km}^2$ donc, $r = 0,3$

Donc on est dans le cas où $Cs = 2 Cv$ et $r = 0,3$; on utilise les graphiques de Pléchkov qui donnant pour :

$$P = 80\% \quad \alpha = 0,9$$

$$Cv = 0,59$$

$$Cs = 2 Cv = 1,18$$

$$Bp \text{ u } r = 1$$

$$Vp \text{ u } r = Bp \text{ u } r W_o = 1 * 59.06 = 59.06 \text{ Hm}^3$$

La composante saisonnière B_s

$$B_s = \alpha(T_{et} - W_{et})$$

$T_{et} = N_{et}/12$: la durée relative de l'étiage au cours de l'année.

$W_{et} = \Sigma W_m / \Sigma W_{pm}$: volume relatif de l'écoulement pendant l'étiage au cours de l'année.

ΣW_m : l'apport pendant la période d'étiage.

ΣW_m : l'apport total pendant les 12 mois de l'année.

AN :

$$T_{et} = 6/12 = 0.5$$

$$W_{et} = 7.38/59.06 = 0.125$$

$$B_s = 0.34$$

$$Vu(\text{inter}) = (1 * 59.06) + (0.34 + 59.06) = 79,14$$

Le volume au niveau normal de la retenue est: $VNNR = Vm + Vu_{\text{inter}}$ implique que :

$$VNNR = 90 \text{ Mm}^3$$

A partir de la courbe capacité – hauteur on tire le niveau normal du barrage :

$$NNR = 122 \text{ m.NGA}$$

Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé les différents paramètres hydrologiques : La cote du niveau normal de la retenue, la cote du niveau du volume mort, le volume utile, le volume mort et le volume normale de la retenue.

Ces résultats sont :

$$\text{NVM}=85\text{m}$$

$$\text{NNR}=122\text{m}$$

$$\text{Volume mort}=10,52\text{Mm}^3$$

$$\text{Volume utile}=79,14\text{Mm}^3$$

$$\text{Volume normal de la retenue}=90\text{Mm}^3$$

Ces résultats nous aident pour la détermination de la hauteur du barrage en ajoutant la hauteur réservée pour le volume forcé et une revanche de sécurité. Ils permettent aussi de calculer la ligne d'eau dans l'évacuateur de crues connaissant la cote normale de la retenue, la largeur du seuil et la charge déversant déterminée par le calcul du laminage des crues.

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 temporaire de la retenue et le débit progressif de déversement en fonction de l'apport entrant de la crue, cette relation peut être formulée comme suit:

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots \dots \dots (III.44)$$

Q: le débit entrant de la crue.

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

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

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

Ou :

Dh/dt : La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

IL existe plusieurs procédés de calcul comme Hildenblat, Sorensen, Blackmore, Kotcherine, patapove, Step bye step et d'autre méthodes nous retenons quatre méthodes celles de :

1. Méthode de Kotcherine.
2. Méthode Step bye step.
3. Méthode graphique.
4. Méthode de Eier-Cieh..
5. Méthode de Hidenblat.

Méthode de KOCHERINE

La méthode se base sur les principes suivants:

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

Le débit d'évacuation est calculé d'après la formule suivante:

$$Q = mb \sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} \dots \dots \dots (III-45)$$

m: coefficient de débit dépend de la forme de déversoir m=0,49.

b: largeur du déversoir (en m).

H: charge d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau.

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \dots \dots \dots (III-46)$$

H_0 : charge globale.

V_0 : vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule:

$$V_0 = \frac{Q}{S} \text{ Avec: } S = b \cdot H.$$

Tous les résultats sont rassemblés dans le tableau ci après:

Tableau III.37: Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE

Données initiales	
g	9,81 m ² /s
α	1
Q _{1%}	750 m ³ /s
V _{crue 1%}	8,91 Hm ³
m	0,49
P	1 m

largeur	hauteur	debit	surface	vitesse	wd
30	0,5	23,02	15	1,53	2,17
35	1	75,95	35	2,17	2,84
40	1,5	159,46	60	2,66	4,17
45	2	276,20	90	3,07	5,5
50	2,5	428,88	125	3,43	6,84
55	3	620,16	165	3,76	7,5
60	3,5	852,54	210	4,06	12,17
65	4	1128,40	260	4,34	12,83
70	4,5	1450,03	315	4,60	13
75	5	1819,60	375	4,85	13,17

On fait le calcul en variant la largeur b de 30 m à 75m selon la formule:

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

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants:

Tableau III.39 : Détermination de H_0 et Q en fonction de b

H	v	Ho	Débits (m^3/s)									
(m)	(m/s)	(m)	b=30	b=35	b=40	b=45	b=50	b=55	b=60	b=65	b=70	b=75
0,5	1,53	0,62	31,78	37,08	42,38	47,67	52,97	58,27	63,56	68,86	74,16	79,45
1	2,17	1,24	89,89	104,87	119,85	134,84	149,82	164,80	179,78	194,76	209,75	224,73
1,5	2,66	1,86	165,14	192,66	220,19	247,71	275,23	302,76	330,28	357,80	385,33	412,85
2	3,07	2,48	254,25	296,63	339,00	381,38	423,75	466,13	508,50	550,88	593,25	635,63
2,5	3,43	3,10	355,33	414,55	473,77	532,99	592,21	651,43	710,65	769,87	829,09	888,31
3	3,76	3,72	467,09	544,94	622,78	700,63	778,48	856,33	934,17	1012,02	1089,87	1167,72
3,5	4,06	4,34	588,60	686,70	784,80	882,90	981,00	1079,10	1177,19	1275,29	1373,39	1471,49
4	4,34	4,96	719,13	838,98	958,84	1078,69	1198,55	1318,40	1438,26	1558,11	1677,97	1797,82
4,5	4,60	5,58	858,09	1001,11	1144,13	1287,14	1430,16	1573,17	1716,19	1859,20	2002,22	2145,24
5	4,85	6,20	1005,01	1172,51	1340,02	1507,52	1675,02	1842,52	2010,02	2177,53	2345,03	2512,53

Tableau III.40 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue

H	Vch	q	Débits (m^3/s)									
(m)	Mm3	(m^3/s)	b=30	b=35	b=40	b=45	b=50	b=55	b=60	b=65	b=70	b=75
0,62	1,56	662,49	31,78	37,08	42,38	47,67	52,97	58,27	63,56	68,86	74,16	79,45
1,24	2,45	612,57	89,89	104,87	119,85	134,84	149,82	164,80	179,78	194,76	209,75	224,73
1,86	3,65	545,25	165,14	192,66	220,19	247,71	275,23	302,76	330,28	357,80	385,33	412,85
2,48	4,7	486,35	254,25	296,63	339,00	381,38	423,75	466,13	508,50	550,88	593,25	635,63
3,1	5,87	420,72	355,33	414,55	473,77	532,99	592,21	651,43	710,65	769,87	829,09	888,31
3,72	6,98	358,45	467,09	544,94	622,78	700,63	778,48	856,33	934,17	1012,02	1089,87	1167,72
4,34	8,2	290,01	588,60	686,70	784,80	882,90	981,00	1079,10	1177,19	1275,29	1373,39	1471,49
4,96	9,54	214,85	719,13	838,98	958,84	1078,69	1198,55	1318,40	1438,26	1558,11	1677,97	1797,82
5,58	11	132,95	858,09	1001,11	1144,13	1287,14	1430,16	1573,17	1716,19	1859,20	2002,22	2145,24
6,2	12,78	33,1	1005,01	1172,51	1340,02	1507,52	1675,02	1842,52	2010,02	2177,53	2345,03	2512,53

La détermination de la largeur du déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après le traçage du graphe $Q_{lam} = f(h)$ déterminée par la formule:

$$Q_{lam} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}}\right) \dots\dots\dots (III-47)$$

$Q_{\%}$:débit maximum de crue considérée en m^3/s .

V_{ch} :volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

V_{cr} :volume de la crue correspondant au $Q_{\%}$ en m^3 .

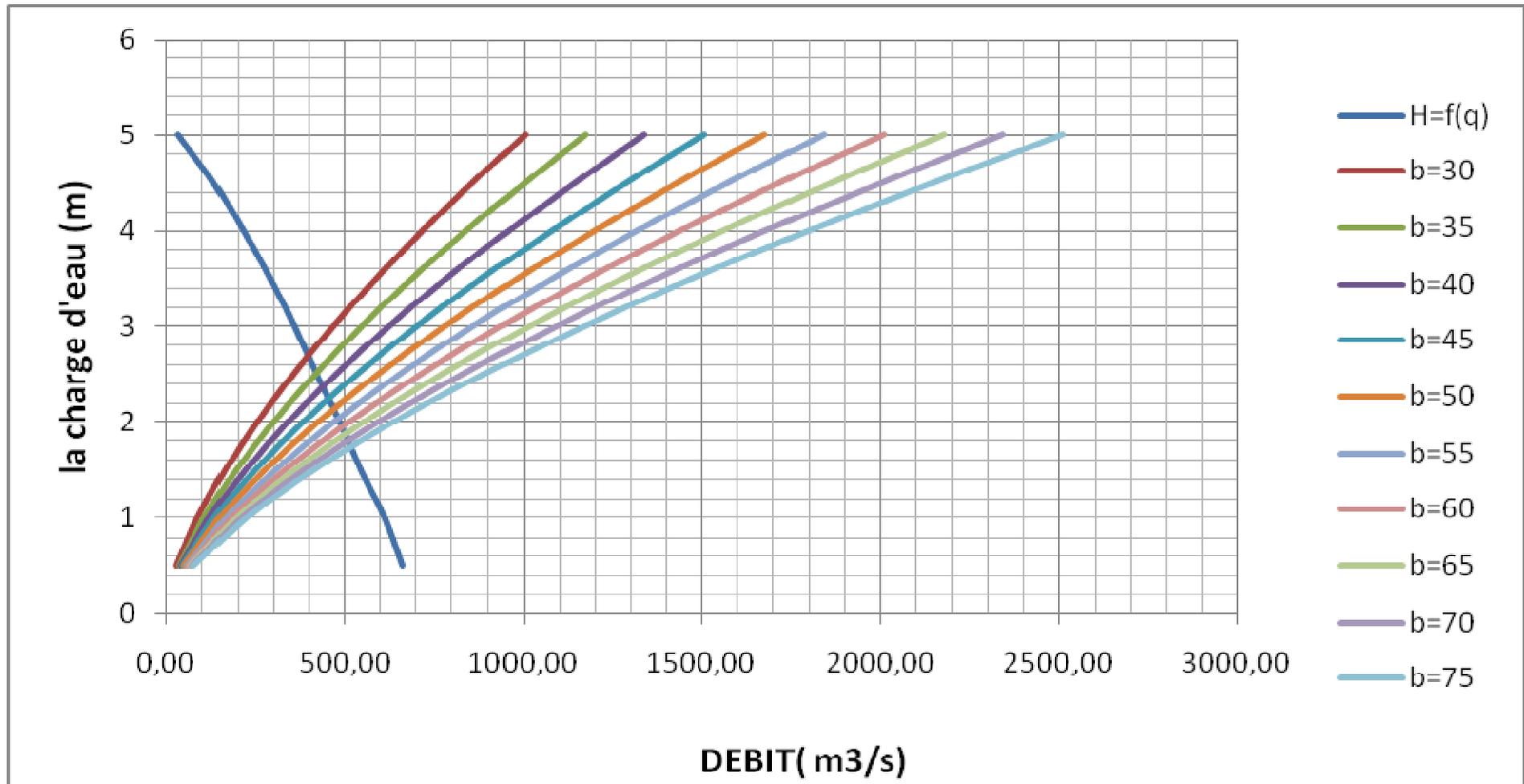
$$V_{cr} = \frac{1}{2} q_{\%} T_b \dots\dots\dots (III-48)$$

T_b : temps global de la crue.

D'après le tableau, on trace des courbes croissantes représentées dans la fig III-21 la courbe $H=f(q, Q)$ nous permet de définir la largeur du déversoir optimal ainsi que le débit correspondant.

A travers le tableau, on trace les courbes de variation des volumes déversés pour chaque largeur du déversoir puisque la courbe $V=f(q, Q)$ qui nous permet de faire le choix de la largeur du déversoir économique (Voir fig III-22).

Pour choisir la largeur de déversoir la plus économique on doit faire une étude d'optimisation ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes de travaux pour chaque largeur du déversoir, et du remblai et du béton.



FigureIII.22

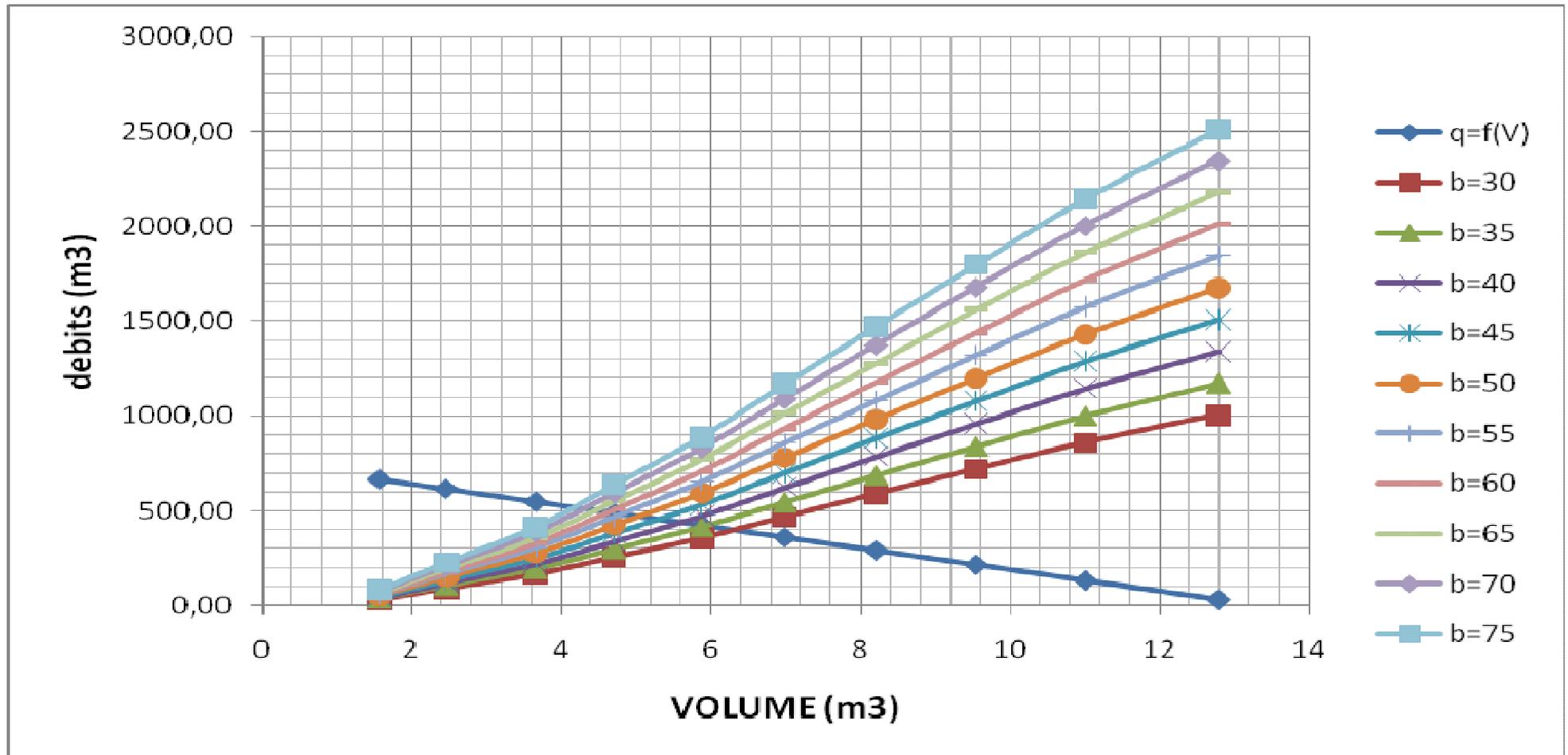


Figure III.23

Tableau III.41: récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine

b(m)	H(m)	NPHE(m)	q(m ³ /s)	Vforce(Mm ³)
30	2,7	124.7	502	15
35	2,5	124.5	501	12,5
40	2,3	124.3	500	10,7
45	2,25	124.25	498	10,5
50,00	2,1	124.1	490	10,3
55,00	2,05	124.05	480	10,1
60,00	1,98	123.98	450	10
65,00	1,9	123.9	435	9,98
70,00	1,8	123.8	420	9,8
75,00	1,7	123.7	400	9,7

III.10 Etude d'optimisation :

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

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

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

$$V_B = \sum V_i \quad \text{Avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L$$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

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

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

m_1, m_2 : Les fruits des talus .

b : Largeur en crête (m).

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

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

III.10.1 calcul de la revanche

Plusieurs formulas sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a- Formule de Stevenson Gaillard

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(III.49)$$

Avec : $H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots(III.50)$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre [F = 2 km].

A.N :

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{2} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{2} = 2,36 \text{ m}$$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 6,22\text{m/s}$$

Donc :

R=4,33m

b- Formule de Stevenson reprise par Mallet et Paquant

$$R = H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(III.51)$$

Avec : $H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(III.52)$

A.N :

$$H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{2} = 0,97 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,97 = 3,33 \text{ m/s}$$

Donc

R=1,57m

c- Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(III.53)$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{2} = 1,42 \text{ m}$$

R= 4.5m est la valeur qui est considéré dans le dimensionnement du barrage

$$R=4.5\text{m}$$

III.10.2 Largeur en crête

La largeur du barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et les éventuels pour les eaux ultérieurs.

Elle dépend de plusieurs facteurs et 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 $b=1,65H_b^{0.5}$
- Formule E.F.PREECE $b=1,1H^{0.5}+1$
- Formule PRATIQUE $b=(5/3),H^{0.5}$
- Formule SIMPLIFIEE $b=3,6.H^{1/3}-3$

H_b est la hauteur du barrage prise de 66 m

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

Tableau III.42: calcul de la largeur en crête:

largeur de deversoir (m)	Lame deversante (m)	Hauteur du barrage (m)	largeur en crête		
			Formule T.KNAPPEN	Formule E.F.PREECE	Formule SIMPLIFIEE
30,00	2,70	65.70	13.37	9.92	11.33
35,00	2,50	65.50	13.35	9.90	11.31
40,00	2,30	65.30	13.33	9.89	11.30
45,00	2,25	65.25	13.33	9.89	11.29
50,00	2,10	65.10	13.31	9.88	11.28
55,00	2,05	65.05	13.31	9.87	11.28
60,00	1,98	64.98	13.30	9.87	11.27
65,00	1,90	64.90	13.29	9.86	11.27
70,00	1,80	64.80	13.28	9.86	11.26
75,00	1,70	64.70	13.27	9.85	11.25

$$b_{cr} = 13,5m$$

III.10.3 calcul du coût de la digue

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

Tableau III.43: coût et volume de la digue.

Coût de la digue				
digue	Largeur déversante (m)	Charge d'eau (m)	Volume de la digue (m ³)	Coût de la digue 10 ⁶ (DA)
1	30	2,7	127853,74	51,14
2	35	2,5	127023,29	50,81
3	40	2,3	126505,32	50,60
4	45	2,25	126092,12	50,44
5	50	2,1	125679,26	50,27
6	55	2,05	125431,99	50,17
7	60	1,98	125123,23	50,05
8	65	1,9	124753,24	49,90
9	70	1,8	124342,74	49,74
10	75	1,7	123456,00	49,38

Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 400DA.

III.10.4 Calcul du cout de l'évacuateur de crue :

III.10.4.1 Coût du déversoir :

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversante épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression...),

L'instabilité de l'ouvrage. Le coefficient de débit est $m = 0.49$

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour

La charge déversante à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H}\right)^{1,80} \dots\dots\dots(III.54)$$

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dév}} = S \cdot L$$

S : Section transversale (m²).

L : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube du béton à quinze mille dinars Algériens 18000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

Tableau III.44 : coût de déversoir

Largeurs déversantes (m)	Charge d'eau (m)	Volume du béton (m3)	Coût du déversoir millions (DA).
30	2,7	369,60	6,65
35	2,5	420,00	7,56
40	2,3	467,20	8,41
45	2,25	522,00	9,40
50	2,1	568,00	10,22
55	2,05	620,40	11,17
60	1,98	670,08	12,06
65	1,9	717,60	12,92
70	1,8	761,60	13,71
75	1,7	804,00	14,47

III.10.4.2 Coût du canal d'approche

Le canal d'approche a la forme rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement, il supporte une charge d'eau h et une hauteur de pelle égale à 1 m.

D'où la hauteur du mur:

$$H_{ca}=P+h+R\dots\dots\dots(III .55)$$

La longueur approximative du canal d'approche est 20mètres (longueur déterminée du plan topographique). L'épaisseur du mur "e" est prise à 0 ,2

Le volume du béton du canal d'approche est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times e = b \times H \times e$$

Le Tableau n°III.56 nous donne les résultats de calcul du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes.

Tableau III.45: coût du canal d'approche

Largeurs déversantes (m)	hauteurs déversantes (m)	Hauteur totale (m)	surface de béton (m ²)	volume de béton (m ³)	coût total Millions DA
30	2,7	8,50	255,00	102	1,836
35	2,5	8,30	290,50	116,2	2,0916
40	2,3	8,10	324,00	129,6	2,3328
45	2,25	8,05	362,25	144,9	2,6082
50	2,1	7,90	395,00	158	2,844
55	2,05	7,85	431,75	172,7	3,1086
60	1,98	7,78	466,80	186,72	3,36096
65	1,9	7,70	500,50	200,2	3,6036
70	1,8	7,60	532,00	212,8	3,8304
75	1,7	7,50	562,50	225	4,05

III.10.4.3 Le coût total du barrage

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

Tableau III.46: coût Total de la retenue.

largeurs déversantes (m)	coût de la digue (millions de DA)	coût de l'évacuateur de crue (millions de DA)		coût total (millions de DA)
		déversoir	C.A	
30	51,14	6,6528	1,836	59,63
35	50,81	7,56	2,0916	60,46
40	50,60	8,4096	2,3328	61,34
45	50,44	9,396	2,6082	62,44
50	50,27	10,224	2,844	63,34
55	50,17	11,1672	3,1086	64,45
60	50,05	12,06144	3,36096	65,47
65	49,90	12,9168	3,6036	66,42
70	49,74	13,7088	3,8304	67,28
75	49,3824	14,472	4,05	67,90

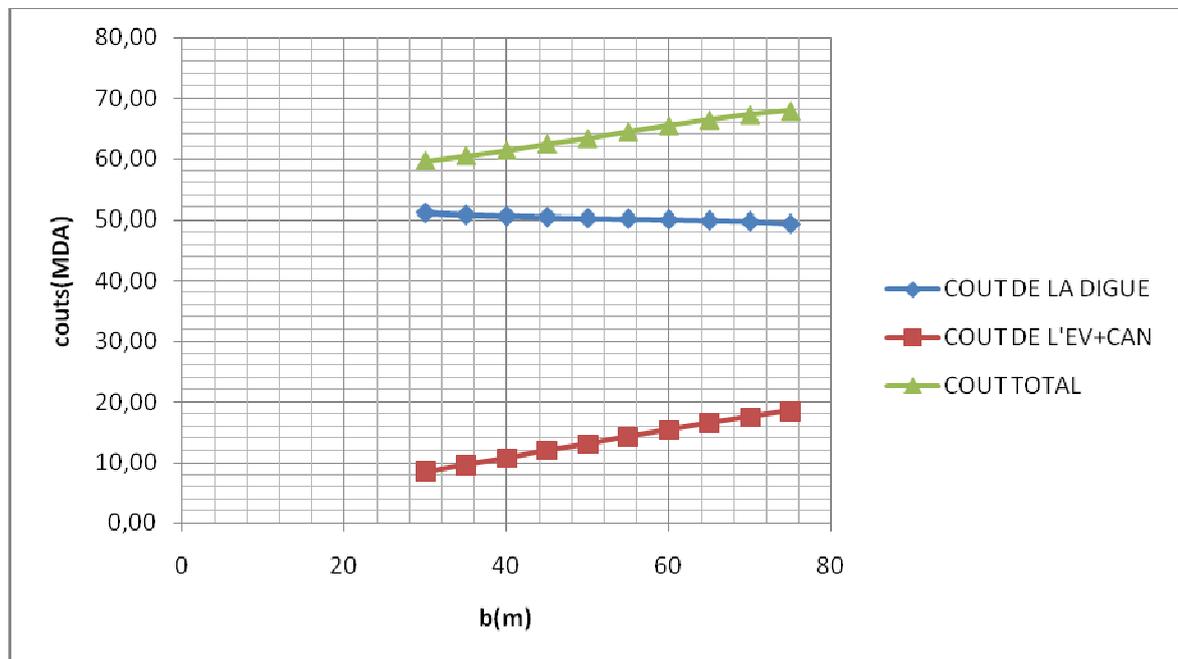


Figure III.23 : Optimisation

Conclusion :

Après l'étude technico-économique on a opté pour:

- ❖ un débit évacuer =502 m³/s
- ❖ une largeur déversante optimal =30 m
- ❖ une charge déversante =2,7 m

CHAPITRE IV :

ETUDE

DES

VARIANTES

Introduction

Simultanément à la recherche d'un site, on doit réfléchir aux différents types d'ouvrages envisageables, à la vue des conditions et contraintes locales.

Les barrages peuvent être classés selon leur type de construction habituellement comme suit:

- Les ouvrages rigides, en béton, qualifiés ainsi parce que leur capacité de déformation est relativement faible. Ils ne s'accommodent, sauf exception, que de fondations rocheuses peu perméables, d'où on exclue ce type dans le cas de cette retenue collinaire qui repose sur de l'argile.
- Les ouvrages souples, en terre, en enrochements, capables de suivre sans trop de dommages des mouvements de leur substratum. Ils sont évidemment, radicalement différents, dans leur conception, des précédents. Ils s'accommodent de fondations de moins bonne qualité.

IV.2 Choix du site de la retenue

L'axe ou le site du barrage n'est pas choisi au hasard mais doit respecter plusieurs conditions à savoir: sociologiques, hydrologiques, topographiques, géologiques et hydrogéologiques, géotechniques et économiques. La projection de l'axe doit répondre à ces conditions:

- L'axe doit être perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau.
- La projection de l'axe doit tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement.
- L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible pour des raisons économiques.

On s'est basé sur ces conditions et on a pu choisir le site de cette retenue et on a l'assurance d'avoir dans la cuvette les matériaux de construction nécessaires pour la confection de l'ouvrage en qualité et en quantité.

IV.3 Choix du type de barrage

L'économie, la topographie, la morphologie de la vallée, la géologie, la géotechnique, les matériaux de construction nous impose le type de barrage à mettre en œuvre.

La présence des matériaux locaux en grande quantité nous permet d'envisager un barrage en matériaux locaux, trois types sont à proposer :

a. Barrage poids en béton compacte au rouleau (BCR)

Les barrages poids résistent à la poussée de l'eau par leur poids, nécessitent une fondation rocheuse de bonne qualité, consiste à mettre en place le béton et à le compacter, par un rouleau vibrant lourd.

Les matériaux BCR utilisés pour le cours du barrage sont de composition variable est guidée par la disponibilité sur le site des composants dans une formulation au moindre coût.

L'un des avantages importants du BCR est la rapidité d'exécution.

L'inconvénient dans ce type de barrage est la stabilité est très sensible aux variations du poids spécifique de l'eau, à la hauteur de retenue et aux séismes.

b. Barrage zoné :

Lors de l'hétérogénéité des matériaux présents en place on envisage alors un barrage à noyau

Dans un barrage à noyau, les fonctions de résistance et d'étanchéité sont en quelque sorte séparées. La résistance est assurée par les recharges placées sur les flancs de l'ouvrage, et l'imperméabilité par le noyau central.

Le noyau au centre de l'ouvrage va être constitué de la terre la plus imperméable possible. Il sera tenu de part et d'autre par des recharges composées, selon les cas, de terre plus perméable, d'alluvions ou d'enrochements.

Il a l'inconvénient d'être difficile à réparer en cas de fuite ainsi que le risque du phénomène de renard qui est plus ou moins important dans ce type à cause de l'hétérogénéité des matériaux.

c. Barrage en enrochement avec un masque amont :

Il peut aussi exister des sites où aucune terre n'est disponible, mais seulement des enrochements. Ceux-ci sont alors employés pour réaliser le corps du barrage, tandis que l'étanchéité est assurée par un masque de béton, ciment ou béton bitumineux posé sur l'ouvrage lui-même, côté amont, ce masque est facilement réparé en cas de défaillance, l'inconvénient dans ce type de barrage est la stabilité des enrochements qui est assez difficile à assurer.

IV.4 Cote en crête du barrage :

- **Niveau des plus hautes eaux**

Le niveau des plus hautes eaux est égal au niveau normal de retenue

(NNR= 122m) majoré de la charge déversante déjà déterminée ($h = 2,7m$).

$$NPHE = NNR + h$$

$$NPHE = 125$$

- **La revanche**

La revanche a été calculée préalablement dans l'étude d'optimisation et elle est de 5 m ce qui fait que la hauteur du barrage est de 66m.

Donc la cote en crête est :

$$NCR=130m$$

$$NCR=130m$$

IV.5 Conception de la digue :**IV.5.1 Largeur en crête :**

La largeur en crête est calculée dans l'étude d'optimisation et elle est de 13.5m.

IV.5.2 Longueur en crête :

La longueur en crête par rapport à l'axe défini de la digue est:

$$L=150$$

IV.5.3 Pente des talus

Tableau IV.01: Valeurs indicatives des pentes des talus (CEMAGREF)

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

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage .on choisit pour les calculs les pentes:

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

On vérifiera ça après étude de stabilité des talus.

IV.5.4 Le volume du corps du barrage

Le volume du corps du barrage est donné par la formule suivante:

$$V_b = \sum V_i$$

Tel que :

$$V_i = \frac{[w_i - w_{i+1}]}{2} L_i \dots\dots\dots (IV-1)$$

Vi: volume du barrage dans la coupe i;

Wi: section transversale du barrage dans la coupe i;

Li: distance entre deux coupes voisines.

$$w_i = \frac{[b + B_{pi}]}{2} H_{bi} \dots\dots\dots (IV-2)$$

b: largeur du couronnement;

$$B_{pi} = b + (m_1 + m_2) H_{bi} \dots\dots\dots (IV-3)$$

m₁: pente du talus amont;

m₂: pente du talus aval;

$$V_b = 1132000 \text{ m}^3$$

IV.5.5 Variantes de la digue

- ❖ **1^{ère} variante:** digue zonée en matériaux meubles.
- ❖ **2^{ème} variante:** barrage poids en BCR.
- ❖ **3^{ème} variante :** barrage à masque amont.

Pou le choix de type du barrage, on doit prendre en considération plusieurs facteurs, les plus importants sont : la topographie, la géologie et la disponibilité des matériaux de fabrication.

La variante du barrage en béton et en masque amant ont été rejeté pour des raisons qui sont indiqués ci-dessus.

Le choix est arrêté sur un barrage en terre en matériaux meubles à noyau d'argile avec des recharges en matériaux graveleuses.

- **Evaluation du prix total des différents matériaux**

Les résultats de calcul sont exprimés dans le tableau suivant

Tableau IV-02: coût de la digue (1^{ère} variante).

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m ³	(DA)	(M DA)
Noyau du barrage	m ³	205000	500	102,5
Recharge amant	m ³	337800	400	135,12
Recharge aval	m ³	400000	400	160
Deblai de tranchee de la parafuille	m ³	31000	300	8,3
Transition alluvionnaire amant	m ³	38200	400	15,28
Filtre	m ³	32000	600	19,2
drain	m ³	50000	600	30
L'encrochement	m ³	35600	3000	106,8
Protection du parement aval	m ³	6400	240	1,536
Colmatage aval	m ³	37000	500	18,5

Montant total =597,236(M Da)

Conclusion

Le choix de la variante étudiée s'impose par la facilité de construction et disponibilité des matériaux de construction (principalement l'argile) de quantité et de qualité, sur le gîte d'empreinte.

Ce barrage en terre qui à la rigueur remplit les conditions suivantes :

- avoir une imperméabilité suffisante ;
- insoluble dans l'eau ;
- avoir une faible teneur en matière organique ;
- ne pas se fissurer sous l'effet des tassements ;
- avoir une grande résistance au cisaillement et un maximum de densité sèche.
- Economique....

IV.5.6 Protection des talus

Les talus doivent être protégés contre les dangers naturels: l'érosion provoquée par le batillage des vagues, le ruissellement des eaux de pluies, l'action des vents.

Cette protection prémunie également des dangers externes : les animaux creuseurs de terriers dans le corps de la digue, le piétinement des troupeaux domestiques, et l'agissement de l'homme.

• Talus aval

Pour les barrages zonés la solution la plus appropriée fut la protection des parements par des enrochements.

Le barrage en enrochement ne nécessite aucune protection car son corps est constitué d'enrochement.

Le barrage en béton ne nécessite aucune protection car son corps est constitué du béton.

• Talus amont

L'enrochement est la solution la plus utilisée pour la protection du talus amont exposé au batillage des vagues. C'est également la solution la plus économique et cela quel que soit le type de digue en terre.

Les dimensions de l'enrochement peuvent être déterminées théoriquement en fonction de la hauteur des vagues et de leurs vitesses de propagation par les méthodes suivantes:

- **1^{ère} méthode**

$$e = cv^2 \dots\dots\dots (IV-4)$$

e: épaisseur de l'enrochement en (m).

v: vitesse de propagation des vagues=6.22m/s.

C: coefficient dépendant de la pente des talus et du poids spécifique (δ) de l'enrochement.

Tableau IV-03: Valeurs de *C* en fonction des pentes de talus et δ .

Pente du talus	Valeurs de <i>c</i> pour différents poids spécifiques		
	$\delta = 2,5 \text{ g/cm}^2$	$\delta = 2,65 \text{ g/cm}^2$	$\delta = 2,8065 \text{ g/cm}^2$
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

Pour une digue homogène $c = 0,023$.

$e = 0,88\text{m}$

- **2^{ème} méthode**

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

Tableau IV.04: Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'encrochement (m)	D ^{min} ₅₀ (m)
0 ÷ 0,3	0,3	0,2
0,3 ÷ 0,6	0,4	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,45	0,3
1,2 ÷ 1,8	0,55	0,4
1,8 ÷ 2,4	0,7	0,45
2,4 ÷ 3	0,8	0,55

Pour notre cas, $1,8 < H < 2,4\text{m}$

$$e = 0,7\text{m}$$

$$D_{\min} = 0,45\text{m.}$$

Conclusion

En analysant les résultats obtenus, on adopte pour la suite du dimensionnement de la digue une épaisseur de couche $e = 70\text{cm}$ et un diamètre moyen de 45cm . Donc une protection du talus amont d'une épaisseur de 70cm d'encrochement avec 45cm de filtre (lit de gravier et sable).

On a opté pour une couche de 30 cm de l'herbe.

IV.5.7 Les bermes

Généralement, on prévoit une berme tous les 15m a 20m , ce ci permettre d'effectuer des contrôles sur la digue et de procéder à d'éventuelles réparations sur le talus et d'augmenter la stabilité du parement, aussi pour protéger le talus aval contre l'érosion due au ruissellement des eaux pluviales et de la fonte des neiges.

Pour notre cas, on prévoit :

- ▶ une berme a la cote 80m
- ▶ cinq bermes en aval aux cotes : 122m , 100m , 80m de largeur 3m .

IV.5.8 Le noyau pour la première variante

L'étanchéité du barrage de la variante I 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 impératif de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité. Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau.

La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges puis procéder à la vérification de la condition suivante:

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

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

b_{moy} : largeur moyenne du noyau.

ΔH : la charge d'eau ($H_2 - H_1 = 37m$).

Le tableau suivant nous permet de choisir les valeurs:

Tableau IV.05: Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage.

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,5	1,5	1,8	1,95
Limon	1.05	1.15	1.25	1,35
Sable moyen	0,7	0,8	0,9	1,00
Limon sableux	0,51	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

Le barrage appartient à la III^{ème} classe alors on prend $I_{adm}=1,8$

$$b_{moy} = 37 / 1.8$$

$$b_{moy} = 20,55 \text{ m}$$

La largeur en crête minimale du noyau est:

$$b_{\min} = 1/6.H_b$$

$$b_{\min} = 11\text{m}$$

Donc on adopte:

$$b_{\min} = 11\text{ m}$$

De la hauteur du noyau on tire la largeur à la base du noyau, la hauteur du noyau est:

$$H_n = H_b - 1 = 65\text{m}$$

$$H_n = 65\text{ m}$$

La largeur en base est :

La pente du talus amont et aval du noyau est : $m_1 = m_2 = (b_{\text{moy}} - b_{\min}) / (2 * H_n)$

$$m=0.1$$

$$2. m.H_n + b_{\min} = 24\text{m}$$

$$B_{\text{base}} = 24\text{m}$$

La largeur à la base du noyau doit être vérifiée à la condition suivante:

$$I = \frac{\Delta H}{b_{\text{base}}} \leq I_{\text{adm}}$$

Ou :

ΔH : la charge d'eau:

$$\Delta H = H_1 - H_2$$

H_1 : hauteur d'eau correspond au NNR ($H_1 = 37\text{m}$).

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

$$\Delta H = 37\text{m}$$

Le gradient admissible pour notre cas égal a 1.50.

A partir de la condition citée ci-dessus on tire $b_{\text{base adm}}$:

$$b_{\text{base adm}} > \Delta H / I_{\text{adm}}$$

$$b_{\text{base}} = 20,55\text{m}$$

Et comme pour notre cas b_{base} est supérieure à $b_{\text{base adm}}$, donc la condition est vérifiée.

$$b_{\text{base noyau}} > b_{\text{base admissible}}$$

La largeur moyenne du noyau est:

$$b_{\text{moy}} = (b_{\text{min}} + b_{\text{base}}) / 2 = 17,5\text{m}$$

$$I = 1,54 < I_{\text{adm}}$$

Condition vérifiée.

IV.5.9 Protection de la crête

La crête de la digue sera revêtue d'une couche de produit asphaltique de 40 cm d'épaisseur, afin d'éviter les fissures dues au retrait des matériaux argileux et de permettre en plus le passage (en principe exceptionnel) d'un véhicule.

IV.5.10 Etanchéité de la fondation

Clé d'étanchéité

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer une bonne liaison entre la fondation et le corps de la digue. Elle doit être réalisée lorsque la fondation imperméable n'est pas atteinte après décapage, dont ce dernier est réalisé sur une épaisseur de l'ordre de 0,3m. La hauteur de la clé d'étanchéité est de 3 m et sa largeur en base est de 4,0m, indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m=1,0$.

IV.5.11 Drainage du barrage

Pour éviter le phénomène de RENARD (l'ennemi silencieux des barrages), les sous pressions et pressions interstitielles dans le corps du barrage, on prévoit un dispositif de drainage qui a pour rôle d'intercepter les eaux d'infiltration, et de les faire sortir en aval du barrage sans causer de dégât préjudiciable au barrage.

Les dispositifs drainant les plus appropriés pour remplir ces fonctions sont :

- **Drain prisme**

C'est le type de drain le plus répandu, ayant donné des satisfactions en pratique pour son efficacité. Sa réalisation est difficile et demande une grande main d'oeuvre. La section transversale du drain prisme a une forme trapézoïdale avec des fruits des parements du côté amont du barrage pas moins de 1,25 et du côté aval pas moins de 1,5. La largeur en crête du drain prisme doit être fixée selon les normes de construction, mais ne pourra en aucun cas être utilisée comme route ou piste. La largeur en crête du drain prisme est de l'ordre de $1/4-1/3$ de sa hauteur, mais pas moins de 1.

Approximativement on considère que la hauteur du drain prisme atteint 0,15-0,20 fois la hauteur du barrage.

- **Drain tapis**

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain tapis filtrant.

Ce drain s'étend sur $1/4$ à $1/3$ de l'emprise du barrage. Le dispositif d'étanchéité étant choisi, il emporte de réaliser un dispositif de drainage efficace. L'avantage du drain tapis est sa capacité de drainer les fondations du barrage. Ce drain est destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif.

En considérant la mise en place, et le nivelage des filtres avec des engins, l'épaisseur de chaque couche ne doit pas être inférieure à 0,2m.

IV.6 Fondation

L'exigence essentielle pour la fondation d'un barrage c'est de garantir un support stable pour remblai sous toutes les conditions de saturation des charges, et de garantir une résistance suffisante à l'infiltration contre les renards et les pertes d'eau.

Dans le cas de ce barrage l'infiltration est très minime donc la fondation présente une bonne étanchéité naturelle et on la renforcée par une clé d'encrage.

IV.7 Dispositif des drains et filtres

IV.7.1 Les drains

IV.7.2 Dimensionnement du Drain tapis

$$L_d = 1/3 L_b$$

L_d : longueur du drain tapis en m

L_b : largeur transversale du barrage ($L_b=310,5m$)

On trouve :

$L_d = 103,5m$

IV.7.3 Dimensionnement du drain prisme

- Hauteur

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

H_b :Hauteur du barrage ($H_b=66m$)

On prend $H_p = 13,2H_b$

On aura :

$H_p = 13,2m$

Largeur en crête

$$b_p = (1/3 \div 1/4) h_{dr}$$

On prend $b_p = 1/3 h_p$

Ce qui donne:

$b_p = 3,3m$

- Fruits des talus

$$m_1 = (1 \div 1,75)$$

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

$m_1 = 1,25$
$m_2 = 2$

IV.7.4 Calcul des filtres

Les filtres sont une succession de couches de granulométrie très variée .Ils sont situés :

- Au pied aval du barrage
- A la protection du talus amont (zone de transition entre l'eau et les recharges)
- Entre le tapis filtrant et les recharges.

IV.7.5 Détermination de la courbe granulométrique des filtres

On désigne par D_p et d_p les diamètres des grains du filtre et du matériau filtré.

Selon les critères :

$$12 \text{ mm} < D_{15} / d_{15} < 40 \text{ mm} ;$$

$$12 \text{ mm} < D_{50}/d_{50} < 58 \text{ mm}.$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

- D_{15} , D_{50} : Diamètre de filtre.
- d_{15} , d_{50} : Diamètre du sol à protéger.

Granularité du sol protégé :

$$d_{15} = 0,0013\text{mm} ;$$

$$d_{50} = 0,027\text{mm};$$

$$d_{85} = 0,38\text{mm}.$$

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

$$0,0156\text{mm} < D_{15} < 0,052 \text{ mm} ;$$

$$0,324 \text{ mm} < D_{50} < 1,57 \text{ mm}.$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0,104\text{mm} ;$$

$$D_{50} = 0,947 \text{ mm}.$$

La deuxième couche de filtre on la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche :

$$0,06 \text{ mm} < D_{15} < 0,2 \text{ mm}$$

$$3,84 \text{ mm} < D_{50} < 18,56\text{mm}.$$

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

$D_{15} = 0,13 \text{ mm.}$

$D_{50} = 11,2 \text{ mm.}$

Conclusion

On prévoit :

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur =15 cm (pour des raisons de sécurité).
- La deuxième couche est en gravier d'épaisseur =15cm ;
- L'embrochement d'épaisseur = 70 cm.

IV.8 Calcul d'infiltration

IV.8.1 Objectif de calcul d'infiltration

L'objectif de cette partie est de déterminer :

- La zone submergée du corps de la digue.
- Les pressions interstitielles.
- Le tracé de la ligne de saturation.
- Le débit de fuite à travers le corps.

IV.8.2 Hypothèses de calcul de la ligne de saturation

- Il s'agit tout d'abord de déterminer la ligne de saturation dont le calcul suppose les hypothèses suivantes :
- Que le sol est homogène et isotrope, c'est-à-dire que la perméabilité horizontale est identique à celle verticale.
- Que la ligne de saturation suit la loi de la parabole de Kozeny.
- Que le calcul se fera pour la section critique de la digue.

La parabole de la courbe de Kozeny s'écrit comme suit:

$$Y^2 - Y_0^2 - 2XY_0 = 0 \Rightarrow Y = \sqrt{Y_0^2 + 2XY_0} \dots\dots\dots (IV-6)$$

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (IV-7)$$

Avec :

d : Largeur de base du barrage diminuée de 0,7b (d =33 ,7).

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont b=14 ,72m

(Déterminé graphiquement).

h : La hauteur du niveau de l'eau sur la base (h=58m).

On trouve $Y_0 = 33,38m$.

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny on raccorde celui-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole.

L'équation de la parabole s'écrit : $Y = \sqrt{2970,25 + 109X}$

Tableau IV.06: Coordonnées de la ligne de saturation :

X	Y
0	33,38
2	35,32
4	37,17
6	38,92
8	40,60
10	42,21
12	43,76
14	45,26
16	46,72
18	48,12
20	49,49
22	50,82
24	52,12
26	53,39
28	54,62
30	55,83
32	57,01
33,7	58,00

Le point C d'intersection de la face amont du drain cheminé est déterminé par l'équation polaire de cette parabole.

$$c = \frac{\Delta l}{l + \Delta l} \dots\dots\dots (IV-8)$$

$$l + \Delta l = \frac{Y_0}{1 - \cos \alpha} \dots\dots\dots (IV-9)$$

α : C'est l'angle de parement aval du noyau avec l'horizontale.

A partir de l'abaque de Cazagrande on détermine « c ».

$$\alpha = 76^\circ \quad \text{et} \quad c = 0,275$$

$$l + \Delta l = 71,9\text{m} \quad \text{d'ou :} \quad \Delta l = 19,8 \text{ m.} \quad \text{Et} \quad l = 52,1\text{m.}$$

IV.8.3 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue

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

$$q = K.I.A \dots\dots\dots (IV-10)$$

Avec :

q: Débit d'infiltration en (m³/s/ml).

K : Coefficient de perméabilité en (m/s). (K= 10⁻⁷ m/s)

I: Gradient hydraulique.

A: Section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par: I=dy/dx et A=y.l

Donc: $q = K.y dy/dx \dots\dots\dots (V-11)$

Avec $y dy/dx = y_0$

D'ou $q = K.y_0 \text{ m}^3/\text{s/ml}$.

Le débit total à travers le barrage sera donc: $Q = q.L$

AN:

$Y_0 = 33,38\text{m.}$ d'où

$$q=33,38.10^{-7} \text{ m}^3/\text{s/ml.}$$

IV.8.4 Calcul du débit de fuite à travers la fondation

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy (IV.11):

$$q=K.I.A$$

A: Section d'infiltration par unité de longueur. $A=T.1$ (T=3m Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où : $q= K.I.T$

I: gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité horizontal a travers la fondation ($K= 10^{-7} \text{ m/s}$)

H_e : Charge d'eau à l'amont $H =37\text{m.}$

L_b : Emprise du barrage $L_b=310,5 \text{ m.}$

$$I=H_e/L_b..... (IV-12)$$

$$q=1,210^{-8} \text{ m}^3/\text{s/ml.}$$

IV.8.5 Vérification de la résistance à l'infiltration des sols du corps et de la fondation

Corps du barrage

La vérification de la résistance d'infiltration dans le corps du barrage est effectuée d'après la condition :

$$I = \frac{\Delta H}{l} \leq I_{adm} (IV-13)$$

l : l'épaisseur moyen de la digue : $l =310,5\text{m.}$

$\Delta H : \Delta H = h = 37\text{m}$

I : Gradient hydraulique admissible tiré du tableau ($I_{adm} = 1,5$)

On trouve $I = 0,12 < 1,8$. Donc la condition est vérifiée.

La résistance à l'infiltration à travers le barrage est assurée.

- **Fondation du barrage**

Cette vérification s'effectue en utilisant l'expression suivante :

$$J_f \leq \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (IV-14)$$

J_{cr} : Gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de fondation d'après le tableau ci-dessous

Tableau IV-07: Détermination du gradient d'infiltration admissible :

Sol de fondation	I_{cr}
Argile	0,9
Limon	0,45
Sable grossier	0,40
Sable moyen	0,28
Sable fin	0,22

K_s : Coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe du barrage d'après le tableau suivant :

Tableau IV-8: Détermination du coefficient de sécurité.

Classe du barrage	I	II	III	IV
K_s	1,25	2	1,15	0,29

J_f : Gradient d'infiltration dans la fondation du barrage déterminé par la formule suivante :

$$J_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88T_c} \leq \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (IV-15))$$

T_c : Profondeur de calcul de la zone d'infiltration.

$$T_c = T_{réel} \text{ si } T_{réel} \leq T_{ac}$$

$$T_c = T_{ac} \text{ si } T_{réel} > T_{ac}$$

$T_{réel}$: profondeur de la couche imperméable ;

T_{ac} : profondeur de la zone active.

$T_{réel} = 4\text{m}$; $T_{ac} = 4,5\text{m}$; on voit bien que $T_{réel} \leq T_{ac}$ donc $T_c = T_{réel} = 4\text{m}$

L : Largeur du barrage à la base $L = 310,5\text{m}$.

ΔH : La différence du niveau d'eau à l'amont et à l'aval ($\Delta H = 37\text{m}$)

Pour notre barrage, il appartient à la III^{ème} classe ce qui donne ($K_s = 1,15$).

La fondation rocheuse, donc: $I_{cr} = 0,4$.

Pour cela on trouve:

$$J_f = \frac{13.34}{88,5 + 0.88 \cdot 3} = 0,117 < 0,14$$

La condition est vérifiée, la résistance d'infiltration à travers les fondations est assurée.

IV.9 Calcul de stabilité

IV.9.1 Généralités sur l'étude de stabilité des barrages

Il est évident qu'un remblai mal dimensionné, et instable peut, d'une part porter préjudice à la sécurité des populations, exploitations agricoles et aménagements

situés à son aval et, d'autre part, appellera probablement des travaux d'entretien.

La stabilité des barrages en terre est étudiée au moyen des méthodes utilisées plus généralement pour l'étude des pentes en mécanique des sols les plus courantes sont celles de Fellenius, Bishop, Spencer, Janbu, la méthode dite des coins, ou encore celle dite des perturbations en faveur en France. Toutes sont des méthodes d'équilibre de forces, dans lesquelles les forces déstabilisatrices (poids, pressions interstitielles) doivent être compensées par des forces résistantes, avec des marges de sécurité conventionnellement choisies. Un facteur qui influe très fortement sur la stabilité est la **pression interstitielle** qui peut s'installer de façon durable dans le remblai :

- en raison des écoulements permanents à travers le remblai ;
- en conséquence des variations de contraintes, résultant de la construction, d'une vidange rapide, ou bien de séismes.

Pour l'appréciation de la stabilité du remblai compacté de la retenue collinaire de Oued Bougdoura, et la vérification des valeurs des fruits des parements adoptés, nous avons utilisé la méthode des tranches (Méthode de FELLENIUS). Cette vérification a fait l'objet d'un calcul détaillé effectué manuellement. Ce calcul manuel a été réalisé avec la contribution d'un programme Excel.

Quatre cas peuvent être vérifiés :

Parement amont : cas fin de construction et vidange rapide.

Parement aval : cas fin de construction et fonctionnement normal.

Pour réaliser cette étude nous avons tenu compte des données suivantes :

- De la géométrie de la digue
- Des caractéristiques des matériaux utilisés

- Des différents niveaux d'eau dans la cuvette en fonction de l'exploitation du barrage (niveau de retenue normale et vidange rapide).
- Du niveau piézoélectrique dans les différentes couches.
- De l'accélération de la pesanteur en cas de séisme prévu pour une période de retour de 500 ans.

Conséquences de l'instabilité des talus

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

IV.9.2 Principe de la méthode des tranches

Cette méthode nous amène à respecter les étapes suivantes :

- Construire la coupe transversale du barrage à l'échelle.
- Détermination du talus moyen.
- Tracer deux lignes au milieu du talus, l'une verticale et l'autre faisant un angle 85° avec le talus moyen.
- Détermination de la zone du centre du cercle de glissement, pour cela Fandeev recommande de disposer le centre du cercle du glissement dont les limites définies par deux cercles de rayons, R_{min} et R_{max} donnés par le tableau suivant :

Tableau IV-9 : détermination des rayons max et min.

Pente des parements	1/1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6
$K1=R1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,50	2,2	3,0
$K2=R2/H_b$	1,50	1,75	2,3	3,75	4,8	5,50

Pour notre cas :

talus	Pente du talus	K1	K2	R1 (m)	R2 (m)
Amont	3	1	2.3	57.75	133.65
Aval	3	1	2.3	49.5	115.5

La ligne de glissement éventuelle est un arc de cercle à trois paramètres inconnus : rayon, abscisse et ordonnée du centre. La partie instable du talus (au-dessus du cercle de glissement) est divisée en certain nombre de tranches verticales de largeur égale.

Le coefficient de sécurité est égale à : $K_S = \frac{M_{resis}}{M_{mot}} \dots\dots\dots (IV-16)$

M_{resist} : les moments résistants.

M_{mot} : les moments moteurs.

La valeur minimale du facteur de sécurité est caractérisée par un centre de cercle critique qui définit en fin de compte la valeur à prendre en considération, cette valeur du facteur de sécurité définie doit être supérieure du moins égale à la valeur admissible.

Tableau IV-10: les valeurs admissibles des coefficients de sécurité.

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,3 ÷ 1,2	1,2 ÷ 1,15	1,15 ÷ 1,1	1,1 ÷ 1,05
Spéciales Avec séisme)	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,05

Cas les plus défavorables :

a. Vidange rapide (talus amont)

La vidange rapide par laquelle a été vérifiée la stabilité du talus amont, 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.

- *Sans séisme*
$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \phi + \sum C d L}{\sum T_n} \dots\dots\dots (IV-17)$$

- *Avec séisme*
$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \phi + \sum C d L}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots (IV-18)$$

Où:

C: Cohésion.

dL: Longueur déployée de la surface de rupture.

a : Coefficient d'intensité sismique de la zone a = 0,07

d_n: Bras de levier (en m).

R : Rayon du cercle de glissement.

N: Contrainte normale.

$$N_n = G_n \cdot \operatorname{Cos} \alpha_n \dots\dots\dots (IV-19)$$

α_i: angle vertical de la tranche.

$$G_n = b_n (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3) \dots\dots\dots (IV-20)$$

Avec :

b_n : Largeur de la tranche.

γ₁ : Densité humide utilisée au dessus de la ligne phréatique.

γ₂ : Densité saturée utilisée au dessous de la ligne de saturation.

γ₃ : Densité du massif de la fondation.

Remarque

γ_{sat} : Densité saturée utilisée au dessous de la ligne de saturation.

γ_h : Densité humide utilisée entre la ligne de saturation et le niveau NNR.

γ_d : Densité sèche utilisée entre le niveau NNR et PHE.

γ' : Densité déjaugée utilisée pour le cas de vidange rapide.

T: Contrainte tangentielle.

$$T_n = G_n \cdot \sin \alpha_n \dots \dots \dots (IV-21)$$

ϕ : Angle de frottement interne.

P: Pression interstitielle.

$$P = \gamma_w \cdot h_n \cdot l_n \dots \dots \dots (IV-22)$$

Où :

γ_w : Poids volumique de l'eau $\gamma_w=1(t/m^3)$.

h_n : Hauteur de la tranche n.

l_n : Longueur de l'arc délimitait.

La base de la tranche n, tel que :

$$l_n = \frac{b_n}{\cos \alpha_n} \dots \dots \dots (IV-23)$$

b) Fin de construction (talus amont et aval)

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).

- *Sans séisme*
$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \text{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots \dots \dots (IV-24)$$

- *Avec séisme*
$$K_{as} = \frac{\sum N_n \text{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots \dots \dots (IV-25)$$

c. Retenue normale (talus aval)

De même que pour la fin de construction, le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

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

- Sans séisme
$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P)tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots\dots\dots (IV-26)$$

- Avec séisme
$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - P)tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots (IV-27)$$

Tableau IV-11:Les caractéristiques géotechniques

Paramètres	Valeurs
γ_d (t/m ³)	2,2
γ' (t/m ³)	1,25
γ_{sat} (t/m ³)	2,25
ϕ°	36
C bars	0,15

Les coefficients admissibles de stabilité :

$K_{adm} = (1,15 - 1,1)$ (sans séisme).

$K_{adm} = (1,1 - 1,05)$ (avec séisme).

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV-12: coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

CAS DE SOLLICITATION		COEFFICIENT DE SECURITE	
		Avec séisme	Sans séisme
Fonctionnement normal	<u>Talus aval</u>		
	R= 126,04m	1,29	1,15
	R= 118,9m	1,34	1,17
	R= 134,45m	1,27	1,14
Fin de construction	<u>Talus aval</u>		
	R=117,4m	2,79	2,25
	R=122,02m	2,6	2,12
	R=124,84m	2,76	2,23
	<u>Talus amont</u>		
	R= 123,61m	2,56	2,09
	R=128,55m	2,62	2,16
R= 133,52m	2,12	1,78	
Vidange rapide	<u>Talus amont</u>		
	R=134,77 m	1,23	1,21
	R= 142,31m	1,28	1,17
	R=137,35m	1,21	1,2

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum soit supérieur ou égal au coefficient admissible ; donc la stabilité du talus est assurée.

CHAPITRE I :

ETUDE

TOPOGRAPHIQUE

CHAPITRE II :

GÉOLOGIQUE

&

GÉOTECHNIQUE

CHAPITRE III :

ETUDE HYDROLOGIQUE

CHAPITRE IV :

ETUDE

DES

VARIANTES

CHAPITRE V :

ETUDE DES VARIANTES DES OUVRAGES ANNEXES

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 utilisant pour ce but la charge hydraulique effective disponible.

Les dimensions des plants en élévation, la conception ainsi que la composition des ouvrages annexes d'un barrage sont dictées par le débit de projet, la charge effective, le relief et la géologie du site, ainsi que des conditions de réalisation et d'exploitation.

V.1 L'évacuateur de crues

La submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue est toujours un phénomène particulièrement dangereux.

Un barrage s'il retient l'écoulement, doit aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnelles, mais il faut que cette évacuation ait lieu sans que la lame d'eau ne le submerge.

On prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé évacuateur de crue.

V.1.1 Différents types d'évacuateurs de crue**a. Evacuateur de crues en puits (tulipe)**

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- a) Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s.
- b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

- a) Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
- b) Problème de vibration.
- c) Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- d) Prévoir des protections antivortex (coût et entretien).
- e) Dissipation au pied de la digue.

b. Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

c. Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- Le coût peu élevé.
- La difficulté de modification.

d. Evacuateur de crues en siphon

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, il représente les avantages :

- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- Amorçage et le désamorçage.
- Entretien indispensable.
- Débit faible à évacuer.
- Dispositif sur le corps de la digue.

V .1.2 Choix de l'évacuateur de crue

Près de la moitié des cas de destruction des barrages en enterrer provient de submersions dus à une insuffisance ou à une absence d'évacuateur de crue. Pour cela il faudra prendre plusieurs facteurs en considération

- a) topographie : l'oued présente des rives avec une pente plus ou moins douce alors que ce dernier se dirige vers la rive gauche : en aval ainsi qu'il y a un talweg qui

- b) véhicule les eaux déversées vers ce dernier ce qui favorise l'implantation de l'axe de l'évacuateur de crues sur la rive gauche ceci va diminuer les travaux d'excavation et ces conditions nous permettent d'implanter un évacuateur latérale à entonnement frontale.
- c) Géologie : d'après les sondages implantés sur l'axe de la digue notamment sur la rive gauche de l'oued on remarque que la formation géologique de la dite rive pourra supporter un ouvrage en béton. On remarque aussi la présence des alluvions ainsi que l'absence des roches dans la fondation du barrage ce qui défavorise la réalisation d'un tunnel ou d'une galerie.
- d) Fonctionnement : au contraire de l'évacuateur tulipe l'évacuateur à ciel ouvert ne représente aucun danger lors de l'évacuation en plus il est plus facile à entretenir
- e) Réalisation : dans notre cas le type le plus adapté de point de vue réalisation est celui qui a été choisi vu la grandeur du projet ainsi que l'aspect économique qui est le même très important.

Conclusion

Le type d'évacuateur choisi est un évacuateur latéral à entonnement frontal.

V.1.3 Dimensionnement de l'évacuateur de crue

L'évacuateur de crues est constitué des éléments suivants :

- Un canal d'approche.
- Un déversoir.
- Un chenal.
- Un convergent.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un canal de restitution.

a. Dimensionnement et calcul hydraulique des éléments constituant l'évacuateur de crue**➤ 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.

P: la pelle (P=5m).

H: la charge d'eau sur le déversoir H=2.7m.

$$H + P = 7.7\text{m}$$

- **Vitesse d'approche**

La vitesse est donnée par la relation suivante:

$$V = \frac{Q}{(P + H)b}$$

b: largeur du déversoir (b=30m).

Q: débit évacué (Q=750 m³/s).

On trouve: V=3.25m/s.

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est (4,4 ÷ 10) m/s, V < V_{adm},

Donc pas de risque d'érosion.

- **Hauteur du mur du canal d'approche**

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

$$R_e = 0.6 + 0.05V(H)^{1/3} \dots\dots\dots (V-1)$$

$$R_e = 0,83m.$$

R=0,83m

D'où la hauteur de mur est:

$$H_m = H + P + 0,83 = 8.53m \dots\dots\dots (V-2)$$

on prend:

Hm=8.53m

- **Longueur du canal d'approche**

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie.

- **Le déversoir**

Le profil du seuil déversant est de type Creager, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression est égal a la pression atmosphérique, tout profil situé au dessus entraînera des dépressions donc des risques de décollement.

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

$$y = \frac{(x^{1.85})}{(2H^{0.85})} \dots\dots\dots (V-3)$$

H: la charge sur le déversoir.

Tableau V.1: Coordonnées de la nappe déversante.

X	Y
0	0
0,2	0,01
0,4	0,04
0,6	0,08
0,8	0,14
1	0,22
1,2	0,30
1,4	0,40
1,6	0,51
1,8	0,64
2	0,78
2,2	0,92
2,4	1,09
2,6	1,26
2,8	1,44
3	1,64

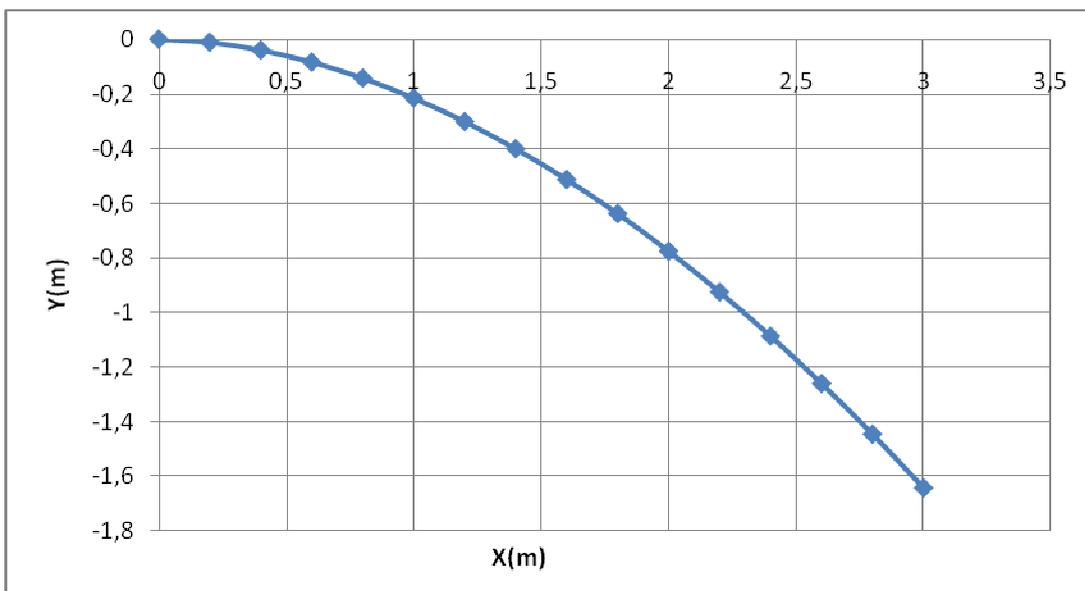


Figure V.1 : Profil du déversoir type Creager

➤ **Chenal d'écoulement**

Le chenal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface, sa pente est suffisamment faible (inférieure à la pente critique) pour que le régime soit fluvial. Il est en général de section rectangulaire, sa longueur est rarement importante car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'aboutir au coursier.

La longueur du chenal est déterminée en fonction de la topographie ici elle n'est pas importante elle est égale à 8m et une pente de 0,2%. On détermine la profondeur critique y_c pour un canal de forme rectangulaire comme suit :

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \dots\dots\dots (V-4)$$

Avec:

Q: débit a évacuer ($Q=750m^3/s$).

b: largeur du canal ($b=30m$).

g: l'accélération de pesanteur ($g=9.81m^2/s$).

$y_c=4m$

La profondeur d'eau dans le chenal est $H_c=1.5y_c=6m$.

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour ($h=h_{cr}$).

$$Q = K.S.R^{2/3}.I^{1/2} \dots\dots\dots (V-5)$$

Avec:

R: rayon hydraulique (en m)

I: la pente en (m/m).

S: section mouillée

K: coefficient de Manning-Strickler ($K=71$).

Pour une section rectangulaire:

$$I_{cr} = \left[\frac{Q.(b + y_c)^{2/3}}{K.(b.y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots(V-6)$$

$I_{cr}=0,17$

($0.1\% < 0.17\% \Rightarrow I < I_{cr}$), La condition est vérifiée.

La profondeur normale h_n (profondeur qui apparaît pour un débit Q et une pente I que chenal si l'écoulement était uniforme) ; se déduit de la formule de Manning Strickler.

$$Q = S.C\sqrt{R.I} \dots\dots\dots (V-7)$$

Avec : S : section du chenal $S=b.h_n$;

I : pente du chenal $I=0,1\%$;

C : coefficient de Chezy $C=R^{1/6}/n \dots\dots\dots (V-8)$

R : rayon hydraulique $R=S/P=\frac{b.h_n}{2.h_n + b}$; (V-9)

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par itération .

$Q = \frac{1}{n} . I^{1/2} . (b.h_n)^{5/3} . (2.h_n + b)^{-2/3}$ (V-10)

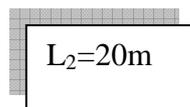
On aura : $h_n=4,8$ m,

$V_n = \frac{Q}{b.h_n}$, $V_n=5,2$ m/s .

$h_n > h_c$ donc l'écoulement est fluvial.

➤ **Le coursier**

En général, le coursier commence par un convergeant amenant à la section de contrôle (section ou atteinte la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente, sa largeur est calculée est estimée à:



➤ **Calcul du convergeant**

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

La longueur du convergeant est estimée par la formule suivante :

$L = 2,5 (l_1 - l_2)$ (V.11)

Ou : l_1 : est la largeur au plafond du bief amont $l_1=30$ m

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle $l_2=20$ m

La longueur du convergent est de 25m.

❖ **Calcul de la ligne d'eau dans le coursier**

Le calcul de la ligne d'eau est effectué à l'aide d'un logiciel appelé « CANALP ».

Sur le tableau suivant on présente les différents paramètres de calcul suivant des sections distantes de 10m (le pas).

Les données de départ sont:

- Largeur du canal $b=30\text{m}$.
- Débit à évacuer: $Q=750\text{m}^3/\text{s}$.
- La pente du coursier: $I_1=0,025$ et $I_2=0,3500$
- La longueur du coursier: $L=248\text{m}$.
- Coefficient de Strickler (71).

Le premier traçant :

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	Y _n (m)	Y _c (m)	L bief (m)
750	71	0,025	2,235	5,234	129

Les résultats de calculs sont illustrés dans le tableau V.3:

Tableau V.2: Ligne d'eau à pas d'espace de 20m.

Section	Abscisse (m)	Pas (m)	Y (m)	Fr	Hs (m)	J (mm/m)
Amont	0.00	20	5.224	1.00275	7.850	1.975
1	20	20	4.174	1.4040	8.288	3.793
2	40	20	3.834	1.59485	8.710	4.875
3	60	20	3.614	1.74267	9.102	5.811
4	80	20	3.444	1.87328	9.487	6.710
5	100	20	3.314	1.98458	9.840	7.530
6	120	20	3.204	2.08765	10.186	8.334
AVAL	129	9	3.165	2.12737	10.324	8.655

Le deuxième traçant :

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	Y _n (m)	Y _c (m)	L bief (m)
750	71	0,3500	0,969	5,234	119

Les résultats de calculs sont illustrés dans le tableau V.4:

Tableau V.2: Ligne d'eau à pas d'espace de 20m.

Section	Abscisse (m)	Pas (m)	Y (m)	Fr	Hs (m)	J (mm/m)
Amont	129	20	3.165	2.12611	10.319	8.646
1	149	20	2.195	3.68104	17.068	26.435
2	169	20	1.825	4.28030	23.339	46.941
3	189	20	1.615	5.83226	26.087	68.884
4	209	20	1.465	6.75039	34.849	93.688
5	229	20	1.365	7.50548	39.819	117.204
AVAL	248	20	1.301	8.12206	44.018	138.536

D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est : $y=1.301m$.

La vitesse à la fin coursier est:

$$V = \frac{Q}{b.y} = 28.82m/s$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gy}} \dots\dots\dots (V-15)$$

Donc : $F_r = \frac{V}{\sqrt{gy}}$

$F_r=8.07$

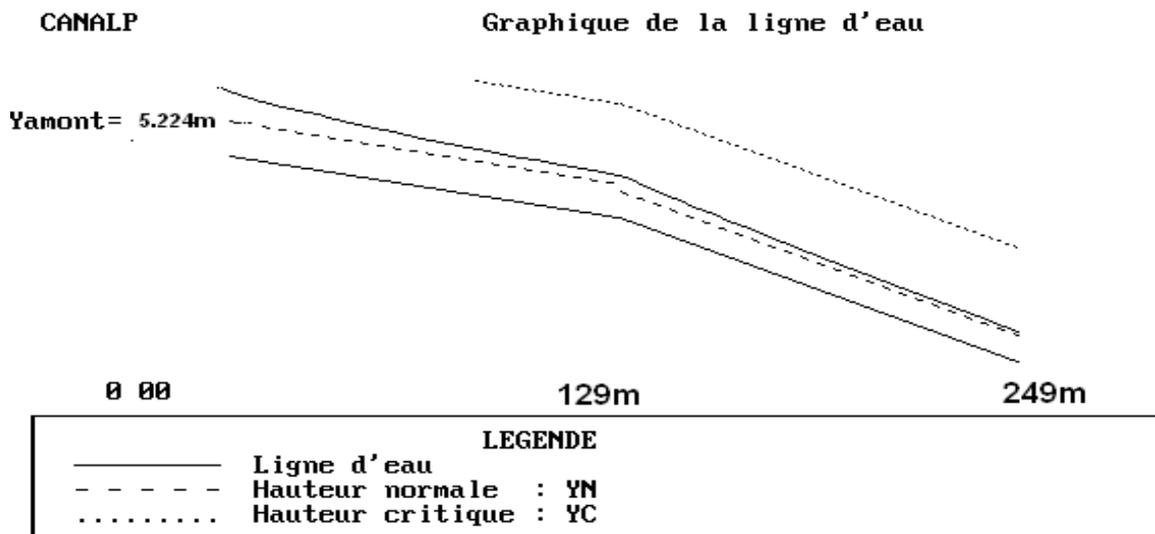


Figure V.2 : Graphique de la ligne d'eau

❖ Dissipateur d'énergie

Il permet de dissiper l'énergie des eaux de crue avant de les instituer à l'oued, la forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude d'après les tests réalisés par (USBR) "The bureau Of Réclamation».

- ❖ $1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.
- ❖ $1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.
- ❖ $2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant.
- ❖ $4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).
- ❖ $Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Froude est supérieur à 4,5, donc il y'aura formation d'un ressaut stable.

Pour la dissipation de cette énergie on a opté pour un bassin à ressaut, la mise en place des blocs, de déflecteur permettant de raccourcir le bassin et évitant le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée est supérieur 15m/s. Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes (voir annexe).

$V > 15\text{m/s}$ et $F_r > 4.5$ alors le bassin qui convient est de type III.

Détermination des caractéristiques du bassin :

On a $F = 8.07$, $y_1 = 1.301$ m

Donc de l'abaque $\frac{y_2}{y_1} = 11$, d'où .

$y_2 = 14.311\text{m}$

y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m).

y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m).

Longueur du bassin On a; de l'abaque $\frac{L}{Y_2} = 5$

Donc : $L = 71.56m$. On prend :

$L = 71.56m.$

❖ **Dimensionnement des blocs Chicanes**

✚ La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = Y_1 = 1.301 m.$

✚ La largeur des blocs de chutes : $l_1 = Y_1 = 1.301m.$

✚ Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = Y_1 = 1.301m.$

✚ Hauteur du seuil denté : $h_2 = 0,2 Y_2 = 2.86 m.$

✚ La largeur d'une dent : $l_2 = 0,15 Y_2 = 2.15 m.$

✚ Espacement entre deux dents : $e_2 = 0.15 Y_2 = 2.15m$

➤ **Canal de restitution**

Le canal de restitution a pour but d'acheminer les eaux évacuées vers l'oued après la dissipation de son énergie; selon les conditions topographiques, cette partie est de forme trapézoïdale avec un fruit de talus de 1/1, a une pente du canal de $I_c=0,22 \%$ et il est en enrochement.

La hauteur critique

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcule par la formule suivante :

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,105 \sigma_{cr}^2 \right) \dots\dots\dots(V.16)$$

$$\text{Avec : } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \dots\dots\dots (V.17)$$

$$\text{Et } \sigma_{cr} = \frac{K \cdot m}{b} \dots\dots\dots (V.18)$$

m : fruit des talus du canal de fuite $m=1$.

Ce qui donne : $K=5.23$, $\sigma_{cr} = 0,26$ d'où

$h_{cr} = 4.81 m.$

La pente critique

Elle est donnée par : $I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C^2 \cdot R_c}$

Avec : I_{cr} : pente critique ;

S_c : section critique $S_c = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr}$;

R_c : rayon critique $R_c = S_c / P_c$;

P_c : périmètre critique $P_c = b + 2 \cdot h_{cr} \sqrt{1 + m^2}$

C_c : coefficient de Chezy $C_c = R_c^{1/6} / n$

n : coefficient de rugosité du sol $n = 0,014$

Ce qui donne :

- $S_c = 19.25 \text{ m}^2$;
- $P_c = 22.6 \text{ m}$;
- $R_c = 0.85 \text{ m}$;
- $C_c = 69.52$

La pente critique est :

Profondeur normale dans le canal

$I_{cr} = 0,22\%$

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

Pour la hauteur normale on a :

- $S_n = m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n$
- $P_n = b + 2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2}$
- $R = S_n / P_n$
- $C_n = R^{1/6} / n$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (m h_n^2 + b \cdot h_n)^{5/2} \cdot (2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2} + b)^{-3/2} \dots\dots\dots (V.19)$$

Le résultat du calcul par itération donne :

$h_n = 2.06 \text{ m}$

➤ **Vitesse dans le canal**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m.h_n^2 + b.h_n} \quad \text{D'où}$$

$V=16.5\text{m}$

b. Hauteurs des murs bajoyers

🚧 **Canal d'approche et chenal d'écoulement**

Sur le long du chenal d'écoulement les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue (NNR=122 m) qui correspond à une hauteur de 12m.

🚧 **Coursier**

Pour des raisons d'ordre économiques et compte tenu de la ligne d'eau présentée, on partage le coursier en trois tronçons dont les hauteurs des murs bajoyers différent.

- le 1^{er} tronçon à l'amont.
- le 2^{eme} tronçon à la fin du 1^{er} tronçon
- le 3^{eme} tronçon à l'aval

➤ **Hauteur au début du 1^{er} tronçon**

$H_m = h_e + r$, Ou :

h_m : hauteur du mur bajoyer ;

h_e : hauteur d'eau $h_e = 5.23$ m ;

r : revanche de sécurité donnée par : $r = 0,61 + 0,14V^{1/3}$ (V.20)

V : la vitesse du niveau de la section de contrôle $V = 7.17$ m/s ;

Ce qui donne : $r = 0,88$ m, $H_m = 6.11$ m

➤ **Hauteur à la fin du 1^{er} tronçon**

On procède de même manière que précédemment.

$h_e = 3.165$ m on aura $V = 11.84$ m/s, $r = 0,93$, $H_m = 4.1$ m

➤ **Hauteur à la fin coursier**

$h_e = 1.301$ m on aura $V = 28.82$ m/s, $r = 1.04$ m, $H_m = 2.34$ m

Pour des raisons constructives et de sécurité on prend les hauteurs suivantes :

- premier tronçon : $H_m = 6.5$ m
- deuxième tronçon : $H_m = 4.5$ m
- troisième tronçon : $H_m = 3$ m

- **bassin de dissipation**

Il aura les mêmes hauteurs que les murs bajoyers du canal de restitution

- **canal de restitution**

he =2.06 m On aura V=18.2m/s, r =0,98m Hm =3m

On prend ; Hm=3m.

c) Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier

- **Vagues roulantes**

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé.

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$b/h < (10 \div 12) \text{ et } Fr^2 < 40.$$

Avec : b : largeur du coursier, Fr : Nombre de Froude $Fr^2 = \frac{V^2}{g.h}$

$$V = 28.82 \text{ m/s}$$

h : profondeur d'eau minimale dans le coursier

$$b/h = 15.35 \quad \text{et} \quad Fr^2 = 65$$

Les conditions ne sont pas vérifiées alors on risque d'avoir des vagues roulantes donc il faut prendre des mesures de sécurité pour éviter l'affouillement à l'aval.

V.2 Ouvrage de vidange

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

- D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus aval

- De vider la tranche morte en fin saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire (prise, parement amont de la digue).

- De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

V.2.1 Conduite de vidange en charge

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

V.2.2 Conduites à écoulement libre

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- ✚ Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.
- ✚ La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1 à 2) m de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

V.2.3 Ouvrages de vidange à batardeau

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes.

V.2.4 Choix de la variante

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en terre), donc on ne peut retenir que la conduite de vidange.

La conduite avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie) et les accessoires supplémentaires (Reniflard) nécessitant beaucoup d'entretien.

La conduite en charge est plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque.

La variante de l'ouvrage à retenir est celle d'une conduite en charge.

V.2.5 Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange

- Il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (colmatage), et d'autre part prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements.

- Prévoir une bonne assise pour la conduite.

• Prévoir le nombre et la position des vannes nécessaires en fonction des types des conduites, de leurs diamètres, de la charge amont du barrage et du volume stocké.

L'ouvrage de vidange sera constitué de deux vannes, une vanne de garde. (Batardeau) en amont et une autre en aval.

V.2.6 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange

➤ 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 est du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

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

V_u : volume utile en [m³].

T : temps de vidange (jours).

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

A.N :

$$Q_{vf} = \frac{57,31 \cdot 10^6}{8.24 \cdot 3600} + 1,88 = 84,79 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre

On a:

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

D'ou:

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

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 : $\mu = 0,8$

A.N :

$$S = \frac{84,79}{0,8 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 41}} = 3,74 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} = 2,2 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D_{vf} = 2000 \text{ mm}$$

✚ Correction du coefficient de débit μ

On a :

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

$\sum \xi_I$: 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 [$D = 100 \text{ mm}$].

L : longueur de la conduite de vidange en [m] ($l = 141 \text{ m}$).

A.N: $\lambda = 0,0019$; $\xi_{lin} = 0,122$

✚ Coefficient des pertes de charge singulières:

On a :

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

Donc :

$$\sum \xi_s = 1,7$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,7 + 0,122}} = 0,6$$

Et :

$$S = \frac{84,79}{0,6 \cdot \sqrt{2,9,81,41}} = 5,04 \text{ m}^2$$

D'ou :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4.S}{\pi}} = 2,2\text{m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D_{vf} = 2200 \text{ mm}$$

La conduite étant en acier de diamètre 2200mm. Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$V_s = \frac{Q_{vf}}{S_{con}}$$

AN :

$$V_s = \frac{84,79}{5,04} = 16,82\text{m/s.}$$

V.3 Ouvrage de Prise d'eau

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau normal de la retenue et le niveau de plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

V.3.1 Type de prise

a. Prise d'eau en charge

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton .Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de commande au pied aval de la digue. En outre l'inconvénient majeur est le niveau unique de prise.

b. Prise d'eau flottante

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparés, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient de celle ci est celui du coût important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques.

c. Tour de prise

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise- vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

V.3.2 Dimensionnement de la prise d'eau

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le tableau qui représente la distribution mensuelle de la demande, le volume maximum demandé est celui du mois de juillet.

$$V_{\max} = 7,3 \cdot 10^6 \text{ m}^3.$$

Donc :

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{7300000}{30 \cdot 24 \cdot 3600} = 2,82 \text{ m}^3 / \text{s}$$

T : Temps de prise (T = 30 jours).

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

μ : coefficient de débit : $\mu = 0,2$

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval.

A.N:

$$S = \frac{2,82}{0,2 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 5}} = 1,42$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 1,42}{3,14}} = 1,4$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D = 1400 \text{ mm}$$

✚ Correction du coefficient de débit μ

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

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Donc :

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D}$$

AN :

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{0,0022 \cdot 61}{1400} = 0,11 \text{ m}$$

Donc :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+0,11}} = 0,95$$

$$\Rightarrow D = 620\text{mm}$$

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

$$V_{con} = \frac{Q_{max}}{S} = \frac{2,82}{0,3} = 9,4\text{m/s}$$

CONCLUSION

Finalement la conduite de prise d'eau aura un diamètre de 620mm et sera en tête de la galerie de dérivation, elle est équipée d'une vanne papillon qui sera groupée avec les vannes de vidange.

CHAPITRE I :

ETUDE

TOPOGRAPHIQUE

CHAPITRE II :

GÉOLOGIQUE

&

GÉOTECHNIQUE

CHAPITRE III :

ETUDE *HYDROLOGIQUE*

CHAPITRE IV :

ETUDE

DES

VARIANTES

CHAPITRE VI :

DÉRIVATION PROVISOIRE

Introduction

Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux de crues d'eau pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue et venue d'eau qui peut provoquer des dégâts ou perturber le déroulement des travaux dans les meilleures conditions. Il est accompagné le plus souvent (sauf dans le cas d'un canal) par un batardeau amont jouant le rôle d'un amortisseur de crues et facilitant en même temps l'acheminement des eaux vers la dérivation provisoire et un batardeau aval permettant l'empêchement de retour d'eau vers le chantier.

Le batardeau amont se construit avec les mêmes soins que le barrage. dans notre cas ; on a opté pour une galerie en béton qui servira ensuite comme ouvrages permanents (vidange et prise d'eau).

VI.1 Type d'ouvrage de dérivation provisoire

- **Galerie de dérivation**

Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites, son avantage est d'éviter l'interférence avec les failles et la construction du barrage proprement dit.

- **Conduite de dérivation**

La conduite de dérivation sous le remblai est préférée si la roche pour la galerie est de mauvaise qualité, mais plusieurs problèmes techniques peuvent surgir surtout lors du contact béton fondations.

L'avantage commun de ces deux ouvrages se résume par l'aspect économique qu'ils jouent, car ceux-ci sont souvent utilisés comme ouvrages définitifs (vidange de fond).

- **Canal de dérivation**

Cet ouvrage est le plus souvent adopté dans les vallées larges dans le cas où les débits sont importants pour être évacués par les galeries ou les conduites d'une façon économique.

Conclusion

En fonction des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydraulique, la dérivation se fait par une galerie et des batardeaux.

VI.2 Choix de la crue de dimensionnement

Il n'existe aucune loi qui fixe le choix de la crue de dimensionnement mais seule l'économie et l'hydrologie peuvent en décider, dans notre cas on a dimensionné avec une crue vingtenale.

Le débit maximum de cette crue est $Q_{\max(20\%)}=348 \text{ m}^3/\text{s}$

Succession des travaux

- 1^{ère} étape

Mise en place d'un batardeau partiel pour pouvoir entamer les travaux de la galerie.

- 2^{ème} étape

Construction de l'ouvrage de dérivation qui s'agit d'une galerie dans notre cas.

- 3^{ème} étape

- La coupure et dérivation de la rivière par la construction d'un batardeau amont.
- Empêcher le retour d'eau vers la galerie par la construction du batardeau aval.

- 4^{ème} étape

Une fois les travaux achevés ; la galerie réalisée ; on enlève les batardeaux, ensuite on passe à la mise en eau.

VI.3 Dimensionnement de la dérivation provisoire

VI.3.1 La galerie de dérivation

a- l'écoulement à surface libre

La première phase est celle où le niveau d'eau est inférieur au diamètre du tunnel. Dans ce cas l'écoulement est a surface libre et sera régit par la formule suivante :

$$Q = SC\sqrt{RI}$$

Où :

Q : débit évacué,

S : Section mouillée $S = \frac{R^2}{2} (\theta_{\text{rad}} - \sin \theta^0)$.

R : Rayon hydraulique, $R_{\text{cr}} = \frac{S}{P}$

P_{cr} : Périmètre mouillé, $P = R\theta_{\text{rad}}$

 Coefficient de Chézy, $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$

n : Coefficient de rugosité, n= 0,015.

I: pente du tunnel, i =0,0055

La hauteur d'eau dans la galerie :

$$h = (r - 1 - \cos \frac{\vartheta^0}{2}) \quad \text{Et} \quad \vartheta^0 = 2 \cdot \text{Arc cos} \left(1 - \frac{h}{r} \right)$$

b- L'écoulement en charge

L'écoulement devient en charge lorsque le niveau d'eau sera supérieur au diamètre de la galerie et l'écoulement sera régit par la formule suivante :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot Z}$$

Où :

Q : débit évacué

S : section de la galerie $S = \pi \frac{D^2}{4}$

g : accélération de la pesanteur [m/s²].

Z : la dénivelée

$$Z = (H + L \cdot I) - \frac{D}{2}$$

μ : coefficient de débit

H : hauteur d'eau devant la galerie

D : diamètre de la galerie

L : longueur de la galerie [L = 365 m]

I : pente de la galerie [I = 0,0055]

On a :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i + \frac{\lambda \cdot L}{D}}}$$

* coefficient de résistance singulière

$$\sum \xi_i = \xi_{entrée} + \xi_{sortie}$$

À l'entrée :

$$\sum \xi_i = 0,5 + 1 = 1,5m$$

λ : coefficient de résistance linéaire.

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

n = 0,014m^{-1/3}.s Rugosité du béton.

Tableau IV.01 : Coefficient de débits.

Dg	$\sum \zeta_i$	λ	$\lambda \cdot L/D$	$(1 + \sum \zeta_i + \lambda L/D)^{0.5}$	μ
2	1,5	0,019	3,56	2,46	0,41
3	1,5	0,017	2,07	2,14	0,47
4	1,5	0,016	1,41	1,98	0,51
5	1,5	0,014	1,05	1,88	0,53
6	1,5	0,014	0,83	1,82	0,55

Pour l'écoulement en charge :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z}$$

$$Z = H + (L \cdot I - D/2)$$

Tableau VI.02 : $Q = f(D)$.

Dg [m]	μ	S [m ²]	$\mu \cdot S \sqrt{2g}$	Z [m]	Q [m ³ /s]
2	0,41	3,14	5,65	H+1,044	5,65. \sqrt{Z}
3	0,47	7,065	14,63	H+0,544	14,63. \sqrt{Z}
4	0,51	12,56	28,12	H+0,044	28,12. \sqrt{Z}
5	0,53	19,625	46,13	H-0,456	46,13. \sqrt{Z}
6	0,55	28,26	68,65	H-0,956	68,65. Z

Le laminage dans ce cas se fait de la manière suivante:

On détermine les volume d'eau stockée a partir de l'hydrogramme de crue de fréquence 20% pour chaque heure du temps de crue, et on ne s'arrête qu'une fois arrivé au temps de montée, ensuite on converti ces débits là en volumes et à partir de la courbe capacité -hauteur on tire les hauteurs d'eau correspondantes à chaque volume.

Les résultats de calculs sont donnés dans le tableau (VI.03).

Tableau VI.03 : $H_{dév} = f(T)$

TEMPS(H)	$Q_C(M^3/S)$	$Q_{MOY}(M^3/S)$	$V (M^3/S)$	$H_{DÉV}$
0	0	4	7200	0,1
0,5	7,99	19,97	71900,83	0,5
1	31,96			
1,5	71,90	51,93	280413,22	2
2	127,82	99,86	719008,26	8
2,5	199,72	163,77	1473966,94	10
3	287,60	243,66	2631570,25	12,5
3,3	348	317,80	3775483,64	14

Les résultats du laminage sont donnés dans le Tableau VI.04

Tableau VI.04 : Résultats du laminage.

D (M)	2	3	4	5	6
Z (m)	14,1	14,5	16	22	24
Q (m ³ /s)	21,22	55,72	112,48	216,38	336,34

VI.3.2 Le batardeau

Le batardeau devrait avoir les mêmes propriétés que la digue et constitué d'un remblai qui devrait être bien compacté avec un contrôle de la teneur en eau.

a- La revanche du batardeau

La revanche est prise égale à 1,5m.

b- Calcul de la largeur en crête du batardeau

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

- **Formule de KNAPPEN :** $b = 1,65\sqrt{H_b} \text{ (m)} \dots\dots (1)$
- **Formule de PREECE :** $b = 1,1\sqrt{H_b} + 1 \text{ (m)} \dots\dots (2)$
- **Formule simplifiée :** $b = 3,6\sqrt[3]{H_b} - 3 \text{ (m)} \dots\dots (3)$

Tableau VI.05 : récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau.

Dg [m]	H _{bat} [m]	b (m)
2	13,28	6,01
3	10,84	5,43
4	9,73	5,15
5	10,78	5,42
6	10,02	5,22

VI.3.3.Calcul d’optimisation de la dérivation

Le calcul est effectué par une méthode qui est basée sur la détermination des volumes du batardeau et de la galerie ainsi que son équivalent en béton, ensuite tracé la courbe d'optimisation pour déterminer le diamètre optimal.

Pour assurer un écoulement à surface libre dans la galerie, les dimensions doivent être telles que la hauteur d’eau pour que la crue de projet soit comprise entre 0,7 et 0,8 fois la hauteur de la galerie, mais ils peuvent parfois s'éloigner des dimensions optimales du point de vue hydraulique, afin de permettre l'utilisation de coffrage ou de vannes normalisés.

❖ Hypothèses de calcul

- Ecoulement uniforme ;
- Pertes de charges sont calculées à l'aide de la formule de CHEZY.

Sur un plan topographique, on positionne la digue, les batardeaux, l'axe de la dérivation et les ouvrages d'entrée et de sortie pour avoir la longueur réelle.

La courbe de tarage nous donne les niveaux avals correspondants aux débits maximum et minimum Q_{max} et Q_{min} .

Le schéma suivant nous donne les différents paramètres pour cette méthode.

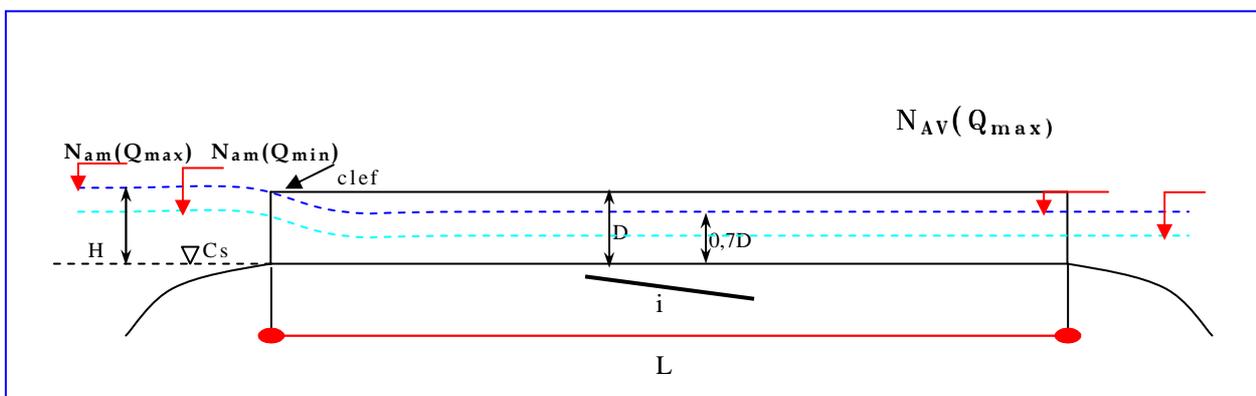


Figure VI.1: Schéma de calcul

Tableau VI.06 : Paramètres de calcul d'optimisation.

Paramètres hydrauliques	1	Diamètre	D (m)
	2	Section du tunnel	$A = \pi D^2 / 4$ (m ²)
	3	Profondeur de remplissage	$h_o = 0,7D$ (m)
	4	Section mouillée	$A_1 = 0,74.A$ (m ²)
	5	Rayon hydraulique	$R_h = 0,3D$ (m)
	6	Coefficient de Chézy	$C = 1/n R^{1/6}$
	7	Vitesse moyenne	$V = Q_{max} / A_1$ (m/s)
	8	Pente	$i = V^2 / C^2 R$
	9	Perte de charge linéaire	$h_l = i.l$ (m)
	10	Perte de charge à l'entrée	$Z_{entr} = V^2 / 2g j^2$ (m)
	11	Perte de charge totale	$Z_o = Z_{entr} + h_l$ (m)
	12	Niveau amont pour Qmax	$N_{am} = N_{av} + Z_o$ (m NGA)
	13	La cote de niveau d'eau a l'entré de tunnel	$N_I = N_{am} - Z_{entr}$ (m NGA)
	14	Cote du seuil	$C_s = N_I - h_o$ (m NGA)
Calcul des volumes des travaux	15	Hauteur du batardeau	H_{bat}
	16	Section du batardeau	$F_{bat} = (2b + 6H_{bat}).H_{bat} / 2$
	17	Longueur moyenne du batardeau	L^b_{moy} (m)
	18	Volume du batardeau	$V_{bat} = L * F$ (m ³)
	20	Conversion en volume de béton	$V'_{bat} = 0,1 V_t$
	21	Volume d'excavation du tunnel	$V_{tun} = L . A$
	21	Conversion en volume de béton	$V'_{tun} = 1,5 V_{bet}$
	22	Volume total des travaux	$\Sigma V' = V'_{bat} + V'_{tun}$

Tableau VI.07: Résultats de calcul d'optimisation.

	N°	désignation	valeurs				
Paramètres hydrauliques	1	D [m]	2	3	4	5	6
	2	A [m ²]	3,14	7,065	12,56	19,625	28,26
	3	h0 [m]	1,4	2,1	2,8	3,5	4,2
	4	A1	2,3236	5,2281	9,2944	14,5225	20,9124
	5	Rh [m]	0,6	0,9	1,2	1,5	1,8
	6	C	65,49	70,16	73,68	76,53	78,94
	7	V [m/s]	9,13	10,66	12,10	14,90	16,08
	8	i	0,03	0,03	0,02	0,03	0,02
	9	h1 [m]	11,83	9,36	8,21	9,22	8,42
	10	Zent [m]	0,03	0,07	0,11	0,13	0,19
	11	Z0 [m]	11,86	9,43	8,32	9,36	8,60
	12	Nam [mNGA]	77,56	75,13	74,02	75,06	74,30
	13	N1 [mNGA]	77,53	75,06	73,91	74,92	74,12
	14	Cs [mNGA]	76,13	72,96	71,11	71,42	69,92
Calcul des Volumes des travaux	15	Hbat [m]	13,28	10,85	9,74	10,78	10,02
	16	Fbat	662,22	461,30	381,84	456,20	401,69
	17	Lb moy [m]	85,00	75,00	70,00	65,00	60,00
	18	Vbat	56288,48	34597,15	26728,94	29652,92	24101,53
	19	V'bat	5628,85	3459,72	2672,89	2965,29	2410,15
	20	Vgal	1146,10	2578,73	4584,40	7163,13	10314,90
	21	V'gal	1719,15	3868,09	6876,60	10744,69	15472,35
	22	$\Sigma V'$	7348,00	7327,80	9549,49	13709,98	17882,50

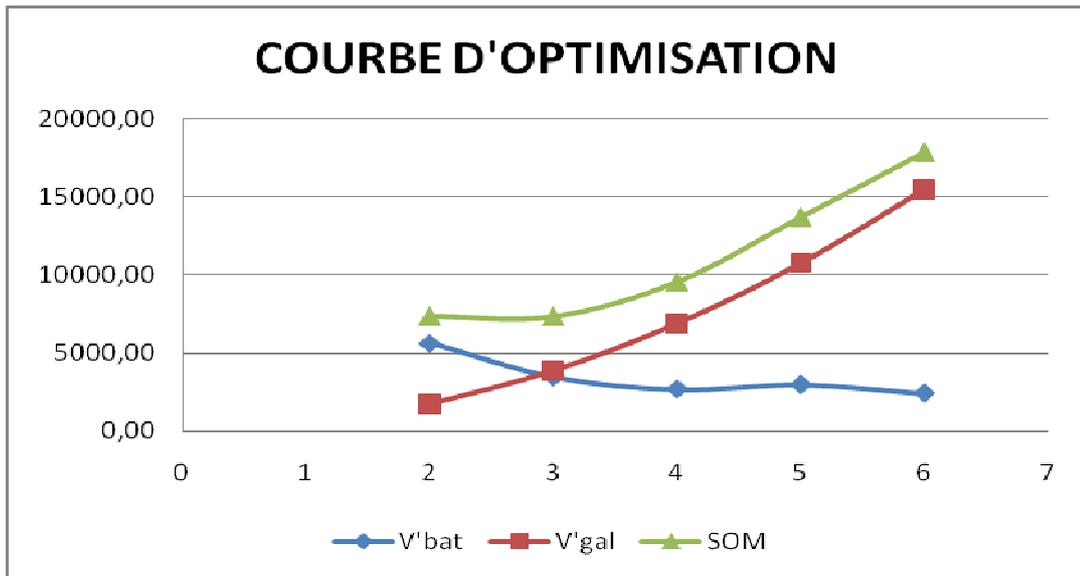


Figure VI.2: COURBE D'OPTIMISA

VII.4 Construction du batardeau

On construit le batardeau de telle manière qu'il sera intégrer dans la digue ; la crête de batardeau devient la berme de la digue.

Crête du batardeau

La crête du batardeau aura une largeur de 5m ce qui permettra la circulation des engins de terrassement, et puisque le batardeau est incorporé dans le corps du barrage cette crête sera immergée après la mise en eau du barrage donc il est inutile de mettre nue couche de matières synthétiques.

Les talus du batardeau

Les talus du batardeau auront des pentes identiques qui sont de 1 :3 c'est ainsi qui vont augmenter la stabilité du barrage.

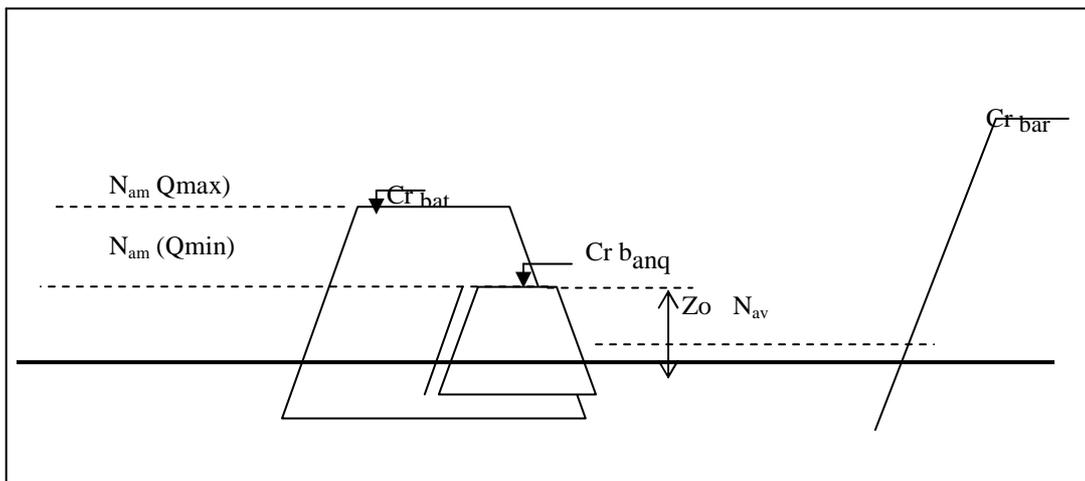
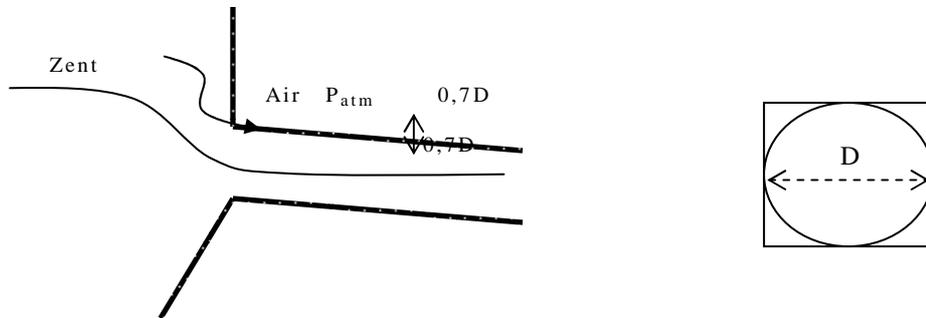


Fig VI.03 : Construction du batardeau

Portail d'entree

La galerie de dérivation est constituée d'un portail d'entrée (déversoir à large seuil), d'un ouvrage intermédiaire et d'un portail de sortie.



Pour une perte de charge supérieure à 0,3D, l'entrée est noyée, au lieu d'un déversoir on aura un orifice noyé

Dans ce cas la ventilation est rompue, l'écoulement va aspirer l'air qui se trouve dans la galerie, donc il y'aura une dépression ($P < P_{atm}$) qui implique une vibration à l'intérieur. Il faut que Z_o soit inférieur de 2 à 3m, sinon la fermeture de cours d'eau devient difficile.

Pour déterminer Z_o , il faut remplacer dans le tableau précédent la valeur de $Q_{max} = 348 \text{ m}^3/\text{s}$ par $Q_{min} = 30.06 \text{ m}^3/\text{s}$, On trouve finalement $Z_o = 1.90 \text{ m}$

$$Z_o < 2 \longrightarrow D=D_{ec} = 3\text{m pas de problème de ventilation}$$

VII.5 Ouvrage de restitution

L'objectif de l'ouvrage de restitution est la dissipation de l'énergie cinétique de l'eau à la sortie de la galerie de dérivation.

La vitesse de l'eau à la sortie de la galerie est:

$$v = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots (VII-15)$$

Où :

- Q: Débit laminé;
- S: Section de la galerie.

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh}} \dots\dots\dots (VII-16)$$

h: Hauteur d'eau à la sortie de la galerie.

A.N :

$$V=6.13\text{m/s} \quad \Rightarrow \quad F=1.48$$

Le débit unitaire :

$$q = Q/l = 30.06 / 3 \Rightarrow q = 10.02 \text{ m}^2/\text{s}/\text{m.l}$$

La hauteur critique :

$$Y_c = 2.17$$

L : longueur du bassin.

Donc :

$$L = 8\text{m}$$

$$B = 0,8 \cdot y_c = 0,8 \cdot 2,17 = 1.74 \text{ m}$$

Conclusion

D'après la courbe d'optimisation on remarque que le diamètre optimum est égal à 3m ce qui est correspondant à une hauteur du batardeau égal à 10,85m.

Le batardeau de 10,85 m de hauteur sera incorporé dans la digue pour des raisons économiques et sera constitué de mêmes matériaux que la digue.

CHAPITRE VII :

ORGANISATION

DE

CHANTIER

Introduction

L'organisation de chantier est l'utilisation optimale de ses moyens matériels et humains afin d'achever le projet (le barrage) dans les délais mais aussi le plus économiquement possible et dans les règles de l'art. Ceci ne sera fait qu'une fois un schéma ou un programme d'exécution sera projeté d'une manière intelligente.

Les principes de base observés dans l'organisation de chantier et le calendrier des travaux sont :

- Mécanisation du chantier à un degré maximal et l'utilisation d'un matériel efficace et d'un personnel hautement qualifié.
- Coordination des différentes phases de construction en matière de simultanéité des travaux à exécuter sur le chantier pour accélérer la réalisation.
- Réalisation du barrage et des ouvrages annexes dans la période la plus sèche de l'année.

VII.1 Succession des travaux

VII.1.1 Travaux préparatoires

Généralement les travaux préparatoires sont :

- La préparation des accès et de la circulation pour la préparation de chantier.
- Le piquetage d'implantation des ouvrages.
- Les travaux d'aménagement des emprises et préparation des zones d'emprunt.
- Déboisement de la cuvette et décapage des fondations et creusement éventuel de la clé d'ancrage du barrage.
- La réalisation de l'ouvrage de dérivation qui va servir par la suite à une vidange de fond.

VII.1.2 Exécution de l'ouvrage (Planning et phasage des travaux)

Pour une bonne gestion du projet du point de vue délai et coût, un programme d'exécution doit être fait et étudié sérieusement

L'enchaînement chronologique des principales phases du chantier de construction ne devrait guère être éloigné du schéma type proposé dans le tableau suivant :

- Un piquetage est nécessaire pour la matérialisation des repères par rapport à des points de référence fixes, l'axe et l'assiette du barrage et les ouvrages annexes tels que les canalisations, les drains et l'évacuateur.
- Aménagement des emprises (abattre des arbres, décapage des terres végétales)

- Remblaiement de la clé de l'ouvrage et des fondations jusqu'au terrain naturel.
- Dérivation et protection contre les eaux (protection contre les crues survenant lors des travaux d réalisation.)
- Mise en place de la conduite de vidange et de prise.
- Approvisionnement des matériaux filtrants.
- Exécution du remblai (excavation, chargement, transport, décharge, et compactage).
- Génie civil des ouvrages de prise et de restitution et de l'évacuateur de crue.
- Mise en place des équipements hydrauliques.
- Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de crête et de route d'accès, équipement divers et aménagements des abords.

a. Réalisation de la digue

Les travaux ainsi que les engins utilisés sont mentionnés ci-dessous:

- **Décapage de la couche de terre végétale**

- Pour le creusement et les déplacements des terres on utilise des bulldozers.
- Pour les chargements on utilise des chargeurs.
- Pour les transports des remblais on utilise les camions à benne.

- **Exploitation des carrières**

-Les décapages des couches superficielles et leur transport vers les dépôts provisoires se feront à l'aide des bulldozers muni de rippers.

-On doit procéder à un aménagement des fosses de ceinture tout autour de la carrière.

-On doit encore procéder à des rampes pour permettre tous les accès.

Il est à noter que la pente des talus des déblais dans les zones d'emprunt ne devra pas dépasser la valeur 1/1.

- **Exécution de la fouille d'encrage de la digue**

-Les terrains meubles seront exécutés à l'aide des chargeurs.

-Les terrains rocheux seront exécutés à l'aide des explosifs.

- **Choix des engins**

Les engins utilisés pour les excavations sont des excavateurs à godets et des excavateurs de tranchée. En ce qui concerne le transport des camions à bennes sont utilisés qui ont une bonne capacité, le nivellement sera fait par de niveleuses.

On compacte le sol dans le corps du barrage couche par couche par un rouleau. Pour atteindre la densité du projet, il faut faire de couche de sol de 30cm d'épaisseur avec 6 à 8 passes au rouleau pour obtenir un remblai bien compacté. Un contrôle journalier doit être fait durant toute la période

de réalisation du remblai. Pendant la saison d'été il faudra augmenter la quantité d'eau pour l'humidification et pour faciliter le compactage.

- **Réalisation des drains et filtres**

On a projeté un drain incliné suivi d'un drain tapis pour acheminer l'eau infiltrée vers le drain prisme, qui va l'évacuer en dehors du remblai.

Le compactage des filtres s'effectue à l'aide d'un compacteur à pneu vibrant. On note que la circulation des engins au dessus des collecteurs et des drains n'est autorisée qu'après la mise en place d'une couche suffisante de remblai.

- **Protection de la crête et des talus**

La crête est protégée par une couche de 40 cm insensible à l'eau (produit asphaltique), résistant à la circulation des véhicules.

La mise en place des enrochements pour la protection des talus se fait à l'aide d'une pelle mécanique. Les enrochements seront posés sur des épaisseurs au moins égales à celle indiquées sur les plans d'exécution.

b.Réalisation de l'évacuateur de crue

L'évacuateur de crue sera réalisé en parallèle avec la digue.

Les principales étapes de sa réalisation sont:

- Exécution de la fouille de l'évacuateur le long du tracé à l'aide de pelles mécaniques ou de BULLDOZERS.
- Aménagement du fond du canal.
- Aménagement des filtres, béton de propreté et des drains.
- Coffrage, ferrailage, bétonnage, blocs par blocs et mise des joints.
- Protection en enrochement à l'entrée et à la sortie de l'ouvrage.

c.Réalisation de la dérivation provisoire

La galerie de dérivation se fait en béton armé elle en section fer de cheval avec un diamètre de 5m, l'épaisseur des parois est de 25cm cette galerie est munie d'écrans anti renards.

La vidange de fond est une conduite en acier, de diamètre 2500mm, la prise d'eau est une conduite en acier de diamètre 620mm.

Avant d'entamer la réalisation du corps du barrage, on est tenu à réaliser la dérivation provisoire qui va servir à évacuer le débit de chantier et qu'on transformera plus tard en vidange de fond.

On résumera les étapes de sa construction en:

- Excavation de la tranchée le long de la trace de la galerie à l'aide d'une pelle mécanique.

- Préparation et mise du béton de propreté pour la galerie le long de la trace.
- Coffrage, ferrailage et bétonnage de la galerie par tranche avec jointure.
- Réalisation du batardeau et du remblai déversé en argile.
- Montage de la vidange de fond.
- Exécution de la prise d'eau.
- Exécution de la chambre des vannes et montage des vannes.
- Réalisation du bassin d'amortissement et en fin le canal de restitution.

VII.2 Planification

VII.2.1 Définition

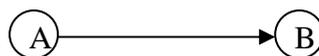
La planification n'est rien d'autre que le résultat d'un bon management basé sur la recherche permanente de nouvelles méthodes du travail pour un meilleur rendement; son objectif est de s'assurer que le travail se fait dans un enchaînement logique, dans les délais et au moindre coût.

VII.2.2 Techniques de la planification

Il existe deux méthodes essentielles; l'une est basée sur le réseau et l'autre sur le graphique.

La technique de planification utilisée dans notre projet est la méthode basée sur le réseau, le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives ou simultanées.

On a ainsi utilisé le réseau à nœuds, l'opération est représentée par des nœuds et la succession des opérations par des flèches.



Ce réseau indique que l'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

VII.2.3 Construction du réseau

La procédure se fait comme suit:

- 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.

Il existe plusieurs méthodes basées sur le réseau, il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M (méthode du chemin critique).

- **Les paramètres de la méthode C.P.M**

Cette méthode a pour objectif de réduire le temps de réalisation du projet, réduire le coût, ainsi que de garantir un bon rendement du travail.

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

Avec :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

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 :

$$\begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \end{cases}$$

- **Chemin critique (C.C)**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{cc} = D.T.P \end{cases}$$

VII.2.4 Planification du projet

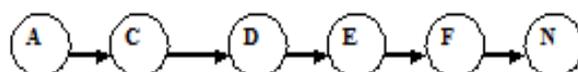
Les opérations et leurs symboles sont cités ci-dessous:

Tableau VII.1 : symboles des opérations

Symboles	Opérations	Durée (mois)
A	INSTALLATION DE CHANTIER	3
B	REALISATION DE LA GALERIE DE DERIVATION	7
C	REALISATION DU BATARDEAU	5
D	EXCAVATION DU BARRAGE	8
E	RECHARGES DU BARRAGE	11
F	ECRAN D'ETANCHEITE	18
G	EXCAVATION DE L'EVACUATEUR DE CRUE	8
H	BETONAGE DE L'EVACUATEUR DE CRUE	11
I	ACCES DE DIGUE DE COL	5
J	EXCAVATION DE DIGUE DE COL	7
K	RECHARGES DE DIGUE DE COL	8
L	EQUIPEMENTS HYDROMECHANIQUES	4
M	EQUIPEMENTS ELECTROMECHANIQUES	7
N	Travaux de finition	14

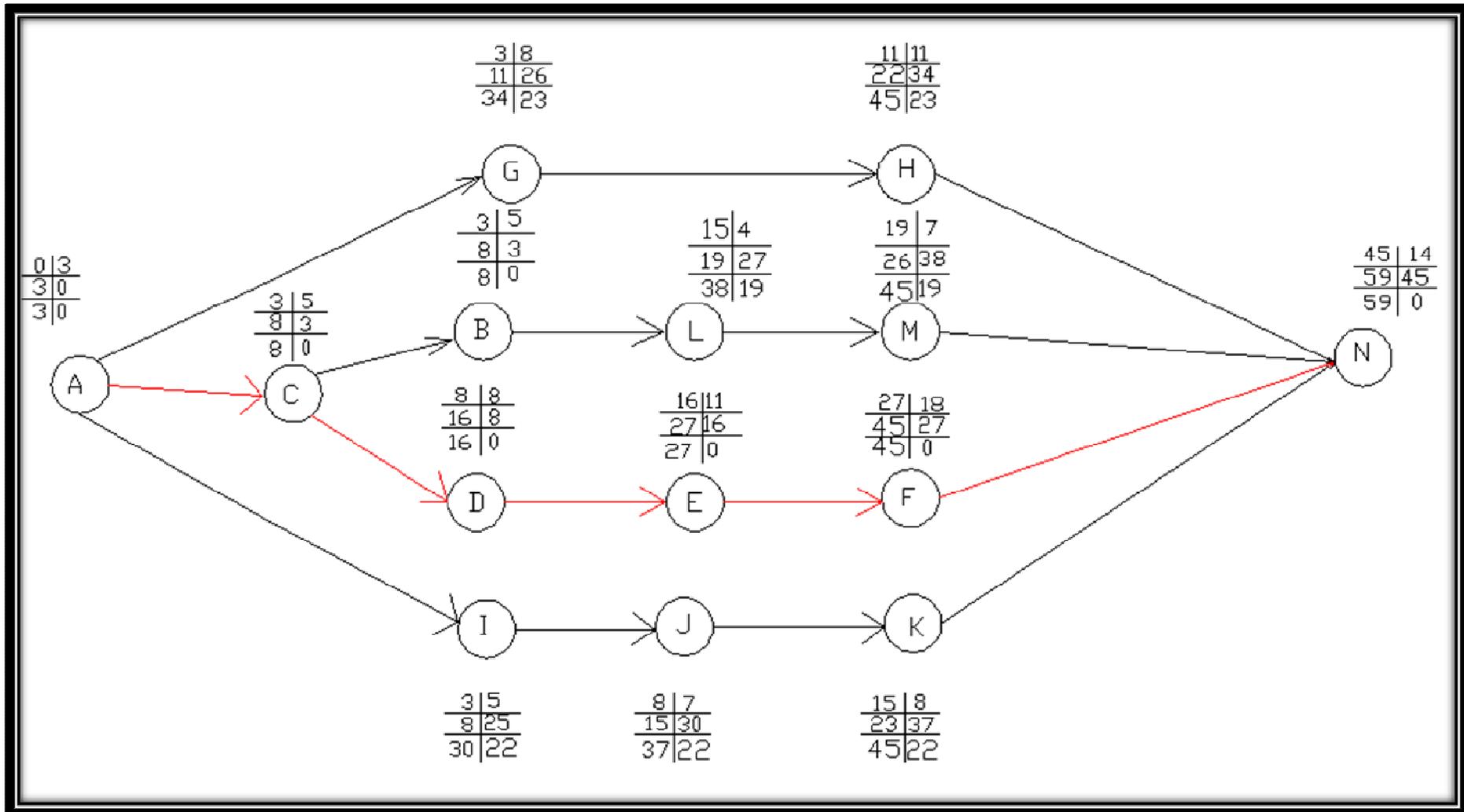
VII.2.5 Détermination du chemin critique

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donné par le chemin suivant:



$$DTR = \sum TR = 3 + 5 + 8 + 11 + 18 + 14 = 59 \text{ mois.}$$

Le délai de construction du barrage en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent (sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement) est estimé par 59 mois au maximum, pendant la période de préparation, on installe et on organise le chantier



2

Figure VII.1 : Réseau a nœuds

VII.3 Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues et la dérivation provisoire.

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages:

Tableau VII.2 : devis estimatif;

- La digue

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m ³	(DA)	(M DA)
Noyau du barrage	m ³	205000	500	102,5
Recharge amant	m ³	337800	400	135,12
Recharge aval	m ³	400000	400	160
Deblai de tranchee de la parafuille	m ³	31000	300	8,3
Transition alluvionnaire amant	m ³	38200	400	15,28
Filtre	m ³	32000	600	19,2
drain	m ³	50000	600	30
L'encrochement	m ³	35600	3000	106,8
Protection du parement aval	m ³	6400	240	1,536
Colmatage aval	m ³	37000	500	18,5

Montant total =597,236(M Da)

- L'évacuateur de crues

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m ³	(DA)	(M.DA)
Déblai	m ³	28690	300	86,07
Remblai	m ³	18220	500	0,9 11
Béton armé 350 kg/m ³	m ³	6600	15000	99,000
Béton de propreté 250 kg/m ³	m ³	250	11000	2,75000
Enrochements	m ³	750	3000	2,25000
sable	m ³	1260	1200	1,51200
Waterstop	ml	900	300	0,27
Montant total = 114,76 (M.Da)				

- Dérivation, vidange de fond et prise d'eau

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m ³	(DA)	(M.DA)
Déblai	m ³	12400	250	3,10000
Remblai	m ³	9300	500	4,65000
Béton armé 350 kg/m ³	m ³	1780	15000	26,70000
Béton de propreté 250 kg/m ³	m ³	80	11000	0,88000
Enrochements	m ³	50	3000	0,15000
Conduite métallique 300 mm	ml	1410	40000	56,40000
Vannes 300mm	u	20	38000	0,76000
Vannes 100mm	u	20	18000	0,36000
Grille	u	10	3000	0,03000
Montant total = 93,03 (Da)				

Le coût total de l'ouvrage est de: huit cent cinq millions dinars (805DA).

CHAPITRE VIII :

PROTECTION & SÉCURITÉ DE TRAVAIL

Introduction

Dans le cadre de la gestion de l'absentéisme, vous pouvez être confronté à des pathologies ou maladies d'origine professionnelle, on a de nombreux accidents de travail.

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production et sur le plan humain.

L'objet sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier, il existe pour cela un certain nombre de dispositifs de consignes et de règlements dits « de sécurité », leur utilisation est contestable bien que le problème reste difficile.

VIII.1 Comité de sécurité

L'Agent de sécurité fait la patrouille périodiquement dans le chantier et rapporte le résultat de la patrouille à la réunion tenue à cet égard.

VIII.2 Instructions structurelles sur la sécurité**- Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier**

Quoiqu'il en soit, Algérien ou expatrié, la personne qui travaille ou pénètre sur le site doit être informé en matière de sécurité de façon qu'il respecte les règles de sécurité du chantier.

-Instructions à donner au Chef d'équipe

Le Chef d'équipe confirme périodiquement les mesures préventives contre les accidents.

- **Réunion matinale en matière de sécurité :** Le contre maître de chaque poste préside tous les matins une réunion pour expliquer le détail des travaux à exécuter en précisant l'instruction sur la sécurité.
- **Mise en ordre du chantier :** L'effectif de chaque poste s'engage à la mise en ordre du chantier une fois par mois à la date préalablement fixée.

- Principales fonctions du service de sécurité

- **Etudes :**
 - Participation au Comité d'hygiène et de sécurité.
 - Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
 - Suggestions du Personnel.

- Statistique : élaboration et commentaire.
- Rapport avec l'administration.
- **Exécution :**
 - Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
 - Réalisations pratiques des suggestions et des études.
- **Contrôle :**
 - Enquêtes à la suite des accidents.
 - Inspections des installations.
 - Visites périodiques effectuées par les organismes.
 - Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.
- **Animation :**
 - Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
 - Equipes de secours.
 - Formation spéciale concernant certaines professions

VIII.3.Causes des accidents de travail

Les différents facteurs réagissant les causes d'accidents de travail se divisent en deux catégories : l'une se traduit par les facteurs humains, l'autre par les facteurs matériels.

- **facteurs humains**

Ces facteurs concernent les actions dangereuses dans le travail dues au comportement de nature humaine qui nécessite dans certains cas l'intervention d'un médecin et d'un psychologue tel que :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue excessive
- Manque de concentration.
- L'agitation
- La nervosité.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Taux d'erreur important.

- **facteurs matériels**

Les causes d'accidents d'origine matérielle évoluent généralement pendant l'exécution des travaux. Elles proviennent :

- Des outils et engins utilisés (implantation, entretien).
- Du lieu de travail (éclairage, conditions climatiques).
- Des conditions d'hygiène et de sécurité (ventilation, production).

VIII.4 Causes des maladies professionnelles

- **Les poussières**

Par son inhalation, la poussière est l'un des facteurs qui cause le plus de maladies graves. Parmi ces maladies nous pouvons citer la silicose due aux poussières de silicium qui est l'une des plus graves et des plus fréquentes des maladies professionnelles, notons également l'asbestose due aux poussières d'amiante, ainsi que la sidérose due aux poussières d'oxyde de fer.

Ces maladies se traduisent par un certain nombre de symptômes tels que :

- dyspnée : au début difficulté de respirer, c'est une dyspnée d'effort, puis cela aboutit à une insuffisance respiratoire plus importante.
- l'hémoptysie : expectoration sanglante avec risque de tuberculose.

- **Le bruit**

Les surdités professionnelles surviennent par traumatismes sonores dus à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieurs à une seconde et aigus, c'est une surdité de perception parce qu'elle se situe au niveau de l'oreille interne.

Nous pouvons citer comme exemple le marteau piqueur qui donne une surdité de perception avec une notion à clarifier : une durée minimale d'exposition de deux années, déficit audiométrique bilatéral par lésions cochléaires irréversibles, c'est-à-dire ne s'aggravant plus après cessation d'exposition aux risques, le marteau piqueur donne également des tendinites aux niveaux des coudes et des poignets par microtraumatismes dus aux vibrations.

VIII.5 Conditions dangereuses dans le chantier

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

VIII.6 Actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
 - Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
 - Agir sans prévenir ou sans autorisation.
 - Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
 - Imprudence durant le travail.
 - Suivre un rythme de travail inadapté.

VIII.7 Methodes et moyens de prévention

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
 - Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
 - Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tous dangers.

Les abris doivent être aérés et chauffés

VIII.8 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage, on a proposé un plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profonde. On a résumé ce plan dans le tableau suivant.

Tableau VIII .1

OBJECTIFS VISES	MESURES A PRENDRE
<ul style="list-style-type: none"> - Prévenir les risques d'accidents par chutes, chutes et engins de terrassement. 	<p>Disposition concernant :</p> <ul style="list-style-type: none"> -La réalisation du chantier de jour comme nuit. -Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard. -Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages.).
<ul style="list-style-type: none"> - Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés. 	<p>Repérage des lignes électriques.</p>
<ul style="list-style-type: none"> - Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ; 	<p>Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.</p>
<ul style="list-style-type: none"> - Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins. 	<p>Interdiction de dépassement et de stationnement.</p>
<ul style="list-style-type: none"> - Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés. 	<ul style="list-style-type: none"> -Définition des lieux de stockage des divers matériaux. -Moyens de calage de chargement et de déchargement.
<ul style="list-style-type: none"> - Eliminer les surcharges en bordure des fouilles. 	<p>Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.</p>
<ul style="list-style-type: none"> - Prévenir les chutes des objets. 	<p>Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.</p>
<ul style="list-style-type: none"> - Prévenir des ruptures des organes de levage. 	<p>Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.</p>
<ul style="list-style-type: none"> - Heurts des personnes par les outils. 	<p>Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.</p>

Conclusion

La prévention et la sécurité de travail doivent être prises très au sérieux, l'esprit de sécurité et protection doit être dans chaque employé, dans chaque ouvrier, dans chaque responsable pour que la perte de vie humaine inutilement cesse, et ne se préoccuper uniquement que du rendement du travail.

Conclusion général

Après avoir analysé et traité tous les données et les résultats obtenus dans le thème de faisabilité du barrage SOUK TLATA sur l'oued de BOUGDOURA wilaya de TIZI OUZOU on peut déduire les conclusions suivantes:

Le site étudié présente de bonnes conditions topographiques, géologiques, géotechniques et Hydrologiques.

La variante barrage zoné à noyau étanche s'adapte mieux au site et permet de bien exploiter les matériaux disponibles;

Les conditions topographiques ont permis d'envisager un évacuateur de crue latérale à entonnement frontal en rive droite.

La stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tout les cas de sollicitation.

Pour des raisons pratiques et économiques, il a été préférable d'associer la conduite de vidange de fond à celle de la prise d'eau. Le tracé de la vidange de fond empruntera celui de la dérivation provisoire.

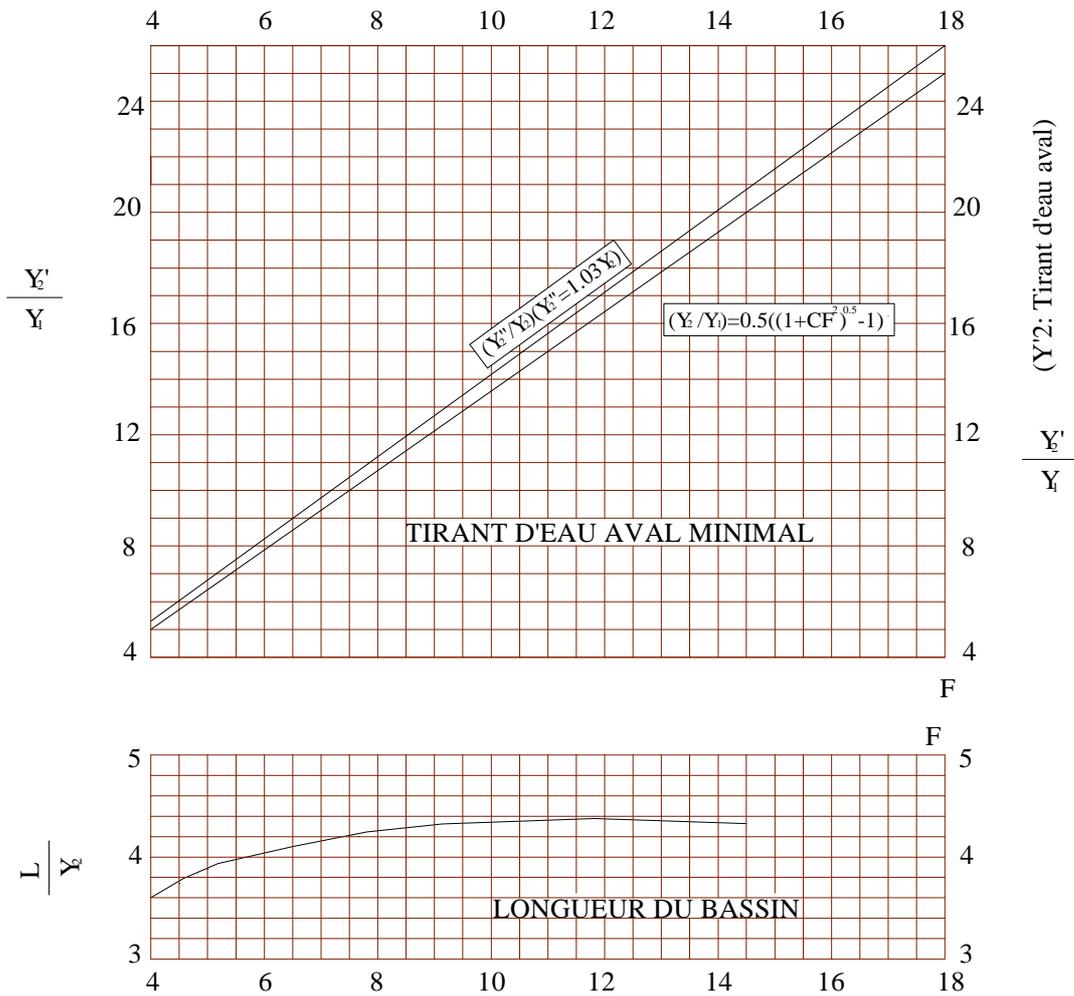
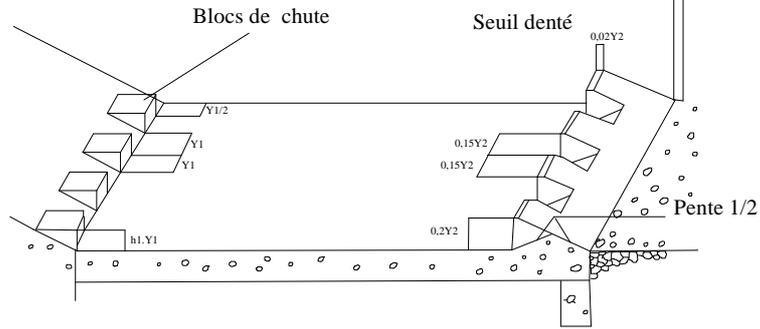
Les résultats obtenus par le biais de ce travail sont satisfaisants. Donc, le site proposé pour la réalisation de cet ouvrage est favorable tant sur le plan technique que sur le plan économique.

ANNEXES

La serie des debits

mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	ANNEE
annee													
1974	20,52	0,72	0,55	21,15	18,00	59,68	605,90	57,40	8,70	2,00	0,92	0,50	605,90
1975	0,43	1,66	3,00	0,92	1,66	33,72	48,30	4,75	1,96	27,69	0,30	0,24	48,30
1976	116,00	0,25	116,00	151,48	13,12	118,20	89,40	53,20	17,50	2,45	1,34	0,32	151,48
1977	0,36	2,07	13,96	93,00	64,68	5,00	2,04	12,80	2,11	2,11	0,34	0,09	93,00
1978	0,09	0,27	1,25	1,40	2,28	2,64	29,00	60,30	7,52	1,38	0,27	0,11	60,30
1979	0,06	2,36	8,18	6,53	1,75	52,20	88,00	10,60	1,86	0,72	0,18	0,05	88,00
1980	0,32	1,48	5,37	10,60	43,80	6,16	62,40	29,85	52,60	1,19	0,41	0,14	62,40
1981	0,03	0,15	0,44	8,45	3,46	4,50	4,73	4,59	3,29	0,79	0,27	0,15	2,57
1982	0,11	0,43	0,51	2,31	149,40	122,00	9,66	7,97	6,35	1,53	0,24	0,08	149,40
1983	1,08	22,36	19,28	169,00	5,07	4,01	2,35	1,73	2,04	0,32	0,15	3,60	169,00
1984	0,08	0,08	13,40	0,60	4,22	31,50	20,42	10,68	4,85	3,22	0,60	0,08	31,50
1985	0,39	2,86	0,80	20,04	19,66	6,02	78,10	5,36	3,89	1,52	0,32	0,11	78,10
1986	0,28	0,55	1,59	1,12	1,59	16,17	146,00	0,95	0,38	0,10	0,03	0,00	146,00
1987	0,03	0,43	0,54	25,98	44,74	185,00	35,50	18,64	2,48	0,84	0,32	0,02	185,00
1988	0,00	0,28	0,60	1,00	3,97	1,80	6,45	3,28	2,62	0,72	0,10	0,00	6,45
1989	0,31	0,05	0,15	34,29	4,32	3,28	11,56	12,15	1,84	0,80	0,31	0,00	34,29
1990	0,15	0,22	0,80	0,57	1,01	0,72	0,65	2,62	34,29	1,64	0,00	0,00	34,29
1991	0,09	1,14	0,32	0,52	8,52	1,48	2,92	88,24	10,70	1,65	1,12	0,12	88,24
1992	0,00	0,18	6,76	28,55	13,35	1,72	11,19	5,20	8,71	0,81	0,16	0,00	28,55
1993	0,03	0,01	0,81	6,51	6,78	9,64	2,04	2,60	2,04	0,53	0,00	0,00	9,64
MOY	7,02	1,88	9,72	29,20	20,57	33,27	62,83	19,65	8,79	2,60	0,37	0,28	103,62

BASSIN DE TYPE III



Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FROUDE supérieure à 4.5 et un vitesse à l'entrée du bassin supérieure à 15 m/s (extrait de "design of smal dams")

La série des apports

mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	ANNEE
annee													
1974	1,55	1,24	1,11	6,79	6,43	17,30	68,81	21,18	12,35	3,66	1,94	0,82	143,18
1975	0,81	1,53	3,42	1,66	1,48	6,13	11,22	8,89	4,51	13,58	0,65	0,26	54,14
1976	1,03	0,48	34,32	6,60	4,67	34,51	20,65	16,92	12,28	3,79	1,68	0,54	137,46
1977	0,60	1,74	3,94	13,44	19,69	7,06	3,62	5,10	3,16	1,68	0,63	0,17	60,81
1978	0,16	0,25	0,71	1,30	1,73	3,81	6,99	23,07	5,36	1,71	0,46	0,16	45,70
1979	0,16	0,83	1,34	3,71	2,89	7,59	21,11	7,06	3,59	1,04	0,34	0,07	49,75
1980	0,31	0,69	4,70	2,91	11,42	6,57	18,34	8,16	10,56	1,92	0,56	0,22	66,35
1981	0,07	0,40	1,15	22,63	9,26	10,89	12,66	11,90	8,82	2,04	0,72	0,41	80,94
1982	0,23	0,41	0,42	2,27	12,73	19,60	11,81	9,20	5,08	1,48	0,26	0,20	63,70
1983	0,42	1,31	8,33	22,21	6,80	3,81	3,65	3,30	1,91	0,50	0,17	0,08	52,49
1984	0,15	0,10	0,65	1,05	3,24	10,45	9,10	9,27	5,89	3,60	0,80	0,20	44,49
1985	0,31	1,53	1,31	4,78	11,87	8,35	33,15	9,93	6,01	1,95	0,44	0,14	79,77
1986	0,18	0,42	1,19	2,19	3,01	4,75	16,49	1,45	0,46	0,10	0,05	0,00	30,28
1987	0,00	0,09	0,22	7,88	8,90	44,86	17,76	11,19	3,52	1,42	0,48	0,01	96,34
1988	0,00	0,37	0,61	1,47	2,29	2,78	5,92	2,92	2,51	0,81	0,06	0,00	19,76
1989	0,12	0,08	0,19	8,51	4,68	3,29	7,64	7,87	2,68	1,30	0,35	0,00	36,71
1990	0,03	0,39	0,72	0,79	1,60	1,29	1,17	2,66	5,93	2,59	0,00	0,00	17,17
1991	0,01	0,57	0,68	0,90	2,08	2,73	4,13	16,63	7,22	2,12	1,18	0,17	38,41
1992	0,00	0,09	2,57	7,93	8,85	3,17	5,33	3,98	5,50	1,33	0,06	0,00	38,81
1993	0,01	0,01	0,42	2,64	3,89	6,34	3,64	4,39	3,30	0,27	0,00	0,00	24,90
moyenne	0,31	0,63	3,40	6,08	6,38	10,26	14,16	9,25	5,53	2,34	0,54	0,17	59,06

Talu aval : Fonctionnement normal

R=126,04

N°tranche	largeur	h1	h2	h3	h1	g1	g2	g3	G	sina	cosa	N	T	feq	tgf	Ceq	l	c*I	P	(N-P)tgf	dn	aGndh
-4	12,6	0	0	4,45	2,2	2,2	2,25	1,25	70,11	-0,29	0,96	67,19	-20,03	36	0,73	1,5	13,15	19,73	58,53	6,32	124,61	611,55
-3	12,6	0	1,59	9,16	2,2	2,2	2,25	1,25	189,41	-0,21	0,98	185,01	-40,59	36	0,73	1,5	12,90	19,36	138,72	33,79	122,43	1623,23
-2	12,6	0	7,19	12,42	2,2	2,2	2,25	1,25	399,58	-0,14	0,99	395,48	-57,08	36	0,73	1,5	12,73	19,10	249,73	106,40	118,44	3312,82
-1	12,6	0	12,79	13,56	2,2	2,2	2,25	1,25	576,35	-0,07	1,00	574,88	-41,17	36	0,73	1,5	12,64	18,95	332,97	176,60	114,48	4618,63
0	12,6	0	17,54	14,97	2,2	2,2	2,25	1,25	733,27	0,00	1,00	733,27	0,00	36	0,73	1,5	12,60	18,91	409,76	236,16	111,78	5737,54
1	12,6	1,36	22,63	14,33	2,2	2,2	2,25	1,25	905,24	0,07	1,00	902,93	64,66	36	0,73	1,5	12,64	18,95	484,22	305,66	108,47	6873,43
2	12,6	1,87	27,72	12,42	2,2	2,2	2,25	1,25	1033,64	0,14	0,99	1023,04	147,66	36	0,73	1,5	12,73	19,10	534,98	356,28	106,55	7709,41
3	12,6	2,65	32,54	9,16	2,2	2,2	2,25	1,25	1140,60	0,21	0,98	1114,10	244,41	36	0,73	1,5	12,90	19,36	572,28	395,53	105,5	8423,32
4	12,6	2,35	38,44	4,45	2,2	2,2	2,25	1,25	1225,39	0,29	0,96	1174,31	350,11	36	0,73	1,5	13,15	19,73	595,01	422,89	105,31	9033,23
5	12,6	4,86	39,62	0	2,2	2,2	2,25	1,25	1258,35	0,36	0,93	1175,36	449,41	36	0,73	1,5	13,49	20,24	600,21	419,86	106,3	9363,35
6	12,6	8,11	33,66	0	2,2	2,2	2,25	1,25	1179,44	0,43	0,90	1065,64	505,48	36	0,73	1,5	13,95	20,93	582,69	352,55	108,46	8954,58
7	12,6	11,48	25,07	0	2,2	2,2	2,25	1,25	1029,29	0,50	0,87	891,39	514,64	36	0,73	1,5	14,55	21,83	531,94	262,40	11,76	847,31
8	12,6	14,95	12,83	0	2,2	2,2	2,25	1,25	778,39	0,57	0,82	638,79	444,80	36	0,73	1,5	15,36	23,04	426,66	154,85	115,61	6299,29
9	12,6	9,95	0	0	2,2	2,2	2,25	1,25	275,90	0,64	0,77	211,34	177,37	36	0,73	1,5	16,45	24,68	163,72	34,76	120,22	2321,82
									10794,96				2739,67					283,90		3264,05		75729,52

K_{ss}=1,29

K_{as}=1,15

R=118,9

Talu aval : Fonctionnement normal

N°tranche	largeur	h1	h2	h3	g1	g2	g3	G	sina	cosa	N	T	feq	tgf	Ceq	l	c*I	P	(N-P)tgf	dn	aGndn
-4	11,89	0	0	3,66	2,2	2,25	1,25	54,40	-0,29	0,96	52,13	-15,54	36	0,73	1,5	12,41	18,61	45,41	4,90	117,73	448,29
-3	11,89	0	4,7	8,12	2,2	2,25	1,25	246,42	-0,21	0,98	240,70	-52,80	36	0,73	1,5	12,17	18,26	156,05	61,79	114,55	1975,92
-2	11,89	0	9,99	10,59	2,2	2,25	1,25	424,65	-0,14	0,99	420,30	-60,66	36	0,73	1,5	12,01	18,02	247,23	126,34	110,36	3280,52
-1	11,89	0	15,28	13,01	2,2	2,25	1,25	602,14	-0,07	1,00	600,60	-43,01	36	0,73	1,5	11,92	17,88	337,23	192,26	103,11	4346,06
0	11,89	1,01	19,56	13,6	2,2	2,25	1,25	751,83	0,00	1,00	751,83	0,00	36	0,73	1,5	11,89	17,84	406,28	252,25	100,5	5289,11
1	11,89	1,39	24,47	13,01	2,2	2,25	1,25	884,35	0,07	1,00	882,10	63,17	36	0,73	1,5	11,92	17,88	463,35	305,69	98,72	6111,24
2	11,89	1,98	29,17	11,2	2,2	2,25	1,25	998,62	0,14	0,99	988,38	142,66	36	0,73	1,5	12,01	18,02	508,76	350,12	97,86	6840,77
3	11,89	2,61	33,83	8,12	2,2	2,25	1,25	1093,99	0,21	0,98	1068,58	234,43	36	0,73	1,5	12,17	18,26	542,42	384,10	98	7504,79
4	11,89	2,4	39,33	3,66	2,2	2,25	1,25	1169,35	0,29	0,96	1120,61	334,10	36	0,73	1,5	12,41	18,61	563,16	406,93	99,14	8115,07
5	11,89	5,21	39,45	0	2,2	2,25	1,25	1191,67	0,36	0,93	1113,08	425,60	36	0,73	1,5	12,73	19,09	568,50	397,54	101,53	8469,31
6	11,89	8,29	33,79	0	2,2	2,25	1,25	1120,82	0,43	0,90	1012,67	480,35	36	0,73	1,5	13,16	19,74	553,77	335,00	104,39	8190,14
7	11,89	11,48	25,66	0	2,2	2,25	1,25	986,76	0,50	0,87	854,56	493,38	36	0,73	1,5	13,73	20,59	509,91	251,60	108,25	7477,20
8	11,89	14,41	14,06	0	2,2	2,25	1,25	753,08	0,57	0,82	618,01	430,33	36	0,73	1,5	14,49	21,73	412,49	150,03	112,86	5949,46
9	11,89	12,35	0	0	2,2	2,25	1,25	323,05	0,64	0,77	247,45	207,68	36	0,73	1,5	15,52	23,28	191,70	40,70	117,32	2653,03
								10601,136				2639,67					267,82		3259,25		76650,91

K_{ss}=1,34K_{as}=1,17

R=134,45

Talu aval : Fonctionnement normal

N°tranche	largeur	h1	h2	h3	g1	g2	g3	G	sina	cosa	N	T	feq	tgf	Ceq	I	c*I	P	(N-P)tgf	dn	aGrndn
-4	13,45	0	0	3,29	2,2	2,25	1,25	55,29	-0,29	0,96	52,99	-15,80	36	0,73	1,5	14,03	21,04	46,16	4,99	133,4	516,32
-3	13,45	0	0	8,32	2,2	2,25	1,25	139,83	-0,21	0,98	136,58	-29,96	36	0,73	1,5	13,76	20,65	114,52	16,10	131,37	1285,84
-2	13,45	0	4,31	11,79	2,2	2,25	1,25	328,53	-0,14	0,99	325,16	-46,93	36	0,73	1,5	13,58	20,38	218,71	77,71	128,44	2953,73
-1	13,45	0	10,29	13,83	2,2	2,25	1,25	543,72	-0,07	1,00	542,33	-38,84	36	0,73	1,5	13,48	20,22	325,12	158,56	124,21	4727,45
0	13,45	0,31	15,95	14,51	2,2	2,25	1,25	735,54	0,00	1,00	735,54	0,00	36	0,73	1,5	13,45	20,17	413,70	234,94	120,51	6204,76
1	13,45	1,2	12,03	13,83	2,2	2,25	1,25	631,85	0,07	1,00	630,23	45,13	36	0,73	1,5	13,48	20,22	364,75	193,80	117,56	5199,60
2	13,45	1,74	26,46	11,79	2,2	2,25	1,25	1050,06	0,14	0,99	1039,29	150,01	36	0,73	1,5	13,58	20,38	543,24	362,12	115,5	8489,74
3	13,45	2,71	31,47	8,32	2,2	2,25	1,25	1171,99	0,21	0,98	1144,77	251,14	36	0,73	1,5	13,76	20,65	585,00	408,63	114,41	9386,15
4	13,45	2,4	37,76	3,29	2,2	2,25	1,25	1268,57	0,29	0,96	1215,69	362,45	36	0,73	1,5	14,03	21,04	609,60	442,45	114,38	10156,93
5	13,45	4,72	37,92	0	2,2	2,25	1,25	1286,74	0,36	0,93	1201,88	459,55	36	0,73	1,5	14,39	21,59	613,77	429,32	115,28	10383,48
6	13,45	8,17	31,57	0	2,2	2,25	1,25	1196,69	0,43	0,90	1081,22	512,87	36	0,73	1,5	14,88	22,32	591,37	357,59	117,55	9846,98
7	13,45	11,78	22,4	0	2,2	2,25	1,25	1026,07	0,50	0,87	888,60	513,03	36	0,73	1,5	15,52	23,29	530,64	261,31	120,85	8680,03
8	13,45	15,49	9,33	0	2,2	2,25	1,25	740,42	0,57	0,82	607,63	423,10	36	0,73	1,5	16,38	24,57	406,63	146,73	124,71	6463,67
9	13,45	4,75	0	0	2,2	2,25	1,25	140,50	0,64	0,77	107,62	90,32	36	0,73	1,5	17,55	26,33	83,37	17,70	129,3	1271,67
								10315,797				2676,07					302,85		3111,94		85566,35

K_{ss}=1,27K_{as}=1,14

R=134,77

Talu amant: Vidange rapide

N°tranche	largeur	h1	h2	h3	g1	g2	g3	G	sina	cosa	N	T	36	tgf	Ceq	I	c* _I	P	(N-P)tgf	dn	aGndn
-3	13,5	0	0	4,09	2,2	2,25	1,25	71,97	-0,23	0,97	70,02	-16,61	36	0,73	1,5	13,85	20,78	56,65	9,76	133,37	671,88
-2	13,5	0	4,58	7,58	2,2	2,25	1,25	257,88	-0,15	0,99	254,81	-39,67	36	0,73	1,5	13,64	20,46	165,85	64,94	130,52	2356,12
-1	13,5	0	10,57	9,63	2,2	2,25	1,25	467,15	-0,08	1,00	465,76	-35,93	36	0,73	1,5	13,52	20,28	273,04	140,68	126,39	4132,99
0	13,5	0	16,56	10,3	2,2	2,25	1,25	657,81	0,00	1,00	657,81	0,00	36	0,73	1,5	13,48	20,22	361,99	215,95	122,59	5644,89
1	13,5	0	22,55	9,63	2,2	2,25	1,25	830,42	0,08	1,00	827,96	63,88	36	0,73	1,5	13,52	20,28	434,98	286,88	120,07	6979,59
2	13,5	0	28,54	7,58	2,2	2,25	1,25	984,43	0,15	0,99	972,71	151,45	36	0,73	1,5	13,64	20,46	492,65	350,44	118,35	8155,49
3	13,5	0	34,53	4,09	2,2	2,25	1,25	1119,03	0,23	0,97	1088,82	258,24	36	0,73	1,5	13,85	20,78	534,92	404,35	116,59	9132,73
4	13,5	0	39,57	0	2,2	2,25	1,25	1216,74	0,31	0,95	1157,71	374,38	36	0,73	1,5	14,16	21,25	560,48	435,98	116,48	9920,79
5	13,5	0	38,75	0	2,2	2,25	1,25	1191,87	0,38	0,92	1100,19	458,41	36	0,73	1,5	14,60	21,90	565,75	390,14	117,49	9802,31
6	13,5	0	35,84	0	2,2	2,25	1,25	1103,63	0,46	0,89	979,05	509,37	36	0,73	1,5	15,19	22,79	544,48	317,24	119,4	9224,15
7	13,5	1,99	28,26	0	2,2	2,25	1,25	932,78	0,54	0,84	786,01	502,27	36	0,73	1,5	15,99	23,99	483,81	220,61	122,58	8003,84
8	13,5	12,6	8,26	0	2,2	2,25	1,25	640,60	0,62	0,79	504,94	394,22	36	0,73	1,5	17,10	25,65	356,49	108,37	126,2	5659,08
9	13,5	0,23	0	0	2,2	2,25	1,25	23,67	0,69	0,72	17,08	16,38	36	0,73	1,5	18,68	28,01	4,30	9,33	130,45	216,10
								9497,98				2636,38					286,82		2954,67		79899,96
K _{ss} =1,23 K _{as} =1,21																					

R=142,31

Talu amant: Vidange rapide

N°tranche	largeur	h1	h2	h3	g1	g2	g3	G	sina	cosa	N	T	36	tgf	Ceq	l	c*1	P	(N-P)/tgf	dn	aGndn				
-4	14,2	0	0	2,65	2,2	2,25	1,25	55,50	0,29	0,96	53,19	-15,86	36	0,73	1,5	14,85	22,28	39,35	10,10	141,48	549,66				
-3	14,2	0	0	7,97	2,2	2,25	1,25	131,21	0,21	0,98	128,16	-28,12	36	0,73	1,5	14,57	21,85	116,12	8,79	139,41	1280,44				
-2	14,2	0	0,83	11,7	2,2	2,25	1,25	210,16	0,14	0,99	208,00	-30,02	36	0,73	1,5	14,38	21,57	179,44	20,85	137,53	2023,20				
-1	14,2	0	7,16	13,8	2,2	2,25	1,25	443,58	0,07	1,00	442,45	-31,68	36	0,73	1,5	14,27	21,40	299,19	104,58	133,68	4150,85				
0	14,2	0	13,48	14,5	2,2	2,25	1,25	656,19	0,00	1,00	656,19	0,00	36	0,73	1,5	14,23	21,35	398,61	188,03	129,76	5960,32				
1	14,2	0	19,8	13,8	2,2	2,25	1,25	848,31	0,07	1,00	846,14	60,59	36	0,73	1,5	14,27	21,40	479,53	267,63	124,81	7411,43				
2	14,2	0	26,13	11,7	2,2	2,25	1,25	1020,26	0,14	0,99	1009,79	145,75	36	0,73	1,5	14,38	21,57	543,22	340,60	123,39	8812,26				
3	14,2	0	32,45	7,97	2,2	2,25	1,25	1170,25	0,21	0,98	1143,07	250,77	36	0,73	1,5	14,57	21,85	588,90	404,54	123,28	10098,80				
4	14,2	0	38,78	2,65	2,2	2,25	1,25	1297,23	0,29	0,96	1243,15	370,64	36	0,73	1,5	14,85	22,28	615,24	458,38	124,13	11271,73				
5	14,2	0	40,57	0	2,2	2,25	1,25	1316,83	0,36	0,93	1229,98	470,30	36	0,73	1,5	15,24	22,85	618,12	446,66	126,21	11633,80				
6	14,2	0	37,5	0	2,2	2,25	1,25	1218,53	0,43	0,90	1100,95	522,23	36	0,73	1,5	15,75	23,63	590,66	372,52	128,82	10987,97				
7	14,2	0	31,61	0	2,2	2,25	1,25	1029,93	0,50	0,87	891,95	514,97	36	0,73	1,5	16,43	24,65	519,43	271,94	133,35	9613,91				
8	14,2	12	9,68	0	2,2	2,25	1,25	704,06	0,57	0,82	577,79	402,32	36	0,73	1,5	17,34	26,01	376,30	147,09	137,73	6787,96				
9	14,2	0,27	0	0	2,2	2,25	1,25	26,24	0,29	0,96	25,15	-7,50	36	0,73	1,5	14,85	22,28	4,01	15,43	90,44	166,13				
												10128,28											314,96		
												2624,38											3057,13		
																						Kss=1,28		Kas=1,17	

R=137,35

Talu amant: Vidange rapide

N°tranche	largeur	h1	h2	h3	g1	g2	g3	G	sina	cosa	N	T	36	tgf	Ceq	I	c*I	P	(N-P)tgf	dn	aGndn
-3	13,7	0	0	4,8	2,2	2,25	1,25	82,41	-0,23	0,97	80,19	-19,02	36	0,7	1,5	14,12	21,17	67,05	9,59	135,7	782,81
-2	13,7	0	3,5	8,3	2,2	2,25	1,25	240,29	-0,15	0,99	237,43	-36,97	36	0,7	1,5	13,90	20,85	164,30	53,38	133,2	2240,67
-1	13,7	0	9,6	10	2,2	2,25	1,25	457,07	-0,08	1,00	455,71	-35,16	36	0,7	1,5	13,78	20,66	275,38	131,64	129,1	4131,79
0	13,7	0	16	11	2,2	2,25	1,25	654,61	0,00	1,00	654,61	0,00	36	0,7	1,5	13,74	20,60	367,55	209,55	125,4	5747,08
1	13,7	0	22	10	2,2	2,25	1,25	833,47	0,08	1,00	831,00	64,11	36	0,7	1,5	13,78	20,66	443,17	283,12	122,4	7142,37
2	13,7	0	28	8,3	2,2	2,25	1,25	992,80	0,15	0,99	980,98	152,74	36	0,7	1,5	13,90	20,85	502,78	349,09	120,6	8381,22
3	13,7	0	34	4,8	2,2	2,25	1,25	1132,52	0,23	0,97	1101,95	261,35	36	0,7	1,5	14,12	21,17	546,71	405,32	119,2	9449,74
4	13,7	0	40	0	2,2	2,25	1,25	1244,36	0,31	0,95	1183,99	382,88	36	0,7	1,5	14,44	21,65	573,23	445,86	119	10363,75
5	13,7	0	39	0	2,2	2,25	1,25	1219,32	0,38	0,92	1125,53	468,97	36	0,7	1,5	14,88	22,32	578,82	399,10	119,8	10226,96
6	13,7	0	36	0	2,2	2,25	1,25	1129,09	0,46	0,89	1001,63	521,12	36	0,7	1,5	15,48	23,22	557,07	324,53	122,4	9674,80
7	13,7	1,4	29	0	2,2	2,25	1,25	954,45	0,54	0,84	804,27	513,94	36	0,7	1,5	16,30	24,45	494,86	225,87	125,2	8362,15
8	13,7	13	8,4	0	2,2	2,25	1,25	654,47	0,62	0,79	515,87	402,75	36	0,7	1,5	17,43	26,14	364,19	110,73	129,2	5916,70
9	13,7	0,2	0	0	2,2	2,25	1,25	23,51	0,69	0,72	16,97	16,28	36	0,7	1,5	19,03	28,55	4,00	9,47	132,9	218,67
								9618,37				2692,99					292,31		2957,26		82638,71
																			K _{ss} =1,21		
																				K _{as} =1,2	

Talus aval : Fin de construction

R=117,4

N°tranche	largeur	h1	h2	h3	g1	g2	g3	G	sina	cosa	N	T	36	tgf	Ceq	l	c*1	P	(N)tgf	dn	aGndn
-4	11,7	0	0	1,88	2,2	2,25	1,25	36,75	-0,29	0,96	35,21	-10,50	36	0,73	1,5	12,25	18,38	23,03	25,71	116,76	300,33
-3	11,7	0	4,03	6,27	2,2	2,25	1,25	194,74	-0,21	0,98	190,21	-41,73	36	0,73	1,5	12,02	18,03	123,80	138,86	114,09	1555,23
-2	11,7	0	9,25	9,31	2,2	2,25	1,25	368,31	-0,14	0,99	364,54	-52,62	36	0,73	1,5	11,86	17,79	220,15	266,11	110,18	2840,65
-1	11,7	0	14,47	11,09	2,2	2,25	1,25	527,10	-0,07	1,00	525,75	-37,65	36	0,73	1,5	11,77	17,66	300,84	383,80	106,26	3920,65
0	11,7	0,95	18,74	11,68	2,2	2,25	1,25	671,35	0,00	1,00	671,35	0,00	36	0,73	1,5	11,74	17,61	368,28	490,09	102,99	4839,98
1	11,7	1,38	23,52	11,09	2,2	2,25	1,25	801,80	0,07	1,00	799,75	57,27	36	0,73	1,5	11,77	17,66	423,60	583,82	100,41	5635,58
2	11,7	1,88	28,24	9,31	2,2	2,25	1,25	918,49	0,14	0,99	909,07	131,21	36	0,73	1,5	11,86	17,79	467,71	663,62	98,64	6341,99
3	11,7	2,64	32,7	6,27	2,2	2,25	1,25	1020,24	0,21	0,98	996,54	218,62	36	0,73	1,5	12,02	18,03	500,12	727,48	97,76	6981,71
4	11,7	2,36	38,2	1,88	2,2	2,25	1,25	1106,75	0,29	0,96	1060,62	316,22	36	0,73	1,5	12,25	18,38	519,92	774,25	97,83	7579,16
5	11,7	4,53	37,2	0	2,2	2,25	1,25	1114,31	0,36	0,93	1040,82	397,97	36	0,73	1,5	12,57	18,85	524,50	759,80	98,89	7713,61
6	11,7	7,52	31,67	0	2,2	2,25	1,25	1045,46	0,43	0,90	944,59	448,06	36	0,73	1,5	12,99	19,49	509,23	689,55	101,48	7426,56
7	11,7	10,64	23,71	0	2,2	2,25	1,25	915,78	0,50	0,87	793,09	457,89	36	0,73	1,5	13,56	20,33	465,65	578,96	103,85	6657,30
8	11,7	13,85	12,3	0	2,2	2,25	1,25	697,30	0,57	0,82	572,24	398,46	36	0,73	1,5	14,31	21,46	374,09	417,73	107,61	5252,53
9	11,7	11,45	0	0	2,2	2,25	1,25	310,41	0,64	0,77	237,77	199,55	36	0,73	1,5	15,33	22,99	175,49	173,57	111,89	2431,19
								9728,79				2482,75					264,44		6673,33		69476,48

K_{ss}=2,79

K_{as}=2,25

R=122,02

Talus aval : Fin de construction

N°tranche	largeur	h1	h2	h3	g1	g2	g3	G	sina	cosa	N	T	36	tgf	Ceq	l	c*I	P	(N)/tgf	dn	aGndn
-3	12,2	0	1,69	1,34	2,2	2,25	1,25	78,00	-0,23	0,97	75,90	-18,00	36	0,73	1,5	12,54	18,81	38,00	55,40	120,92	660,23
-2	12,2	0	7,47	4,49	2,2	2,25	1,25	275,12	-0,15	0,99	271,85	-42,33	36	0,73	1,5	12,35	18,52	147,69	198,45	117,79	2268,48
-1	12,2	0	12,89	6,35	2,2	2,25	1,25	446,62	-0,08	1,00	445,30	-34,36	36	0,73	1,5	12,24	18,36	235,46	325,07	114,01	3564,37
0	12,2	0,84	17,47	6,96	2,2	2,25	1,25	602,36	0,00	1,00	602,36	0,00	36	0,73	1,5	12,20	18,30	308,34	439,72	110,68	4666,83
1	12,2	1,34	22,39	6,35	2,2	2,25	1,25	743,41	0,08	1,00	741,21	57,19	36	0,73	1,5	12,24	18,36	368,13	541,08	108,01	5620,72
2	12,2	1,86	27,3	4,49	2,2	2,25	1,25	869,48	0,15	0,99	859,13	133,77	36	0,73	1,5	12,35	18,52	415,54	627,16	106,42	6477,09
3	12,2	2,7	31,89	1,34	2,2	2,25	1,25	979,61	0,23	0,97	953,17	226,06	36	0,73	1,5	12,54	18,81	450,58	695,81	105,31	7221,37
4	12,2	2,41	34,37	0	2,2	2,25	1,25	1023,56	0,31	0,95	973,90	314,94	36	0,73	1,5	12,82	19,24	471,67	710,95	105,01	7523,87
5	12,2	4,33	31,71	0	2,2	2,25	1,25	1002,07	0,38	0,92	924,99	385,41	36	0,73	1,5	13,22	19,83	476,41	675,24	106,24	7452,20
6	12,2	7,44	25,97	0	2,2	2,25	1,25	927,97	0,46	0,89	823,22	428,29	36	0,73	1,5	13,75	20,63	459,54	600,95	108,13	7023,88
7	12,2	10,68	17,68	0	2,2	2,25	1,25	787,35	0,54	0,84	663,46	423,96	36	0,73	1,5	14,48	21,72	410,67	484,32	110,92	6113,27
8	12,2	14,01	5,85	0	2,2	2,25	1,25	551,95	0,62	0,79	435,06	339,66	36	0,73	1,5	15,48	23,22	307,44	317,60	114,48	4423,12
9	12,2	4,16	0	0	2,2	2,25	1,25	126,93	0,69	0,72	91,59	87,87	36	0,73	1,5	16,91	25,36	70,34	66,86	118,48	1052,67
								8414,43				2302,47					259,69		5738,62		64068,11

K_{ss}=2,6K_{as}=2,12

R=124,84

Talus aval : Fin de construction

N°tranche	largeur	h1	h2	h3	g1	g2	g3	G	sina	cosa	N	T	36	tgf	Ceq	l	c*I	P	(N)/tgf	dn	aGndn
-4	12,48	0	0	0,8	2,2	2,25	1,25	25,72	0,29	0,96	24,65	-7,35	36	0,73	1,5	13,03	19,54	10,55	17,99	124,59	224,29
-3	12,48	0	0,74	5,5	2,2	2,25	1,25	104,80	0,21	0,98	102,37	-22,46	36	0,73	1,5	12,78	19,17	79,50	74,73	122,85	901,25
-2	12,48	0	6,43	8,7	2,2	2,25	1,25	304,83	0,14	0,99	301,70	-43,55	36	0,73	1,5	12,61	18,92	190,84	220,24	119,42	2548,18
-1	12,48	0	11,98	11	2,2	2,25	1,25	484,44	0,07	1,00	483,20	-34,60	36	0,73	1,5	12,52	18,77	282,61	352,74	115,25	3908,23
0	12,48	0,7	16,82	11	2,2	2,25	1,25	647,36	0,00	1,00	647,36	0,00	36	0,73	1,5	12,48	18,73	358,79	472,57	111,81	5066,68
1	12,48	1,29	21,78	11	2,2	2,25	1,25	795,14	0,07	1,00	793,11	56,80	36	0,73	1,5	12,52	18,77	421,41	578,97	109,08	6071,40
2	12,48	1,81	26,81	8,7	2,2	2,25	1,25	926,99	0,14	0,99	917,49	132,43	36	0,73	1,5	12,61	18,92	470,73	669,76	107,16	6953,56
3	12,48	2,71	31,46	5,5	2,2	2,25	1,25	1042,13	0,21	0,98	1017,92	223,31	36	0,73	1,5	12,78	19,17	506,76	743,08	106,16	7744,25
4	12,48	2,44	37,27	0,8	2,2	2,25	1,25	1139,61	0,29	0,96	1092,10	325,60	36	0,73	1,5	13,03	19,54	527,86	797,24	106,13	8466,26
5	12,48	4,23	35,53	0	2,2	2,25	1,25	1129,78	0,36	0,93	1055,27	403,49	36	0,73	1,5	13,37	20,05	531,41	770,35	107,86	8530,09
6	12,48	7,41	29,67	0	2,2	2,25	1,25	1052,52	0,43	0,90	950,96	451,08	36	0,73	1,5	13,82	20,73	512,34	694,20	109,39	8059,46
7	12,48	10,73	21,19	0	2,2	2,25	1,25	905,51	0,50	0,87	784,19	452,75	36	0,73	1,5	14,42	21,62	460,14	572,46	113,32	7182,85
8	12,48	14,14	9,09	0	2,2	2,25	1,25	659,29	0,57	0,82	541,04	376,74	36	0,73	1,5	15,21	22,82	353,38	394,96	116,61	5381,56
9	12,48	6,88	0	0	2,2	2,25	1,25	204,56	0,64	0,77	156,69	131,50	36	0,73	1,5	16,30	24,45	112,13	114,39	121	1732,65
								9422,68				2445,75					281,20		6473,68		72770,71

Kss=2,76

Kas=2,23

R=123,61

Talus amant : Fin de construction

N°tranche	largeur	h1	h2	h3	g1	g2	g3	G	sina	cosa	N	T	36	tgf	Ceq	I	c*I	P	(N)/tgf	dn	aGndn
-3	12,4	0	0,83	1,85	2,2	2,3	1,25	61,40	-0,23	0,97	59,75	-14,17	36	0,73	1,5	12,70	19,06	34,05	43,61	122,84	527,99
-2	12,4	0	5,68	5,04	2,2	2,3	1,25	235,72	-0,15	0,99	232,92	-36,27	36	0,73	1,5	12,51	18,76	134,11	170,03	119,62	1973,81
-1	12,4	0	11,8	6,92	2,2	2,3	1,25	429,45	-0,08	1,00	428,18	-33,03	36	0,73	1,5	12,40	18,60	232,21	312,57	115,87	3483,24
0	12,4	0	17,3	7,54	2,2	2,3	1,25	590,08	0,00	1,00	590,08	0,00	36	0,73	1,5	12,36	18,54	307,17	430,76	112,51	4647,32
1	12,4	0	22,8	6,92	2,2	2,3	1,25	735,11	0,08	1,00	732,93	56,55	36	0,73	1,5	12,40	18,60	368,46	535,04	109,8	5650,05
2	12,4	0	28,3	5,04	2,2	2,3	1,25	864,56	0,15	0,99	854,27	133,01	36	0,73	1,5	12,51	18,76	416,96	623,61	107,88	6528,81
3	12,4	0	33,8	1,85	2,2	2,3	1,25	978,10	0,23	0,97	951,69	225,71	36	0,73	1,5	12,70	19,06	452,77	694,74	107,2	7339,63
4	12,4	0	36,5	0	2,2	2,3	1,25	1030,60	0,31	0,95	980,60	317,11	36	0,73	1,5	12,99	19,49	474,18	715,84	106,03	7649,20
5	12,4	0	35,8	0	2,2	2,3	1,25	1009,74	0,38	0,92	932,07	388,36	36	0,73	1,5	13,39	20,09	478,73	680,41	107,6	7605,36
6	12,4	0	33,1	0	2,2	2,3	1,25	935,76	0,46	0,89	830,13	431,89	36	0,73	1,5	13,93	20,90	461,07	606,00	109,42	7167,35
7	12,4	0	27,8	0	2,2	2,3	1,25	788,35	0,54	0,84	664,31	424,50	36	0,73	1,5	14,67	22,00	407,66	484,94	112,16	6189,52
8	12,4	8,44	10,9	0	2,2	2,3	1,25	548,68	0,62	0,79	432,48	337,65	36	0,73	1,5	15,68	23,52	303,60	315,71	116,84	4487,54
9	12,4	3,83	0	0	2,2	2,3	1,25	119,61	0,69	0,72	86,31	82,80	36	0,73	1,5	17,13	25,69	65,61	63,00	119,57	1001,08
								8327,16				2314,11					263,07		5676,27		64250,90
Kss=2,56																					
Kas=2,09																					

REFERANCE BIBLIOGRAPHIQUE

B. BENLAOUKLI : « Cours d'organisation de chantiers ». ENSH 4^{eme} et 5^{eme} année.

B. TOUAIBIA : «Manuel pratique d'hydrologie». ENSH Blida. Mars 2004

B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI : « Introduction au dimensionnement des retenues collinaires». ENSH Blida. Avril 2004.

CIGB : « Chantiers de barrages, prévention des accidents », Bulletin 80 .1992

GEORGES MUTIN : « L'eau dans le monde arabe ». Edition Ellipses

GERARD DEGOUTTE : «Petits barrages».Comité français des grands barrages Edition CEMAGREF. France, 1997.

G. REMENIERAS : «L'hydrologie de l'ingénieur». Edition EYROLLES 1999.

Guide Maghrébin pour l'exécution des études et des travaux de retenues collinaires : « Ressources en eau dans les pays de l'Afrique du nord », Mai 1987.

M.HASSANE : « Cours d'ouvrages hydrotechniques »; ENSH 5^{eme} année.

M.HASSANE : « Formulaire de calcul des aménagements ». (ENSH).Blida.1998

M.MATTAUER : « Etude géologique de l'OUARSENIS ORIENTAL (ALGERIE) » Bulletin N°17, édition 1958.

PADAUX : «Techniques des barrages en aménagement rural». Edition EYROLLES 1985.

POCHAT : «Guide de calcul hydraulique des évacuateurs de crues». Paris 1985

VOLKOV : «Guide de la thèse de fin d'étude». Blida 1986.
